

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Laboratoire Géo matériaux Environnement et Aménagement
(LGEA)

Mémoire

Présenté

Par **MR LASHEB MICIPSA**

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 RECHERCHE

SPECIALITE: GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT

THEME :

**CARACTERISATIONS GEOTECHNIQUE DE LA COUCHE
SUPERFICIELLE DU GLISSEMENT DE TALA N'TGANA**

Soutenu publiquement le 04/07/2013

Devant le jury composé de:

- ❖ Mr. MELBOUCI BachirProfesseur à l'université MMT0 Président
- ❖ Mlle. BOUBRITMAA à l'UMMT0 Rapporteur
- ❖ Me. ALKAMA Farida.....MAA à UMMTO Examineur
- ❖ Mr. BENZAOUG.M.....MCB à UMMTO Examineur

Promotion 2012/2013

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout **DIEU**, le tout puissant, pour m'avoir guidé durant toutes mes années d'études et de m'avoir donné la volonté et le courage pour terminer ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à ma promotrice ; Me **BOUBRIT**, 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.

J'adresse mes vifs remerciements et j'exprime ma profonde gratitude à Monsieur **MELBOUCI Bachir**, professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, responsable de la promo 2012-2013 (Géotechnique et Environnement), pour sa qualité d'enseignement et pour tous les moyens qu'il a mis à ma disposition, ainsi que pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury.

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

- ❖ Monsieur MELBOUCI Bachir (président) ;
- ❖ Me BOUBRIT (Rapporteur) ;
- ❖ Me ALKAMA Farida (Examineur) ;
- ❖ Monsieur BENZAOUZOU (Examineur).

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude aux laborantins Mrs **LACHEBI Kamel** et **BOUKHERROUB Med Ameziane**, aux M^{elles} **MEDJENOUNE Amel** et **DJERBAL Lynda**, Doctorantes en Géotechnique à l'université Tizi-Ouzou, pour leurs aides précieux et leurs soutiens, ainsi que pour les informations et la documentation qu'ils ont mis à ma disposition, pour l'intérêt qu'ils ont accordé à mon travail ainsi pour leurs encouragements tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Permettez-moi également de remercier tout mes amis qui n'ont pas cessé de m'encourager durant mon travail ainsi tout les habitants du village de Tala N'Tgana qui mon fait visité le site d'étude et tout les désordres provoqué par le glissement.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

- ❖ *Mes très chers parents, pour leur amour, sacrifice, patience, et leur encouragement et que le Dieu les protège*
- ❖ *A ma sœur Elissa*
- ❖ *A tous les membres de la famille surtout à mon cher adorable et regretté grand père BEN BOUDJMA Mohand Ourabah, à tous mes amis et toutes les personnes que j'aime.*
- ❖ *A tous les membres qui m'ont aidé durant mon travail.*

Sommaire



Introduction générale	1
Première partie : étude bibliographique.....	2
Chapitre I : Généralités et causes des glissements de terrain	3
<u>I-Introduction.....</u>	<u>4</u>
1-Définition	4
<u>II- Les mouvements de terrain</u>	<u>4</u>
2-Les différents types de mouvements de terrain	5
2.1-Les mouvements rapides et discontinus	5
2.1.1-retrait et gonflement.....	5
2.1.2-Les fluages.....	6
2.1.3- Les glissements.....	7
2.1.4-Les affaissements	8
2.1.5- Le fauchage des couches	9
2.2-Les mouvements rapides et discontinus	10
2.2.1-Les effondrements	10
2.2.2- Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses.....	11
2.2.3-Les coulées boueuses.....	13
<u>III. La morphologie des glissements de terrains et causes d'instabilités</u>	<u>14</u>
1. Classification des glissements de terrains.....	14
1.1- Selon la forme de la surface de rupture	15
1.1.1- Glissement plan.....	15
1.1.2-Les glissements de type circulaire ou rotationnel.....	18
1.1.2.1- Le glissement rotationnel simple	18
1.1.2.2- Le glissement rotationnel complexe	19
1.2-Selon la vitesse	19
1.2.1- Glissement de terrain permanent.....	19
1.2.2- Glissement de terrain spontané	19
1.3-Selon la profondeur	20
1.3.1-Le glissement superficiel	20
1.3.2-Le glissement semi profond.....	20
1.3.3-Le glissement profond.....	20

Sommaire

2. La cinématique et dynamique des glissements de terrains.....	20
2.1- La cinématique.....	20
2.2-La dynamique	22
2.2.1-La phase de préparation.....	22
2.2.2- La phase de rupture (paroxysme).....	22
2.2.3- La phase d'amortissement (relaxation)	22
2.2.4-La phase de stabilisation	22
2.3- Les différentes manifestations des glissements de terrain	23
2.4-Quelques indices induits par les glissements.....	24
2.5-Les causes des glissements de terrain	25
2.5.1-Les facteurs conditionnant.....	26
2.5.1.1- La lithologie	26
2.5.1.2- La pente.....	26
2.5.1.3- Le relief.....	26
2.5.1.4- La proximité du réseau de drainage.....	26
2.5.1.5- L'activité tectonique récente à actuelle	27
2.5.2- Les facteurs déclenchant.....	27
2.5.2.1- Les précipitations.....	27
2.5.2.2-La sismicité	27
2.5.2.3- Les cours d'eau et les résurgences.....	27
2.5.2.4- Le couvert végétal	28
2.5.2.5-Agents extérieurs.....	28
2.6-Le risque du glissement de terrain.....	29
2.7-Les consignes de sécurité en cas de glissement de terrain.....	29
2.7.1-Avant le glissement	29
2.7.2-Pendant le glissement.....	30
2.7.2.1- A l'extérieur	30
2.7.2.2- A l'intérieur.....	30
2.7.3-Apres le glissement	30
III. Evaluations et surveillance des glissements de terrains.....	30
1. La surveillance	31
1.1- Surveillance continue.....	32
1.2- Surveillance discontinue	33
2-But de la surveillance	34
3-Alerte et alarme	34

Sommaire

3.1-les alertes	34
3.1.1-Les alertes techniques.....	34
3.1.2- Les alertes opérationnelles.....	34
3.2- L’alarme	35
4- Les données nécessaires à la conception de la surveillance.....	35
4.1- Le phénomène et son environnement.....	35
4.1.1- Typologie des mouvements de terrains.....	35
4.1.2- L’environnement du système de surveillance.....	35
4.2- Les éléments du système de surveillance	36
4.2.1- L’entrée du système	36
4.2.2- Le mode de traitement.....	36
4.2.3- Sortie du système (L’exploitation).....	37
Conclusion.....	38
Chapitre II: Reconnaissance des sites et techniques de confortement.....	39
Introduction	40
<u>I- Les éléments d’une reconnaissance de terrain</u>	<u>40</u>
1- Etude géologique.....	40
2- La reconnaissance géotechnique	41
2.1- La reconnaissance géophysique	42
2.1.1-La méthode sismique	42
2.1.2-La méthode électrique	43
2.1.2.1- Principe de la méthode	44
2.1.3-Les diagraphies.....	46
2.1.3.1- Les diagraphies instantanées	46
2.1.3.2- Les diagraphies différées.....	48
2.2- Reconnaissance par sondage mécanique.....	50
3- Analyse de l’hydrogéologie.....	50
3.1-Les eaux de surface.....	51
3.2-Les eaux profondes	51
4-L’étude cinématique.....	52
5- Le calcul de la stabilité au glissement	52
<u>II. Techniques de confortement</u>	<u>53</u>
1- Terrassements	53
1.1 -Remblai de pied	53
1.2- Allègement en tête	54
1.3- Reprofilage	55

Sommaire

1.4- Les purges.....	55
1.5-Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons).....	55
1.4.1- La substitution totale des matériaux glissés	56
1.4.2-La substitution partielle des matériaux glissés	57
2- Dispositifs de drainage	57
2.1- Collecte et canalisation des eaux de surface.....	58
2.2- Tranchées drainantes	59
2.3- Drains subhorizontaux	60
2.4- Drains verticaux, galeries drainantes	61
2.5- Masques et éperons drainants.....	61
3- Les éléments résistants	61
3.1- Les ouvrages de soutènement	61
3.2-Les tirants d’ancrages	63
3.3- Renforcement par inclusions	63
3.4-Les grillages plaqués et les écrans de protection	64
3.5-Les murs en géotextiles	65
Conclusion.....	65
Conclusion générale de la première partie	66
Deuxième partie : Etude expérimentale	67
Chapitre III : Présentation du site	68
Introduction	69
<u>I-Présentation de Wilaya.....</u>	<u>70</u>
1- Situation géographique	70
2-Situation géologique	73
3-Situation climatique	76
3.1-La pluviométrie.....	76
3.2-Les températures.....	77
3.3-Rayonnement solaire et durées d’insolation	79
3.4-l’humidité	80
3.5-Le vent.....	82
5-Situation sismique	84
6-Situation hydrographique.....	86
<u>II-Présentation du site</u>	<u>87</u>
1-Situation géographique	87
2-Situation topographique	89

Sommaire

3-Situation géologique régional (Freha) et du site	89
4-Situation climatique	91
4.1-La pluviométrie.....	91
5-Situation sismique	93
6-Situation hydrographique.....	94
III- Les signes d'instabilité	95
1-Les signes d'instabilité au niveau du sol	95
2-Les signes d'instabilité au niveau des constructions voisines	99
IV- Les facteurs d'instabilité	101
1-Facteur géologique.....	101
2-Facteur topographique.....	102
3-Facteur hydrogéologie.....	103
Conclusion.....	104
Chapitre IV : Caractérisations des matériaux.....	105
Introduction	106
I- Les sols	107
1-Définition	107
2-Structure du sol	107
3-Les types de sol	107
3.1-selon la granulométrie	108
3.1.1- Les sols à gros grains.....	108
3.1.1.1- Les cailloux et les blocs.....	108
3.1.1.2- Le gravier et le sable.....	108
3.1.2- Les sols à grains fins.....	108
3.1.2.1- Le silt	108
3.2- Selon la plasticité	109
3.2.1-Sols sableux	109
3.2.2-Sols limoneux	109
3.2.3-Sols argileux.....	109
II– Lien entre structure et propriétés physiques	110
III- Les caractéristiques physiques.....	110
1- Teneur en eau (w)	110
2-Indice des vides (e)	110
3-Porosité (η).....	111
4-degré de saturation (Sr).....	111

Sommaire

5-La masse volumique sèche (ρ_d).....	111
6-La masse volumique des grains solides (ρ_s)	112
IV- La granulométrie ou répartition granulométrique des particules.....	112
1-L'analyse granulométrique par tamisage.....	112
1.1-But de l'essai.....	112
1.2-Principe de l'essai	112
1.3-Appareillage.....	113
2-L'analyse granulométrique par sédimentométrie	114
2.1-But de l'essai.....	114
2.2-Principe de l'essai.....	115
2.3-Appareillage.....	115
2.4-Préparation de l'échantillon.....	116
2.5-Déroulement de l'essai	116
V- Les limites d'Atterberg.....	117
1- Définition.....	117
1.1-limite de liquidité (W_L)	117
1.2-limite de plasticité (W_P)	117
1.3-limite de retrait (W_R).....	117
2-Principe de l'essai.....	119
3-Appareillage	119
4-Déroulement de l'essai.....	120
4.1-préparation de l'échantillon	120
4.2-détermination de W_L	121
4.3-détermination de W_P	121
VI-Essai de cisaillement.....	122
1-Quelques définitions	122
1.1-Sol pulvérulent (sol grenue).....	122
1.2-Sol cohérent (sol fin).....	123
1.3- L'angle de frottement « ϕ »	124
1.4-La cohésion « C »	125
1.5-Courbe intrinsèque, critère de Mohr – Coulomb	125
2- Notion de résistance au cisaillement	126
3-But de l'essai	128
4-Principe de l'essai.....	128
5-Différents types d'essai à la boîte.....	128

Sommaire

6-Appareillage	129
7-Déroulement de l'essai.....	131
8-Inconvénients de l'essai.....	131
9-Avantages de l'essai	131
V- Essai d'œdométrique	132
1-But de l'essai	132
2-Principe de l'essai.....	132
3-Appareillage	134
4-Déroulement de l'essai.....	135
5-Caractéristiques obtenues à l'oedomètre.....	136
5.1-Indice des vides.....	136
5.2-Caractéristiques de compressibilité	137
5.2.1-L'indice de compression et de gonflement(Cc).....	137
5.2.2-L'indice de gonflement(Cg).....	137
5.2.3-Contrainte de préconsolidation ($\sigma'P$)	137
Conclusion.....	138
Chapitre V : Etude expérimentale.....	139
Introduction	140
I- Les caractéristiques physiques	140
1- La teneur en eau (W) (NF. P94-049-1)	140
1.1-Interprétations des résultats	141
2-Indice des vides	141
2.2-Interprétations des résultats	142
3-Porosité.....	142
3.2-Interprétations des résultats	142
4-Degrés de saturation	142
4.2-Interprétations des résultats	143
5-Les densités.....	144
5.1-Densité humide	144
5.1.1-Interprétations des résultats.....	145
5.2-Densité sèche	145
5.2.2-Interprétations des résultats.....	145
5.3-Densité des grains solides (NF. P94-054).....	146
6-Les limites d'Atterberg (NF. P94-051)	147
6.1-Limites de liquidité	147

Sommaire

6.1.1-Interprétations des résultats.....	151
6.2-Limites de plasticité	152
6.3-Indice de plasticité.....	152
6.4-Interprétations des résultats et classifications.....	153
6.5-L'Activité (A)	159
6.5.1-Interprétation des résultats	159
6.6-Indice de consistance	160
6.7-Indice de liquidité	160
6.8-Classification en fonction des indices de consistances ou de liquidités et l'activité	160
7- La granulométrie	162
7.1- La granulométrie par tamisage (NF. P94-056).....	162
7.1.1-Interprétation des résultats	166
7.2- La granulométrie par sédimentométrie (NF. P94-051).....	167
7.3-Interprétation des résultats.....	172
<u>II- Les caractéristiques mécaniques.....</u>	173
1-Les essais de cisaillement (NF. P94-071-1).....	173
1.1-Courbes de cisaillement.....	174
1.2- Interprétations des résultats	180
1.2.1-Courbes intrinsèques (τ)=f (σ)	180
1.2.2-Courbes contraintes-déformations (τ)= f (ϵ_h)	180
1.2.3-Courbes de variations de volumes (ϵ_v)=f (ϵ_h).....	181
2-Les essais de l'odomètre (NF. P94-090-1).....	181
2.3-Interprétations des résultats	184
Conclusion.....	186
Conclusion de la deuxième partie.....	186
Conclusion générale	187
Bibliographie	188
Annexes	193

Liste des figures



Partie N°01

Chapitre I

Fig. I.1 : Retrait et gonflement	5
Fig. I.2 : Retrait et gonflement	6
Fig. I.3 : Phénomène de fluage.....	6
Fig. I.4 : Glissement de terrain	7
Fig. I.5: Glissement de terrain (RN 30 – Tabarkoukth).....	8
Fig. I.6: Phénomène d’affaissement.....	9
Fig. I.7 : Phénomène de fauchage	9
Fig. I.8: Processus d’effondrement des cavités souterraines.....	10
Fig. I.9 : Effondrement de terrain.....	11
Fig. I.10 : Chutes de blocs.....	12
Fig. I.11: Chutes de blocs.....	12
Fig. I.12 : les coulées boueuses	13
Fig. I.13: Une coulée boueuse d’Illilten à Tizi-Ouzou en mai 2012.....	14
Fig. I.14.a et b : Le glissement plan	16
Fig. I.15: Glissement plan vue de dessous (Ath Attelli- L.N.I-2013)	17
Fig. I.16 : Glissement plan vue de face (Ath Attelli- L.N.I-2013).....	17
Fig. I.17 : Le glissement rotationnel simple	18
Fig. I.18 : Le glissement rotationnel complexe	19
Fig. I. 19 : Les phases de glissement de terrains.....	23
Fig. I.20: Niches d’arrachement, fissures et arbre Incliné.....	24
Fig. I.21 : Zone de rétention d’eau	24
Fig. I.22 : Fissuration d’un mur.....	25
Fig. I.23: L’influence de l’eau sur les versants naturels.....	28
Fig. I.24 : Système de surveillance.....	31
Fig. I.25: Schéma de la surveillance continue	32
Fig. I.26: Schéma de la surveillance discontinue.....	33
Fig. I.27: Organigramme d’un système de surveillance	37

Liste des figures

Chapitre II

Fig. II.1: Sismique réfraction et réflexion : schéma d'acquisition et trajet des rais sismiques.....	43
Fig. II.2: La réalisation d'une prospection sur terrain.....	44
Fig. II.3: La Prospection électrique.....	44
Fig. II. 4: Les diagraphies.....	46
Fig. II.5: Enregistreur.....	47
Fig. II.6: Diagraphie instantanée.....	48
Fig. II.7: Diagraphie instantanée.....	49
Fig. II.8: La sondeuse.....	50
Fig. II.9: Butée en pied.....	54
Fig. II.10: Allègement en tête.....	54
Fig. II.11: Le reprofilage.....	55
Fig. II.12: La substitution totale Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.....	56
Fig. II.13: La substitution partielle.....	57
Fig. II.14: Collecte des eaux de surface.....	58
Fig. II.15: Coupe type d'une tranchée drainante.....	59
Fig. II.16: Drains subhorizontaux.....	60
Fig. II.17: La classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (François SCHLOSSER).....	62
Fig. II.18: Renforcement par tirants.....	63
Fig. II.19: Grillage métallique plaqué.....	64
Fig. II.20: Pose d'écran de protection à mi- paroi.....	64

Partie N°02

Chapitre III

Fig. III.1: Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou.....	70
Fig. III.2: Localisation de la commune de Freha par rapport à Tizi-Ouzou.....	71
Fig. III.3: Les communes limitrophes de Freha.....	72
Fig. III.4: Carte géologique de la grande Kabylie éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier.....	74
Fig. III.5: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie éditée en	

Liste des figures

1951-1952 par M.G.Bétier.....	75
Fig. III.6: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier.....	75
Fig. III.7 : Les précipitations moyenne mensuelles pour la durée 2001-2010.....	76
Fig. III.8 : Les températures moyenne mensuelles pour la durée 1996-2012.....	77
Fig. III.9 : Les températures moyenne annuelles pour la durée 1996-2012	78
Fig. III.10: Durées mensuelles d'insolation à Tizi-Ouzou pour la durée 2001-2010	79
Fig. III.11: Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012	80
Fig. III.12: Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012	82
Fig. III.13: Vitesses moyennes mensuelles des vents durant la période 1996-2010.....	83
Fig. III.14: Vitesses moyennes annuelles des vents durant la période 1996-2010	84
Fig. III.15: Carte de zonage sismique du territoire national RPA 99/ après addenda	85
Fig. III.16: Carte de réseau hydrographique de l'Algérie	86
Fig. III.17: Localisation du village de Tala N'Tgana	87
Fig. III.18: Localisation du site.....	88
Fig. III.19: Localisation des points de prélèvement	88
Fig. III.20: Situation topographique du site et Tala N'Tgana	89
Fig. III.21: Carte géologique de la grande Kabylie publiée en 1996 par O.N.R.G.M.....	90
Fig. III.22: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie publiée en 1996 par O.N.R.G.M.....	91
Fig. III.23: Les précipitations moyennes mensuelles pour la durée 1999-2010	92
Fig. III.24: Les précipitations annuelles pour la durée 1999-2010	93
Fig. III.25: Carte du régime hydrographique de la région de Freha	94
Fig. III.26: Déplacements des arbres.....	95
Fig. III.27: Inclinaisons des arbres	96
Fig. III.28: Présence d'eucalyptus	97
Fig. III.29: Les loupes de glissements	97
Fig. III.30: Fissuration du sol	98
Fig. III.31: Les niches d'arrachements	99
Fig. III.32: Fissurations au niveau des ouvertures	100

Liste des figures

Fig. III.33: Dégradations des murs	100
Fig. III.34: Fissuration de la dalle au sol	101
Fig. III.35: Présence de blocs de grés et des galets	102
Fig. III.36: Présence d'eau sur le site.....	103
Fig. III.37: Présence des puits au voisinage du site	104

Chapitre IV

Fig. IV.1: une tamiseuse électrique	113
Fig. IV.2: Outil de la sédimentométrie	115
Fig. IV.3: Différents états des sols	118
Fig. IV.4: Etat d'un sol en fonction de sa teneur en eau	118
Fig. IV.5: Boite de Casagrande.....	119
Fig. IV.6: outil à rainure	120
Fig. IV.7: une spatule.....	120
Fig. IV.8: Création d'une rainure	121
Fig. IV.9: Réalisation d'un rouleau.....	122
Fig. IV.10: Frottement et l'enchevêtrement des particules	123
Fig. IV.11: courbe Contrainte déformation (Sol pulvérulent).....	123
Fig. IV.12: Droite intrinsèque (sol cohérent)	124
Fig. IV.13: L'angle de frottement.....	124
Fig. IV.14: Courbe (Contrainte déformation) et Droite intrinsèque (cercle de Mohr- Colomb).....	126
Fig. IV.15: Courbe contrainte –déformation.....	127
Fig. IV.16: Schéma de la boîte de cisaillement	130
Fig. IV.17: Schéma de la machine de cisaillement	130
Fig. IV.18: Courbe de variation de hauteur en fonction de log t sous une Contrainte σ_v'	133
Fig. IV.19: Coupe schématisée d'un moule œdométrique.....	134
Fig. IV.20: Oedomètre	135
Fig. IV.21: Courbe de compressibilité	137

Chapitre V

Fig. V.1: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°01)	148
Fig. V.2: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°02)	148
Fig. V.3: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°03)	149

Liste des figures

Fig. V.4: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°04)	149
Fig. V.5: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°05)	150
Fig. V.6: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°06)	150
Fig. V.7: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°07)	151
Fig. V.8: Classification de l'échantillon N°01	153
Fig. V.9: Classification de l'échantillon N°02	154
Fig. V.10: Classification de l'échantillon N°03	155
Fig. V.11: Classification de l'échantillon N°04	156
Fig. V.12: Classification de l'échantillon N°05	157
Fig. V.13: Classification de l'échantillon N°06	158
Fig. V.14: Classification de l'échantillon N°07	158
Fig. V.15: Désignation d'un sol argileux en fonction de son indice de consistance	161
Fig. V.16: Courbe granulométrique ech N°01 (par tamisage)	163
Fig. V.17: Courbe granulométrique ech N°02 (par tamisage)	163
Fig. V.18: Courbe granulométrique ech N°03 (par tamisage)	164
Fig. V.19: Courbe granulométrique ech N°04 (par tamisage)	164
Fig. V.20: Courbe granulométrique ech N°05 (par tamisage)	165
Fig. V.21: Courbe granulométrique ech N°06 (par tamisage)	165
Fig. V.22: Courbe granulométrique ech N°07 (par tamisage)	166
Fig. V.23: Courbe granulométrique ech N°01	169
Fig. V.24: Courbe granulométrique ech N°02	169
Fig. V.25: Courbe granulométrique ech N°03	170
Fig. V.26: Courbe granulométrique ech N°04	170
Fig. V.27: Courbe granulométrique ech N°05	171
Fig. V.28: Courbe granulométrique ech N°06	171
Fig. V.29: Courbe granulométrique ech N°07	172
Fig. V.31: Courbes de cisaillement (échantillon N°01)	174
Fig. V.32: Courbes de cisaillement (échantillon N°02)	175
Fig. V.33: Courbe de cisaillement (échantillon N°03).....	176
Fig. V.34: Courbes de cisaillement (échantillon N°04)	177
Fig. V.35: Courbes de cisaillement (échantillon N°05)	178
Fig. V.36: Courbes de cisaillement (échantillon N°06)	179
Fig. V.37: courbe œdométrique (Echantillon N°04)	183
Fig. V.38: courbe œdométrique (Echantillon N°05)	184

Liste des tableaux



Partie N°01

Chapitre I

Tableau. I.1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables (Cruden and Varnes 1996. Landslide types and processes)	21
---	----

Partie N°02

Chapitre III

Tableau. (III.1) : Les températures moyennes mensuelles pour la période 1996-2012	77
Tableau. (III.2) : Les températures moyennes annuelles pour la période 1996-2012	78
Tableau. (III.3) : Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012 ...	80
Tableau. (III.4) : Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012 ...	81
Tableau. (III.5) : Vitesses moyennes mensuelles des vents durant la période 1996-2010	82
Tableau. (III.6) : Vitesses moyennes annuelles des vents durant la période 1996-2010	83
Tableau. (III.7) : Les différentes zones sismiques de l'Algérie	85
Tableau. (III.8) : Précipitations moyennes mensuelles pour les années 1999-2010	92
Tableau. (III.9) : Précipitations annuelles pour les années 1999-2010	92

Chapitre V

Tableau. (V.1) : Résultats de la teneur en eau	141
Tableau. (V.2) : Résultats des indices des vides	141
Tableau. (V.3) : Résultats des porosités	142
Tableau. (V.4) : Résultats des degrés de saturation	143
Tableau. (V.5) : Tableau relatif à l'état de saturation du matériau	143

Liste des tableaux

Tableau. (V.6) : Résultats de la densité humide.....	144
Tableau. (V.7) : Résultats de la densité sèche.....	145
Tableau. (V.8) : Tableau relatif au poids volumique sec	146
Tableau. (V.9) : Résultats de la masse volumique ρ_s	146
Tableau. (V.10) : Résultats de la teneur en eau obtenues dans les essais des limites de liquidité.....	147
Tableau. (V.11) : Résultats des limites de liquidité	151
Tableau. (V.12) : Tableau relatif à la limite de liquidité WL	152
Tableau. (V.13) : Résultats des limites de plasticité.....	152
Tableau. (V.14) : Résultats des indices de plasticité	152
Tableau. (V.15) : Tableau relatif à l'indice de plasticité	154
Tableau. (V.16) : Résultats de l'Activité	159
Tableau. (V.17) : Tableau relatif à l'Activité.....	159
Tableau. (V.18) : Résultats des indices de consistance	160
Tableau. (V.19) : Résultats des indices de liquidité.....	160
Tableau. (V.20) : Tableau relatif à l'indice de consistance	161
Tableau. (V.21) : Etats des échantillons.....	161
Tableau. (V.22) : Résultats de la granulométrie par tamisage	162
Tableau. (V.23) : Tableau relatif au pourcentage des passants à 80 μ	166
Tableau. (V.24) : Viscosité dynamique en fonction de la température	168
Tableau. (V.25) : Tableau relatif au gonflement	185
Tableau. (V.26) : Tableau relatif à la compressibilité.....	185

Liste des annexes



Annexe. A : Récapitulatifs des résultats de laboratoire	194
Annexe. B : Images sur les indices d'instabilités	207

Introduction générale

Les mouvements de terrain font partie de l'évolution permanente de la terre, ils sont de plus en plus répandus et leurs conséquences ne cessent d'être plus lourdes, entraînant des coûts et des désordres plus au moins importants.

La vie de l'être humain est particulièrement liée aux phénomènes naturels, en particulier les glissements de terrain qui sont généralement spectaculaires et parfois très meurtriers, comme celui qui, en 1970, causa la mort de 72 personnes au plateau d'Assy.

La géomorphologie du Nord de l'Algérie est caractérisée essentiellement par des pentes raides et abruptes, affectées souvent par des mouvements de terrain plus au moins importants, parmi ces mouvements le glissement qui est le plus répandu dans cette région du pays.

Parmi les glissements que le Nord d'Algérie a connus, celui du village de Tala N'Tgana dans la commune de Freha (Tizi-Ouzou) fera l'objet de notre étude. Ce versant présente des indices d'instabilités et des désordres au niveau des constructions.

Notre travail est réalisé selon un plan qui comporte deux parties :

1-La première partie : est consacrée à une étude bibliographique approfondie sur les glissements de terrains. Elle comporte deux chapitres. Le premier aborde les différents types de glissements de terrains, les causes qui les provoquent et les systèmes de surveillance conçus pour suivre leur évolution. Le deuxième apporte les méthodes de reconnaissance des sites et les méthodes de confortements afin de les stabiliser.

2-La deuxième partie : est une étude expérimentale, elle est composée de trois chapitres où le premier est consacré pour la présentation des deux régions qui sont Tizi-Ouzou et Freha ainsi le site de notre étude. Le deuxième chapitre aborde les différents essais (essai de cisaillement, odomètre, pycnomètre, granulométrie, limites d'Atterberg et essais pour la détermination des teneurs en eau, indices des vides, porosités, degrés de saturation et les densités) qui sont réalisés au niveau de laboratoire L.G.E.A à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et enfin le dernier comporte les résultats de ces essais.

Première partie :
Etude bibliographique

Chapitre I :

Généralités et causes des glissements de terrain

I-Introduction

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans de nombreuses régions du globe, se sont des mouvements qui se produisent dans des circonstances très variées, ils affectent des ouvrages construits par l'homme ou des pentes naturelles; ils se produisent soudainement ou durant plusieurs mois, voire parfois plusieurs années.

Les glissements peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes.

Comme ce phénomène naturel ne cesse pas de s'augmenter et de causer des désordres de plus en plus importants, des chercheurs et des autorités publiques ont étudié ce problème dans le but de le résoudre et de faciliter la tâche.

II- Les mouvements de terrain

1-Définition

Les mouvements de terrain sont l'un des phénomènes naturels les plus destructeurs à travers le monde, ils sont très variés par leur dimension, leur morphologie qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique) et leur évolution cinématique (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...).

Les mouvements de terrain sont les effets de la gravité sur le matériau terrestre associée à des événements déclencheurs, ainsi est un déplacement plus ou moins brutal, du sol et/ou du sous-sol, d'origine naturelle (la pluie, la fonte des neiges, l'augmentation des infiltrations, le séisme...) ou anthropique (c'est-à-dire occasionnée par l'homme comme les terrassements, les tunnels...), Ils sont en fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques.

2-Les différents types de mouvements de terrain

De nombreuses classifications des mouvements de terrain ont été proposées selon les différents critères principaux qui sont :

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

On distingue deux types de mouvements de terrain :

2.1-Les mouvements lents et continus

Dans ce type, la déformation des terrains est progressive, pas toujours perceptible par l'homme et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale, ils regroupent les tassements, les affaissements, les glissements, le fluage, le retrait-gonflement, le fauchage...

2.1.1-retrait et gonflement

Les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux sont dus pour l'essentiel à des variations de volume des formations argileuses selon son degré d'humidité : il gonfle avec l'humidité et se rétracte avec la sécheresse (Fig. I.1 et Fig. I.2).

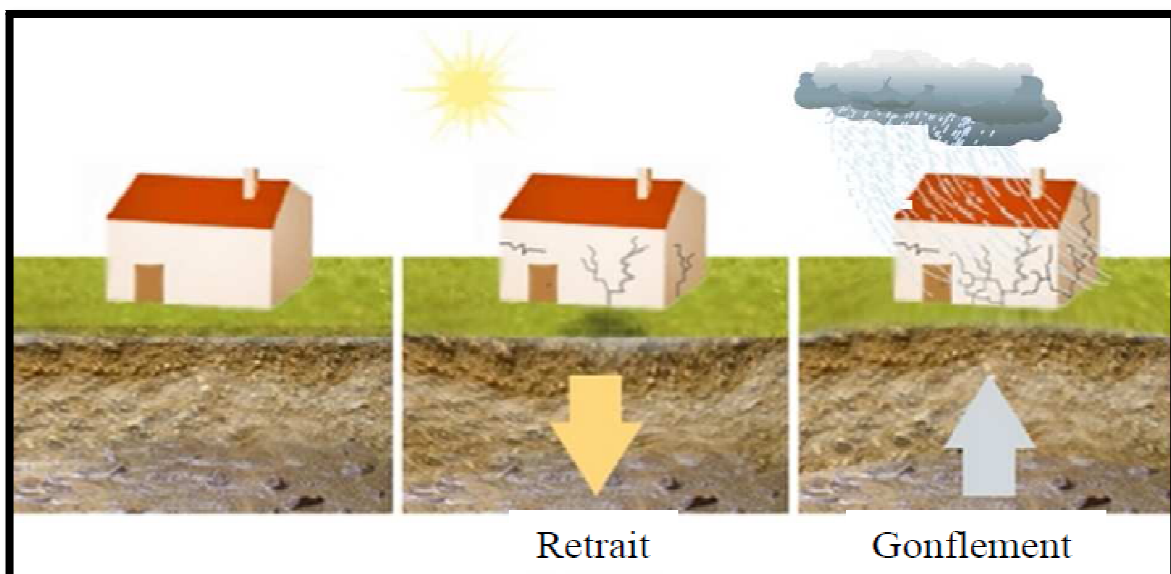


Fig. I.1 : Retrait et gonflement

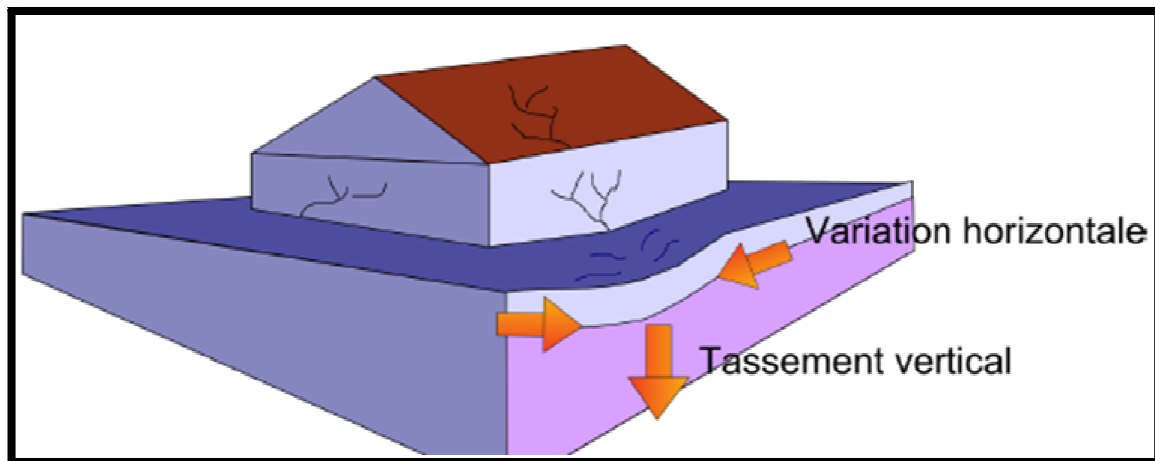


Fig. I.2 : Retrait et gonflement

2.1.2-Les fluages

Le fluage est une déformation lente et irréversible d'un terrain qui subit des contraintes continues, 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 qui affecte en général certaines pentes naturelles argileuses, les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles et qui présente une dépression vers le haut et un bombement vers le pied (Fig. I.3).

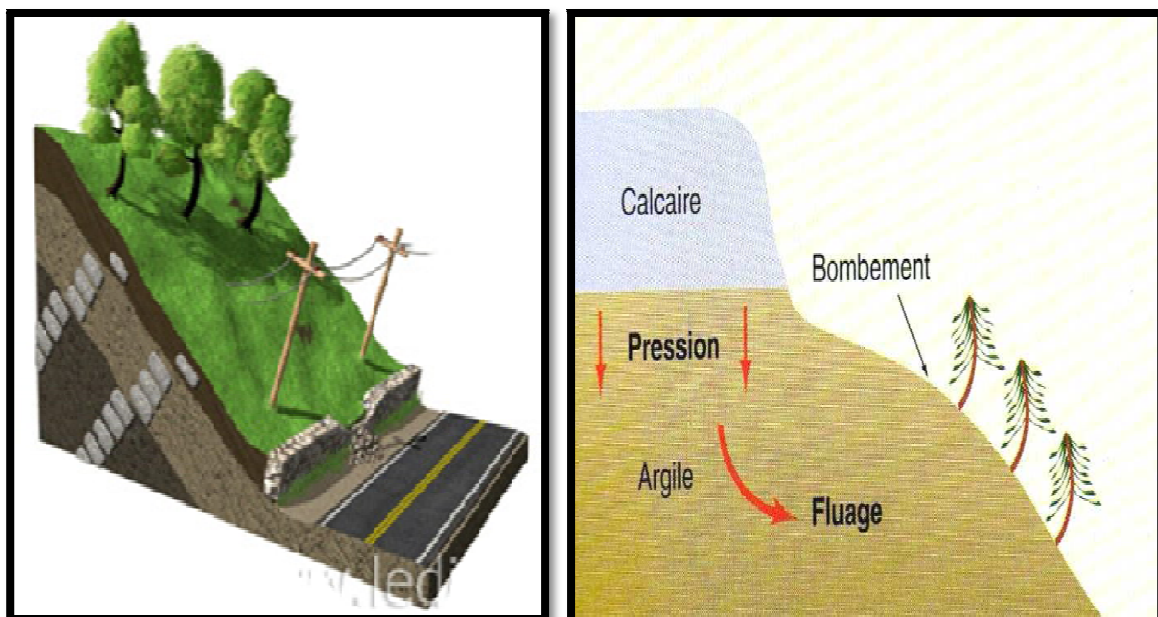


Fig. I.3 : Phénomène de fluage

2.1.3- Les glissements

Le glissement est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant. Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs, niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau... (Voir Fig. I.4 et I.5).

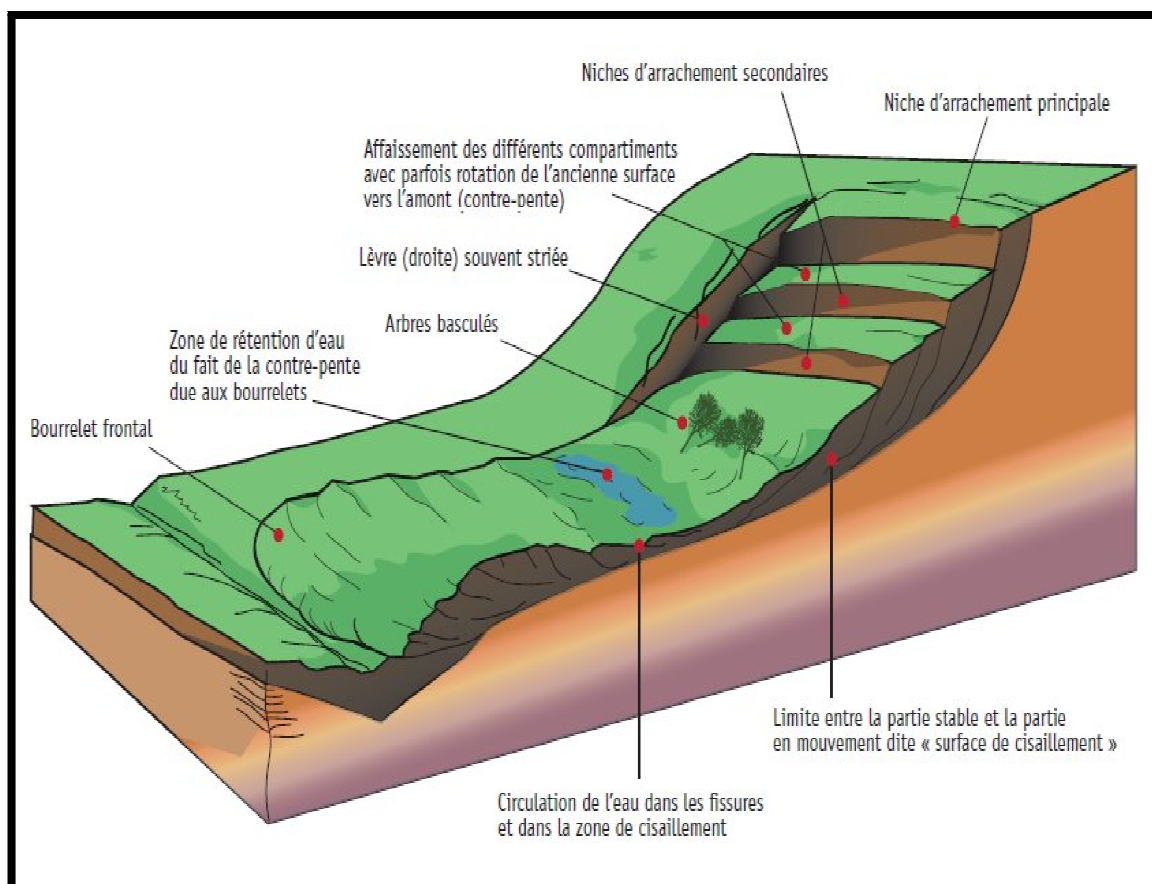


Fig. I.4 : Glissement de terrain



Fig. I.5: Glissement de terrain (RN 30 – Tabarkoukth)

2.1.4-Les affaissements

L'affaissement entraîne une déformation progressive des terrains, formant une dépression topographique sans rupture cassante importante. Il se développe souvent sous forme d'une cuvette.

Un phénomène d'affaissement se produit lorsque les terrains sont plutôt plastiques et que la profondeur des cavités souterraines (mines, carrières, etc.) est importante par rapport à l'épaisseur de la hauteur de la cavité. Il résulte le plus souvent d'un choix délibéré d'exploitation par foudroyage (Voir Fig. I.6).

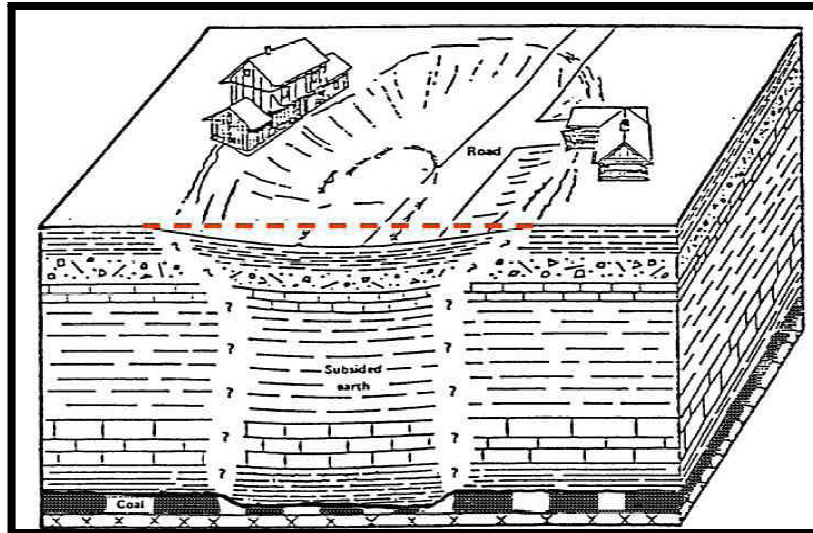


Fig. I.6: Phénomène d'affaissement

2.1.5- Le fauchage des couches

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable.

Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière (Voir Fig. I.7).

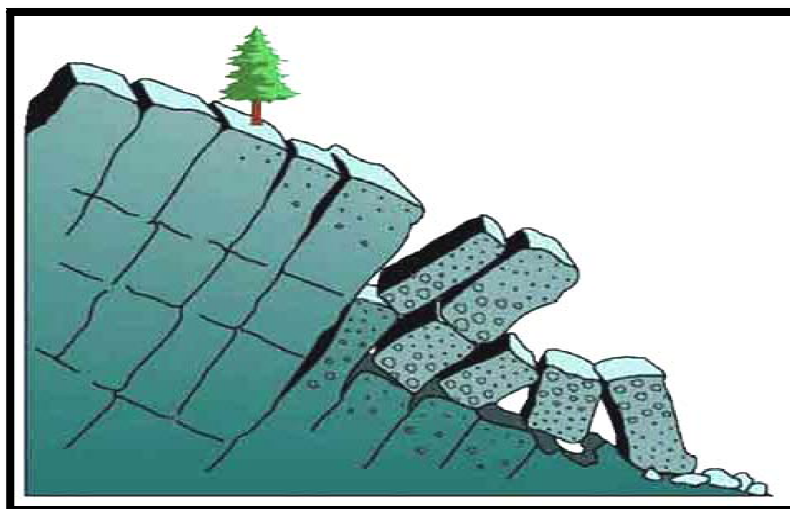


Fig. I.7 : Phénomène de fauchage

2.2-Les mouvements rapides et discontinus

Ce sont des mouvements qui se propagent brutalement et ils se déclenchent soudainement, ils regroupent les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, et les coulées boueuses.

2.2.1-Les effondrements

Ce sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol, par rupture brutale de cavités souterraines existantes, naturelles ou artificielles (carrières de gypse), avec ouverture d'excavations grossièrement cylindriques (fontis) (Voir Fig. I.8 et Fig. I.9).

Ces effondrements peuvent aussi être provoqués (hors présence de carrières abandonnées) par la dissolution de lentilles gypseuses importantes, situées dans l'horizon géologique des "marnes et caillasses" (gypses lutétiens), ainsi que par les dissolutions du gypse ludien.

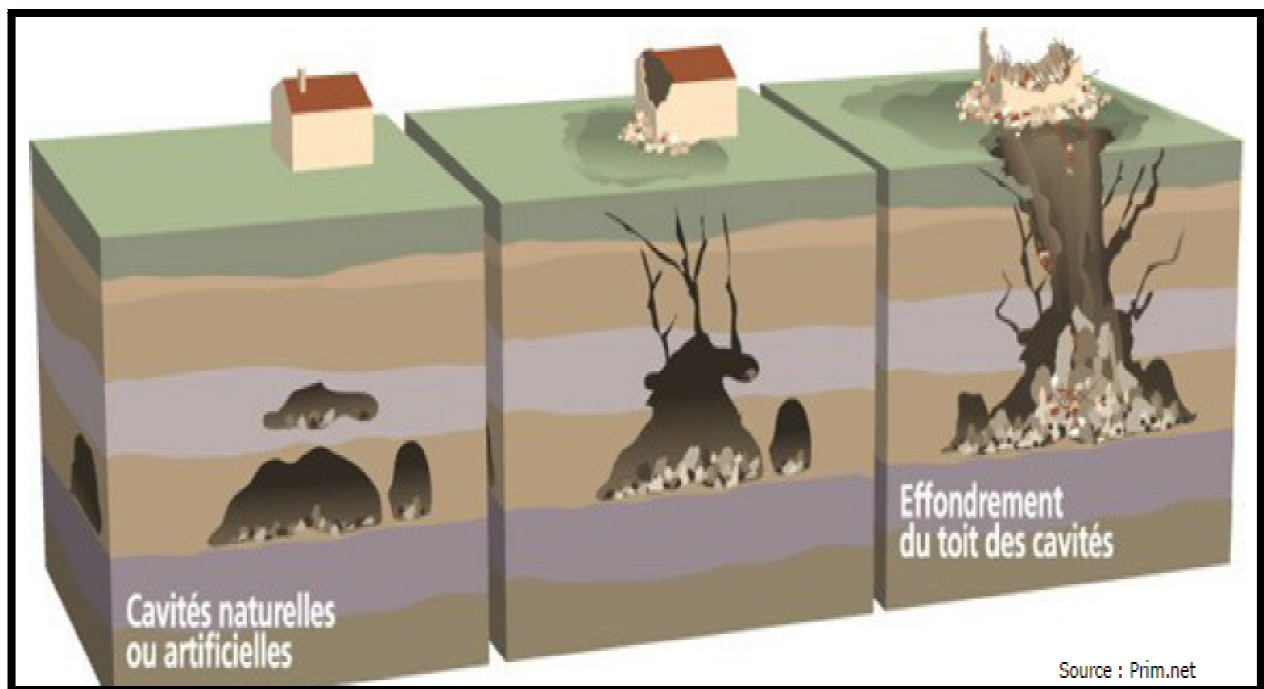


Fig. I.8: Processus d'effondrement des cavités souterraines



Fig. I.9 : Effondrement de terrain

2.2.2- Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses

Ce sont des phénomènes engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant (Voir Fig. I.10 et Fig. I.11).

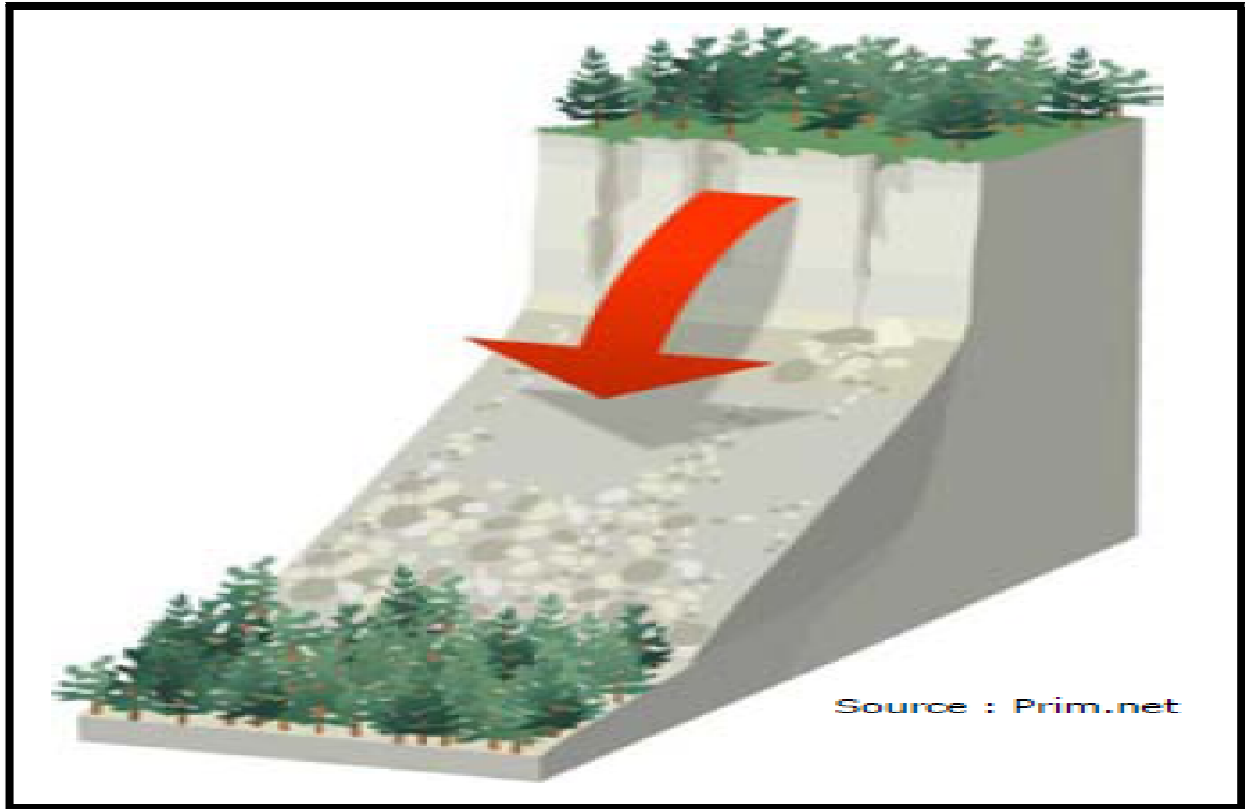


Fig. I.10 : Chutes de blocs



Fig. I.11: Chutes de blocs

2.2.3-Les coulées boueuses

La coulée boueuses est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse, elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain, elles sont caractérisées par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide.

Les coulées boueuses se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau. Lorsque ces coulées charrient des éléments rocheux de diverses grosseurs, on parle alors de lave torrentielle (Voir Fig. I.12 et Fig. I.13).

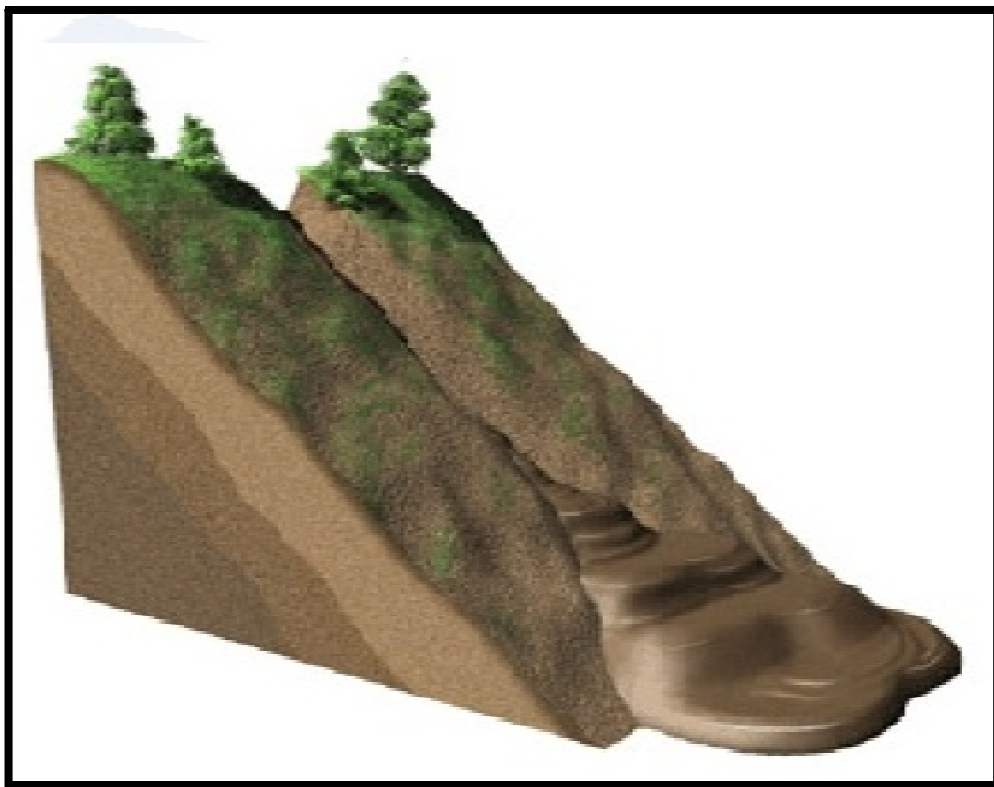


Fig. I.12 : les coulées boueuses



Fig. I.13: Une coulée boueuse d'Illiltén à Tizi-Ouzou en mai 2012

III. La morphologie des glissements de terrains et causes d'instabilités

1. Classification des glissements de terrains

Comme définit précédemment; les glissements de terrain sont des mouvements de masse lents induits par insuffisance de résistance au cisaillement sur une ou plusieurs surfaces de rupture généralement courbe ou plane, située à des profondeurs variant de quelques mètres à quelques centaines mètres.

Les glissements de terrain concernent des matériaux faiblement cohérents (matériaux meubles comme les marnes, argiles ou des roches très fracturées).

Le mouvement peut être progressif, c'est à dire que le cisaillement peut ne pas être simultané sur la totalité de la surface de rupture, la propagation de la rupture est contrôlée par le développement des zones entrant en plasticité donc la surface de cisaillement devient alors une surface de séparation entre matériau en place et matériau en mouvement.

1.1- Selon la forme de la surface de rupture

On distingue trois types de glissements:

- 1- Glissement plan.
- 2- Glissement rotationnels simples.
- 3- Glissement rotationnels complexes (composés).

1.1.1- Glissement plan

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier; en général ce plan est prolongé vers le haut par une fissure de traction ou d'une autre manière, le glissement plan correspond à un mouvement de masse évoluant long d'un plan de faible résistance mécanique.

Le plan de glissement s'établit, dans la majorité des cas, sur une discontinuité du milieu, la rupture peut alors correspondre au cisaillement d'une couche de faible résistance ou un glissement sur un joint séparant deux formations de nature différente, il est conditionné par la structure des formations qui constituent le site, les joints argileux sont favorables au déclenchement de glissements plans, lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables.

Les eaux d'infiltration sont arrêtées par ces joints qui s'imbibent, se ramollissent, et jouent un rôle de couche savons pour les formations sus-jacentes; ce type de glissement peut être déclenché par un terrassement, il se produit par cisaillement et translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, les matériaux glissent par petits paquets sur les pentes des versants vers les lits des cours d'eau (Voir Fig. I.14.a et b, Fig. I.15 et Fig. I.16).

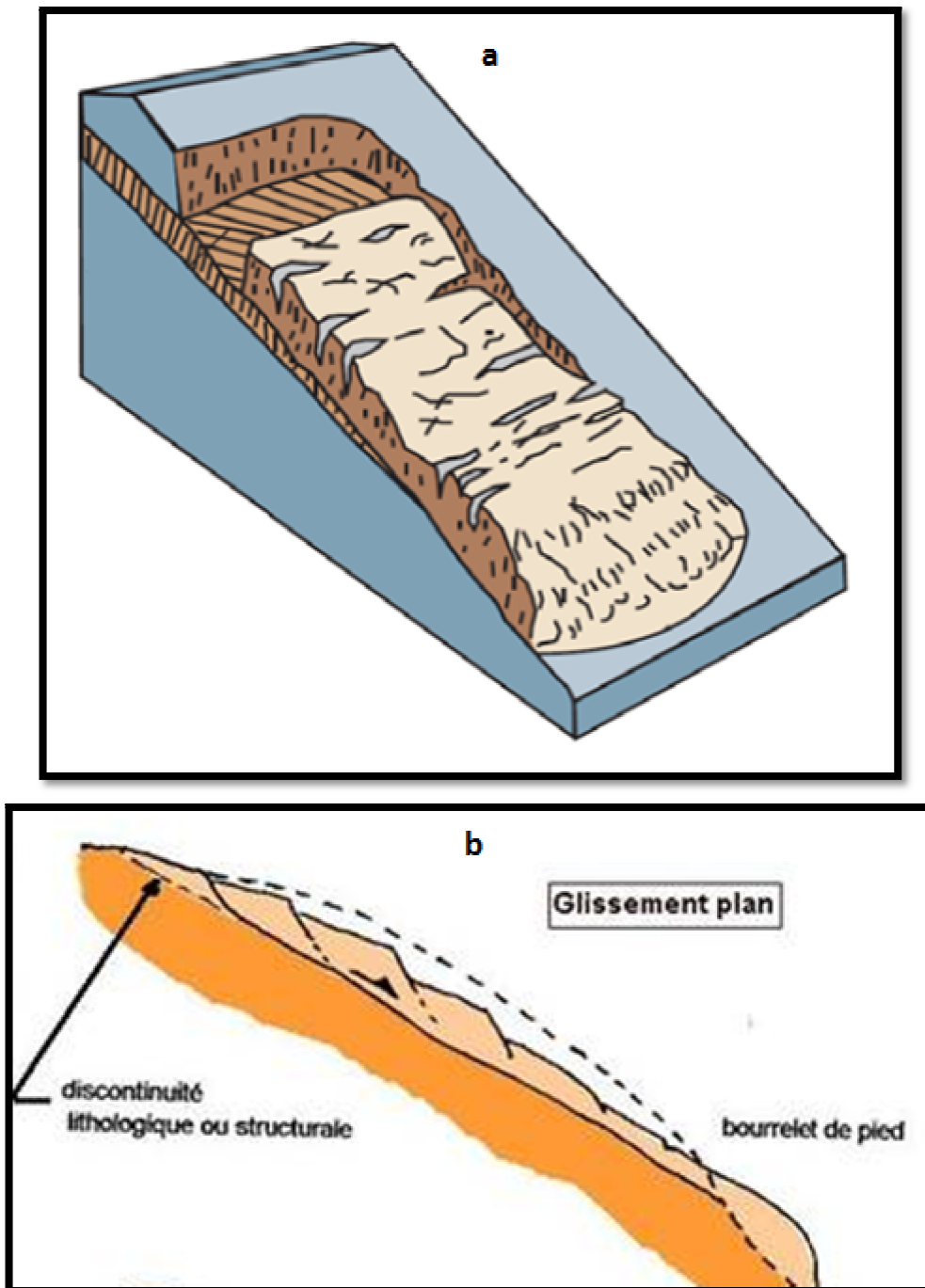


Fig. I.14.a et b : Le glissement plan

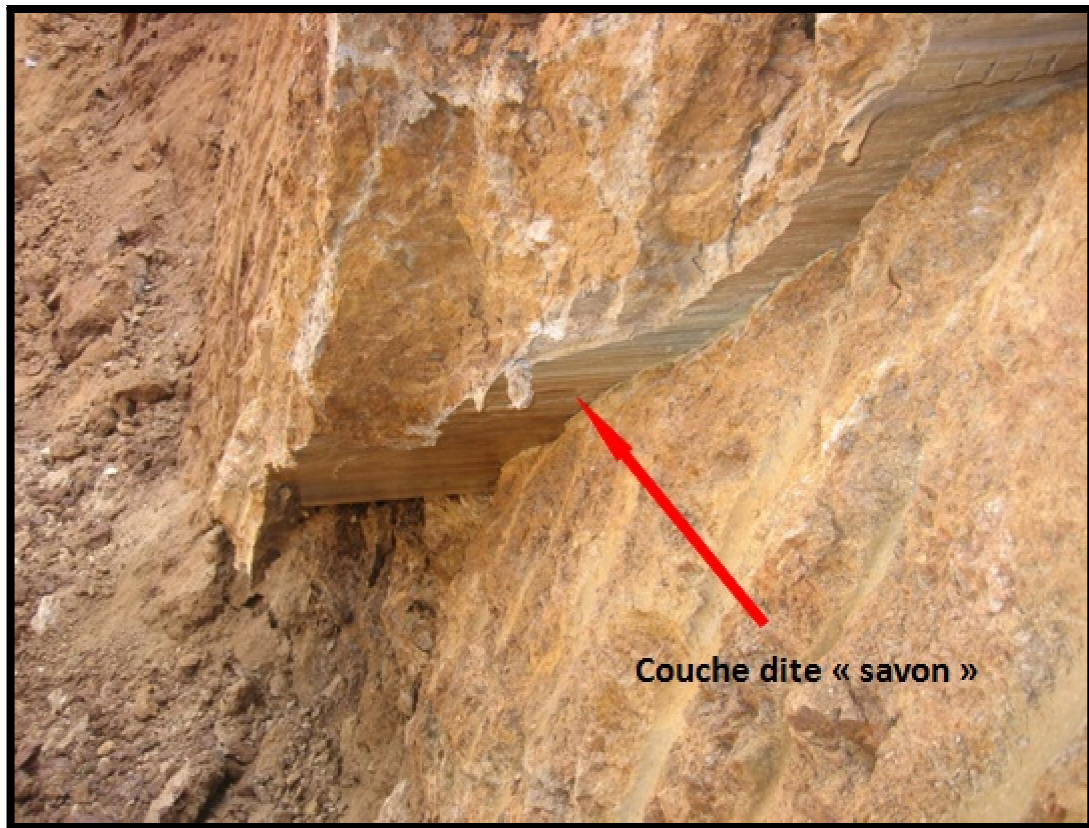


Fig. I.15: Glissement plan vue de dessous (Ath Attelli- L.N.I-2013)



Fig. I.16 : Glissement plan vue de face (Ath Attelli- L.N.I-2013)

1.1.2-Les glissements de type circulaire ou rotationnel

On distingue deux types de glissement rotationnel :

1.1.2.1- Le glissement rotationnel simple

Il s'agit du phénomène le plus courant où la surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut avec une éventuelle présence de fissures concentriques, en plan, et concaves suivant la direction du glissement (forme d'une cuillère) (Voir Fig. I.17).

La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées, l'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides.

En amont de la niche d'arrachement, il peut apparaître des fissures de traction et une évolution régressive vers l'amont ou latérale du mouvement est possible.

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.

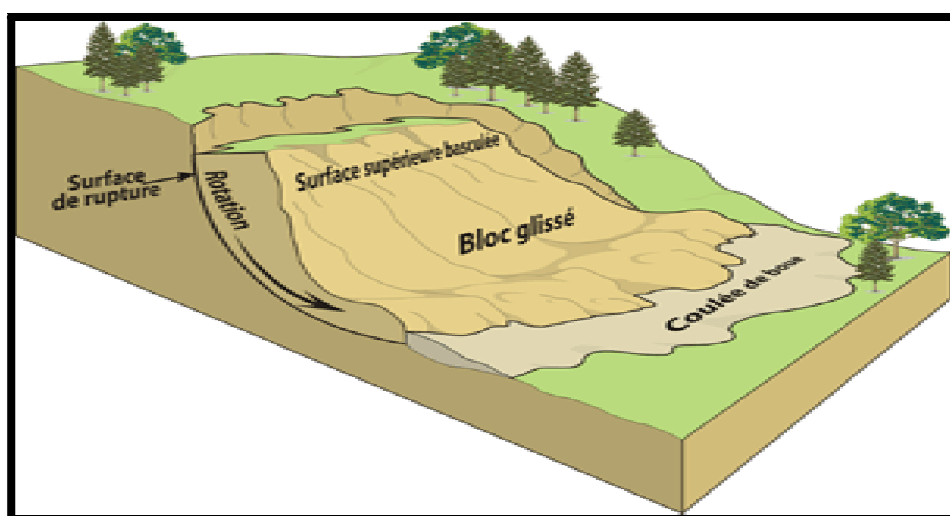


Fig. I.17 : Le glissement rotationnel simple

1.1.2.2- Le glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare, et par définition, c'est un glissement qui est composé de plusieurs types de mouvements qui se déclenchent, soit ensemble, soit successivement.

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 (Voir Fig. I.18).

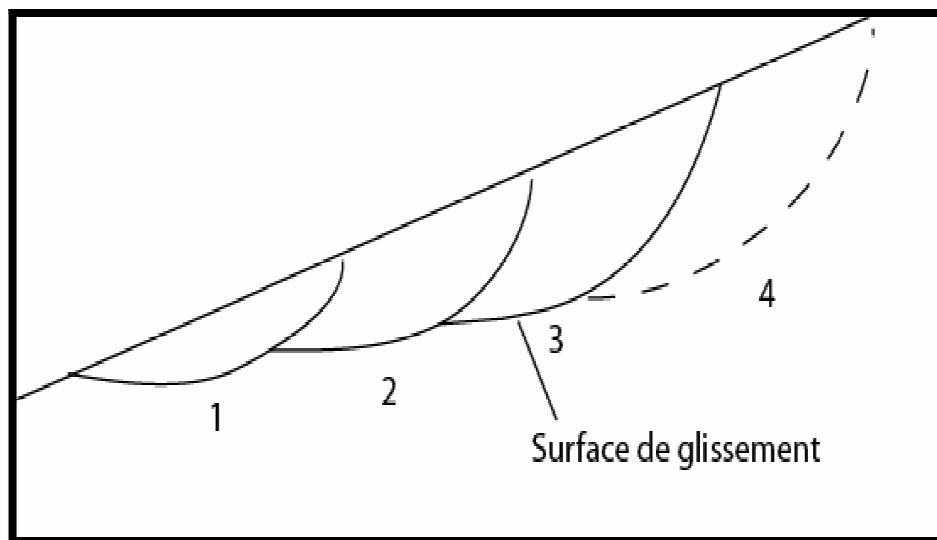


Fig. I.18 : Le glissement rotationnel complexe

1.2-Selon la vitesse

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

1.2.1- Glissement de terrain permanent

Le mouvement est régulier vers l'aval sur une longue période, la masse se déplace le long d'une surface de glissement existante.

1.2.2- Glissement de terrain spontané

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

1.3-Selon la profondeur

Selon la profondeur on distinguera trois types de glissements :

1.3.1-Le glissement superficiel : où la profondeur est comprise entre 0m et 2m.

1.3.2-Le glissement semi profond : où la profondeur est comprise entre 2m et 10m.

1.3.3-Le glissement profond : où la profondeur est supérieure à 10m.

2. La cinématique et dynamique des glissements de terrains

2.1- La cinématique

Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution (Cruden and Varnes 1996). L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain.

Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale, ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé.

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.

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

**Tableau. I.1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables
(Cruden and Varnes 1996. Landslide types and processes)**

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

2.2-La dynamique

La dynamique des mouvements de terrain peut être représentée par une fonction du déplacement par le temps, elle est caractérisée par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme.

On distingue quatre phases :

2.2.1-La phase de préparation

Dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain.

2.2.2- La phase de rupture (paroxysme)

C'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase.

2.2.3- La phase d'amortissement (relaxation)

Elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène.

2.2.4-La phase de stabilisation

Le versant est stabilisé pour une durée indéterminée (Voir Fig. I. 19).

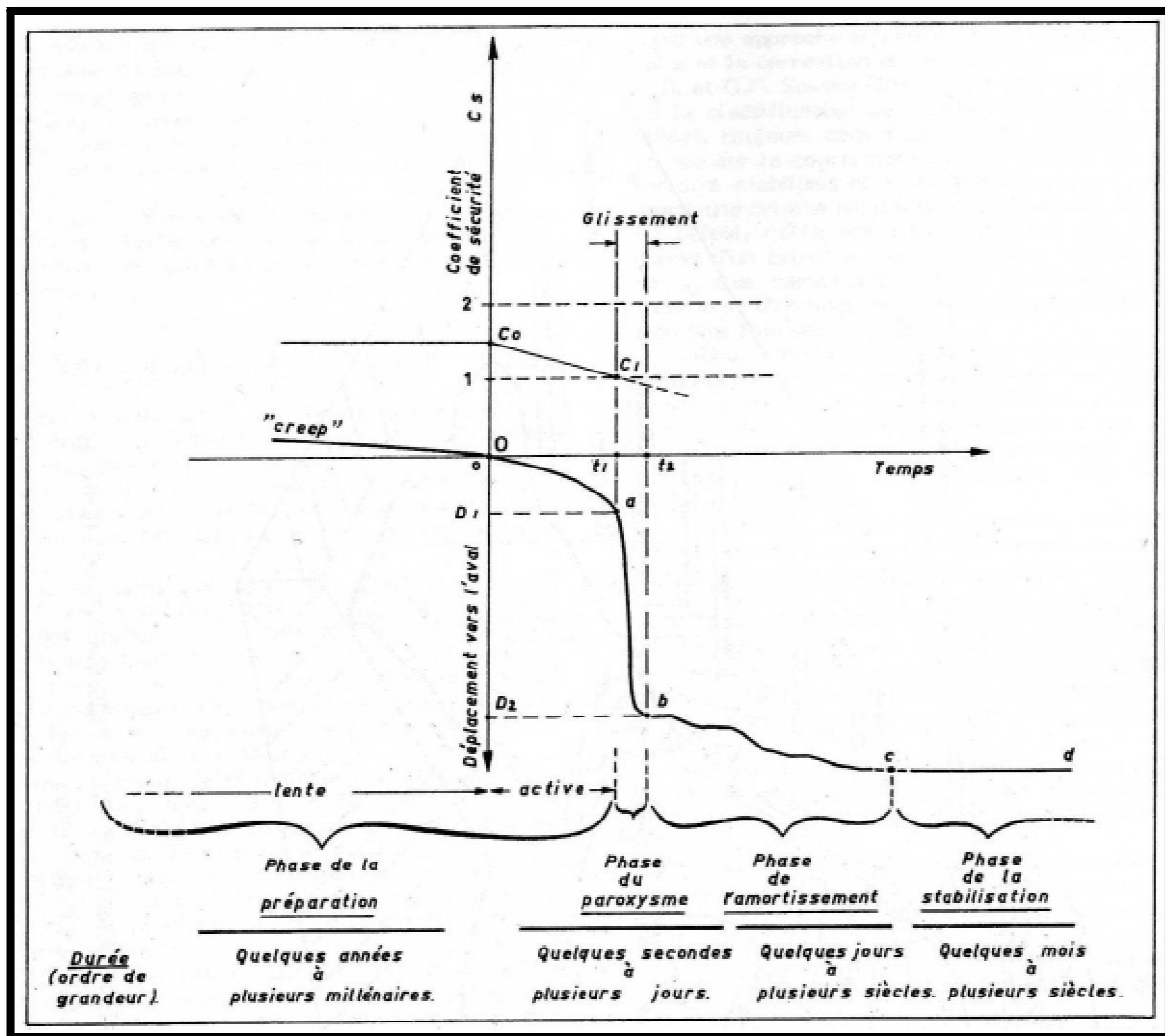


Fig. I. 19 : Les phases de glissement de terrains

2.3- Les différentes manifestations des glissements de terrain

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur, on parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

2.4-Quelques indices induits par les glissements

Certains indices sont caractéristiques de l'activité d'un glissement de terrain :

- 1-Les niches d'arrachement ;
- 2-les fissures du sol ;
- 3-les bourrelets ;
- 4-les arbres basculés (Voir Fig. I.20);



Fig. I.20: Niches d'arrachement, fissures et arbre Incliné

- 5-les zones de rétention d'eau (Voir Fig. I.21);



Fig. I.21 : Zone de rétention d'eau

6- la fissuration des bâtiments (Voir Fig. I.22);



Fig. I.22 : Fissuration d'un mur

7-la déformation des routes ;
8-poteaux électriques inclinés...

2.5-Les causes des glissements de terrain

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels, leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions d'eau souterraine, etc.

Les glissements surviennent majoritairement au printemps et à l'automne, lorsque la pression d'eau est critique pour la stabilité des talus, leur distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des événements météorologiques extrêmes.

On distinguera principalement deux facteurs:

2.5.1-Les facteurs conditionnant

Les facteurs conditionnant sont ceux qui déterminent les conditions de stabilité ou d'instabilité du versant :

2.5.1.1- La lithologie

Elle représente un facteur conditionnant majeur dans la stabilité des versants aussi bien par la nature des matériaux (qualité géotechnique des roches) que par la structure (direction et pendage des couches, plans de schistosité, etc.).

2.5.1.2- La pente

Elle est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité accompagnée d'un appel au vide.

Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

2.5.1.3- Le relief

Par sa composante altimétrique représente aussi l'un des facteurs les plus déterminants dans la genèse des glissements de terrains. Ainsi, plus l'altitude augmente, plus le risque d'occurrence de mouvement de terrain est présent.

2.5.1.4- La proximité du réseau de drainage

Elle est généralement liée au phénomène d'érosion hydrique parmi lesquels on retrouve les sapements de berges.

Ce phénomène se développe généralement dans les portions des cours d'eau où la vitesse d'écoulement est suffisamment puissante pour éroder la partie basale d'un versant, ce sont donc essentiellement les berges des cours d'eau supérieur allant du 3ème au 5ème ordre (selon l'hiérarchisation de Strahler), qui sont les plus propices aux instabilités.

2.5.1.5- L'activité tectonique récente à actuelle

Elle peut conditionner ou déclencher un mouvement de masse au niveau de la zone de broyage des failles (cisaillements et/ou décrochements) formée de matériaux fragilisés.

L'occurrence des mouvements de masse se trouve généralement accentuée à proximité des résurgences.

2.5.2- Les facteurs déclenchant

Les facteurs déclenchant engendrent les mouvements par changements rapides des conditions du versant définies par les facteurs déterminants :

2.5.2.1- Les précipitations

Les précipitations tiennent un rôle direct dans le déclenchement des mouvements de masse. En effet, la pluviométrie agit directement sur le déclenchement des mouvements de masse en diminuant la résistance au cisaillement et en rendant les terrains gorgés d'eau plus plastiques; ce qui a pour conséquence directe le déplacement de la masse sous son propre poids.

2.5.2.2-La sismicité

Elle ne peut déclencher un mouvement de masse qu'à partir d'une magnitude critique d'activation de l'ordre de $M = 4$ (Guzzetti *et al.* 1999). Cependant on peut assister à de petits écroulements lors de libération d'énergies inférieures à la magnitude critique.

2.5.2.3- Les cours d'eau et les résurgences

Ils sont souvent responsables indirectement dans le déclenchement des mouvements de masse. En effet, leur action érosive (ravinement, sapement de berges, érosion régressive, etc.) engendre souvent une déstabilisation des versants (Voir Fig. I.23).

L'action de l'eau peut être aussi de nature chimique lorsqu'elle entraîne une altération des matériaux par différentes actions comme l'oxydoréduction, l'hydrolyse, l'hydratation, la dissolution, etc.

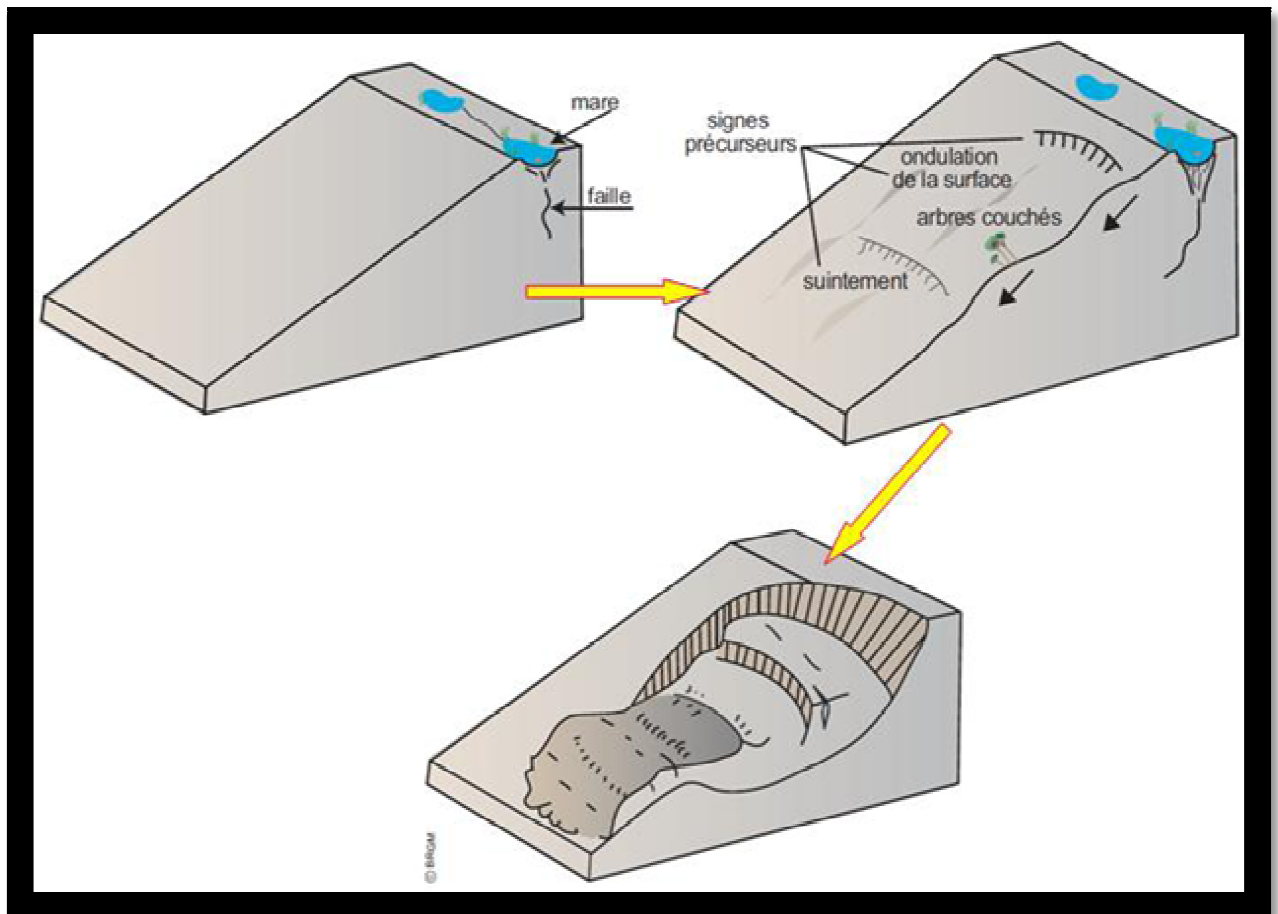


Fig. I.23: L'influence de l'eau sur les versants naturels

2.5.2.4- Le couvert végétal

Il exerce essentiellement une action phyto-stabilisante sur les versants à substrat argileux ou à substrat rocheux développant une couverture d'altération argileuse peu épaisse.

Son absence ou sa rareté sur des versants accélère l'effet érosif du ruissellement et des précipitations; ce qui déclenche les mouvements de masse.

2.5.2.5-Agents extérieurs

De nombreuses actions de l'homme peuvent être particulièrement néfastes pour la tenue des talus: tous travaux en tête de déblais (à une distance de la crête inférieure à environ deux fois la hauteur du talus de déblai), suppression des butées naturelles ou artificielles en pied, et d'une manière générale tous les terrassements abusifs au voisinage des ouvrages ou affouillements dus à l'action des eaux des courants.

2.6-Le risque du glissement de terrain

Le risque découle soit d'un processus catastrophique, soit de dommages importants infligés à la fois à une population, ses biens et son infrastructure.

Le risque majeur est la possibilité qu'un événement d'origine naturelle ou anthropique puisse engendrer des effets pouvant mettre en jeu un grand nombre de personnes, occasionner des dommages importants et dépasser les capacités de réaction de la société.

L'existence d'un risque majeur est caractérisée par sa faible fréquence et par son énorme gravité, elle est liée :

- 1- d'une part à la présence d'un événement, qui est la manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique ;
- 2- d'autre part à l'existence d'enjeux, qui représentent l'ensemble des personnes et des biens (ayant une valeur monétaire ou non monétaire) pouvant être affectés par un phénomène.

2.7-Les consignes de sécurité en cas de glissement de terrain

2.7.1-Avant le glissement

D'une manière générale:

1- S'informer des risques encourus et des consignes de sauvegarde.

2-signaler à la mairie :

- l'apparition de fissures dans le sol,
- les modifications du bâti (fissures, portes et fenêtres ne fonctionnant plus, mur de soutènement présentant un ventre, écoulement anormal de l'eau au robinet, craquements,...),
- l'apparition d'un affaissement du sol,
- la présence de tout bloc désolidarisé ou en surplomb d'un escarpement.

2.7.2-Pendant le glissement

2.7.2.1- A l'extérieur

- fuir latéralement,
- s'éloigner de la zone dangereuse en gagnant les hauteurs les plus proches ou en rentrant dans un bâtiment suffisamment solide, en s'éloignant des fenêtres et en s'abritant sous un meuble solide.
- rejoindre le lieu de regroupement indiqué par les autorités
- écouter les nouvelles

2.7.2.2- A l'intérieur

- couper le gaz et l'électricité,
- ne pas allumer de flamme
- en cas de craquement inhabituel et inquiétant, évacuer le bâtiment immédiatement
- ne pas prendre d'ascenseur.

2.7.3-Apres le glissement

- ne pas entrer dans un bâtiment endommagé,
- s'éloigner de la zone dangereuse,
- rejoindre le lieu de regroupement indiqué par les autorités,
- évaluer les dégâts et les dangers,
- ne pas utiliser d'ascenseurs,
- informer les autorités.

III. Evaluations et surveillance des glissements de terrains

Si la plupart des glissements de terrain n'entraînent que des dégâts limités, les phénomènes de taille exceptionnelle sont de nature à causer des catastrophes et peuvent même modifier localement la géographie.

Des dizaines de milliers d'être humain sont des victimes des glissements dans la plupart des pays du monde, ce qui conduit à prendre très au sérieux plusieurs versants jugés susceptible de rupture catastrophique.

Vu les incertitudes qui pèsent sur la détermination du régime hydraulique et de la résistance au cisaillement mobilisable et les analyses de stabilité actuellement utilisées ne permettent pas de quantifier le risque vis-à-vis des déformations ou des déplacements qui accompagnent les glissements de terrain, une surveillance appropriée devrait permettre de prévoir les ruptures puisque celles-ci sont précédées par des déformations et qui est devenu un maillon important de l'évaluation du risque des glissements.

1. La surveillance

La surveillance consiste notamment à effectuer in-situ des mesures du déplacement du sol, de la pression de pores et des signaux micro-sismiques.

La surveillance est basée sur une série de fonctions à savoir :

- l'observation ;
- les mesures automatisées et leur transmission ;
- l'exploitation des résultats ;
- la synthèse et le diagnostic ;
- la maintenance des équipements (Voir Fig. I.24).

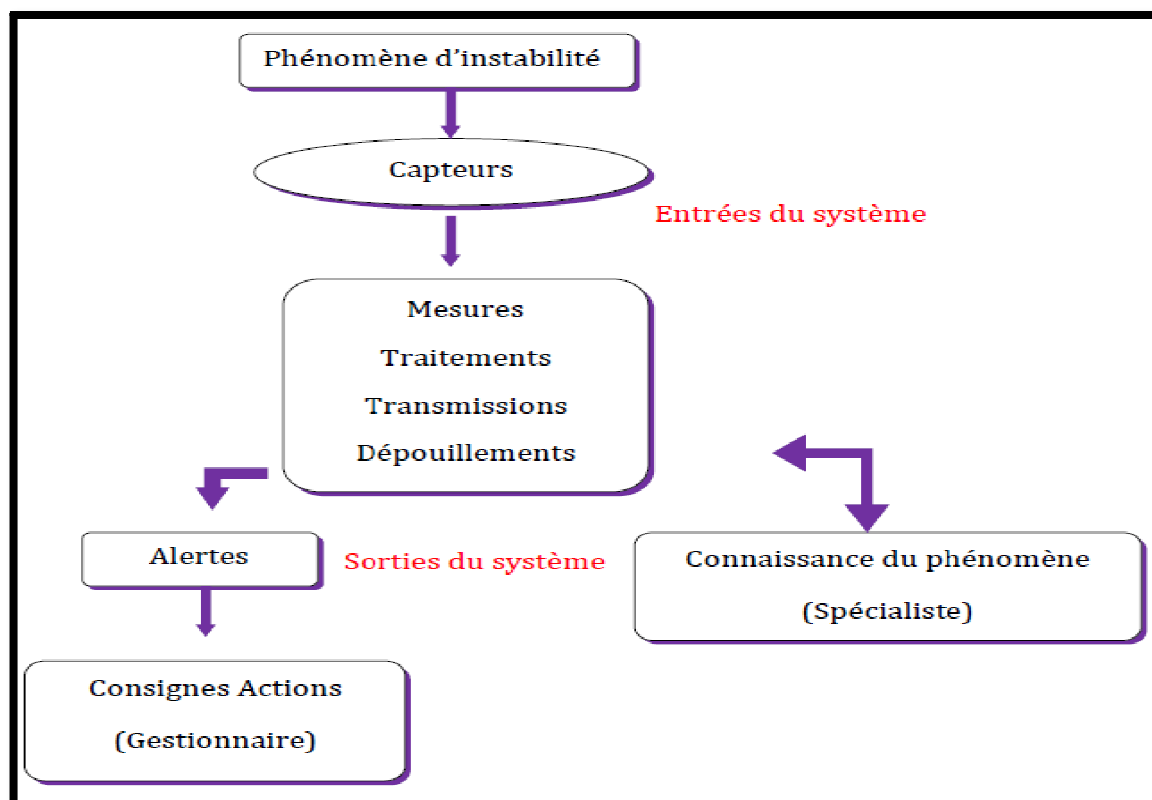


Fig. I.24 : Système de surveillance

En fonction de l'évolution du mouvement (évolution vers la stabilité ou vers des mouvements accélérés), l'étendu et l'importance du mouvement, des caractéristiques du site et du degré de sécurité recherché, et vu l'importance du facteur temps dans la gestion de ces mouvements, on distingue deux types de surveillance:

1.1- Surveillance continue

Ce système de surveillance est permanent en état de veille et toute évolution du phénomène est immédiatement prise en compte, transmises et traitées de manière permanente afin de déterminer l'état de sécurité

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 (Voir Fig. I.25).

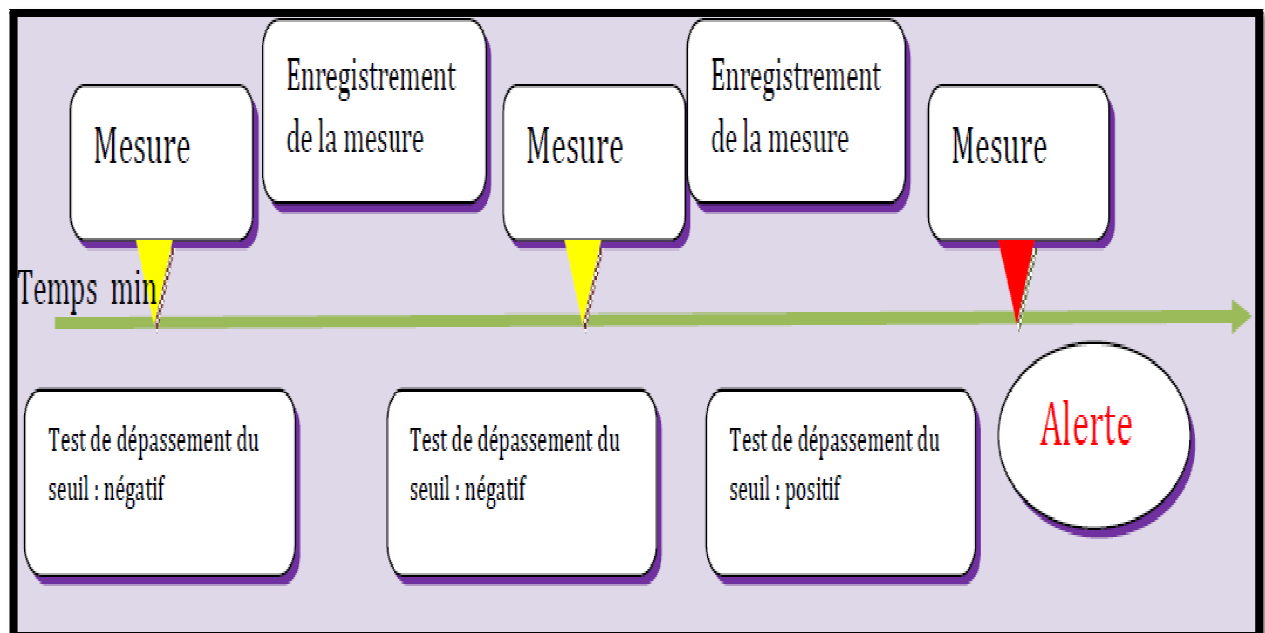


Fig. I.25: Schéma de la surveillance continue. Source : Thèse de Melle BOUAZIZ Nacira 2012

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 a lieu tous les mois, toutes les semaines, tous les jours, ou toutes les heures, dans d'autres cas les mesures sont effectuées manuellement : Relevés mensuels d'inclinomètres, de piézomètres, etc....

Dans ce type de surveillance si l'intervalle de temps entre les mesures est important et mal adapté, on risque le déclenchement de l'instabilité, sans que le système mis en place ne puisse 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 :

- Décision de faire une mesure (interroger un capteur) ;
- Décision de rapatrier les mesures (aller sur place récupérer des données stockées sur une bande magnétique) ;
- Décision d'exploiter les mesures à prendre ;
- Décision éventuelle d'alerte (Voir Fig. I.26).

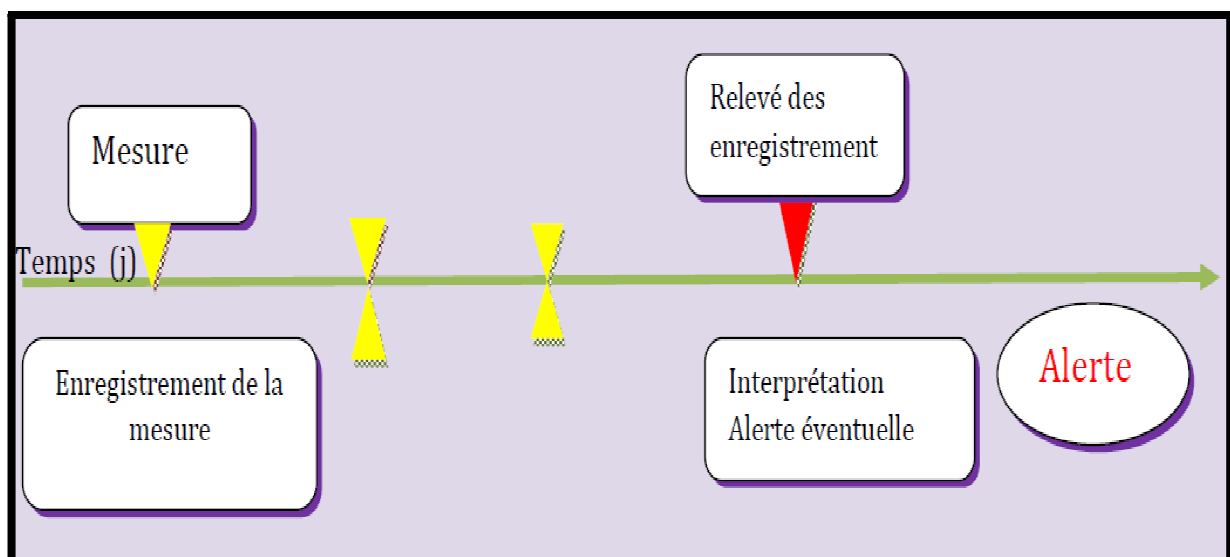


Fig. I.26: Schéma de la surveillance discontinue. Source : Thèse de Melle BOUAZIZ Nacira 2012

2-But de la surveillance

La surveillance a pour objectif :

- la prédiction des phénomènes et d'aide à la gestion des catastrophes naturelles.
- de fournir aux autorités des informations sur l'évolution de ce phénomène.
- de déceler si les dommages sur les personnes et les biens deviennent prévisibles.
- d'appliquer en temps utile les mesures de protection appropriées consignés dans le plan de secours.
- d'établir le niveau de stabilité du versant afin de gérer la sécurité des secours.

3-Alerte et alarme

Ces termes sont étroitement associés à la surveillance.

3.1-les alertes

Quand le mouvement atteint son seuil critique ou une anomalie est détectée l'alerte est alors lancée, on distinguera deux types d'alerte :

3.1.1-Les alertes techniques

Ce type d'alertes correspond à la défaillance ou l'annonce de dysfonctionnement du matériel comme perte de capacité qui met en cause ou non ses fonctions principales, fonctionnement limité entraînant une perte partielle d'informations, inclinomètres ou appareils de mesure endommagés... etc.

3.1.2- Les alertes opérationnelles

Ce type d'alertes est lancé quand le phénomène dépasse le seuil critique fixé dans le système de surveillance, ou quand un phénomène inquiétant est détecté.

Dans ce cas, on doit opter pour :

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

3.2- L'alarme

L'alarme est le signal qui annonce l'existence d'un danger critique, en quelque sorte c'est le dernier degré d'alerte correspondent au cas de risque extrême qui entraîne l'exécution des mesures d'urgence où 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.

4- Les données nécessaires à la conception de la surveillance

4.1- Le phénomène et son environnement

4.1.1- Typologie des mouvements de terrains

Pour la mise en œuvre de la surveillance, il faut bien définir et suivre Les caractéristiques et les facteurs suivants qui sont très variables et déclenchant :

- 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 ;
- L'évolution du mouvement et la position de la surface de rupture.

4.1.2- L'environnement du système de surveillance

Le choix des méthodes de surveillance est conditionné par une donnée (facteur) fondamentale qui est l'environnement d'un versant instable, donc on doit identifier toutes les contraintes liées à l'environnement du site d'origine naturelles ou artificielles.

Les principaux éléments à prendre en compte sont:

- Problème d'accessibilité qui est dû soit à la morphologie (routes coupées ou délicates) soit aux conditions hivernales rigoureuses ;
- Le relief peut être la cause de la difficulté des communications radioélectriques ;
- Le climat (températures extrêmes, Brouillard givrant, humidité ou salinité de l'air, orages fréquent, foudres...) qui peut apporter des contraintes sur l'appareillage et l'endommager ;
- L'existence d'une végétation arbustive et arborée importante (difficulté de tendre des câbles et installation des mires pour les levés topographiques...) ;
- L'activité du mouvement car si le mouvement est très actif l'accès du personnel devient risqué, et les instruments de mesure nécessitent une protection donc la surveillance dans ce cas est coûteuse ;
- La protection contre l'éventuel actes de vandalisme doit être examinée ;
- L'environnement technologique du site (existence d'énergie électrique, lignes téléphoniques...).

4.2- Les éléments du système de surveillance

On distinguera trois éléments (entrée, traitement, sortie) pour la composition d'un système de surveillance dont l'organisation peut de répondre aux exigences de la surveillance et de la sécurité

4.2.1- L'entrée du système

Cet élément est constitué des paramètres d'évolution, qui représentent le phénomène, mesurés sur le site et de l'inspection visuelle.

L'adéquation de l'implantation des capteurs et la bonne compréhension du phénomène nous ramèneront à la réussite d'une bonne surveillance.

4.2.2- Le mode de traitement

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

4.2.3- Sortie du système (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 (Voir Fig. I.27).

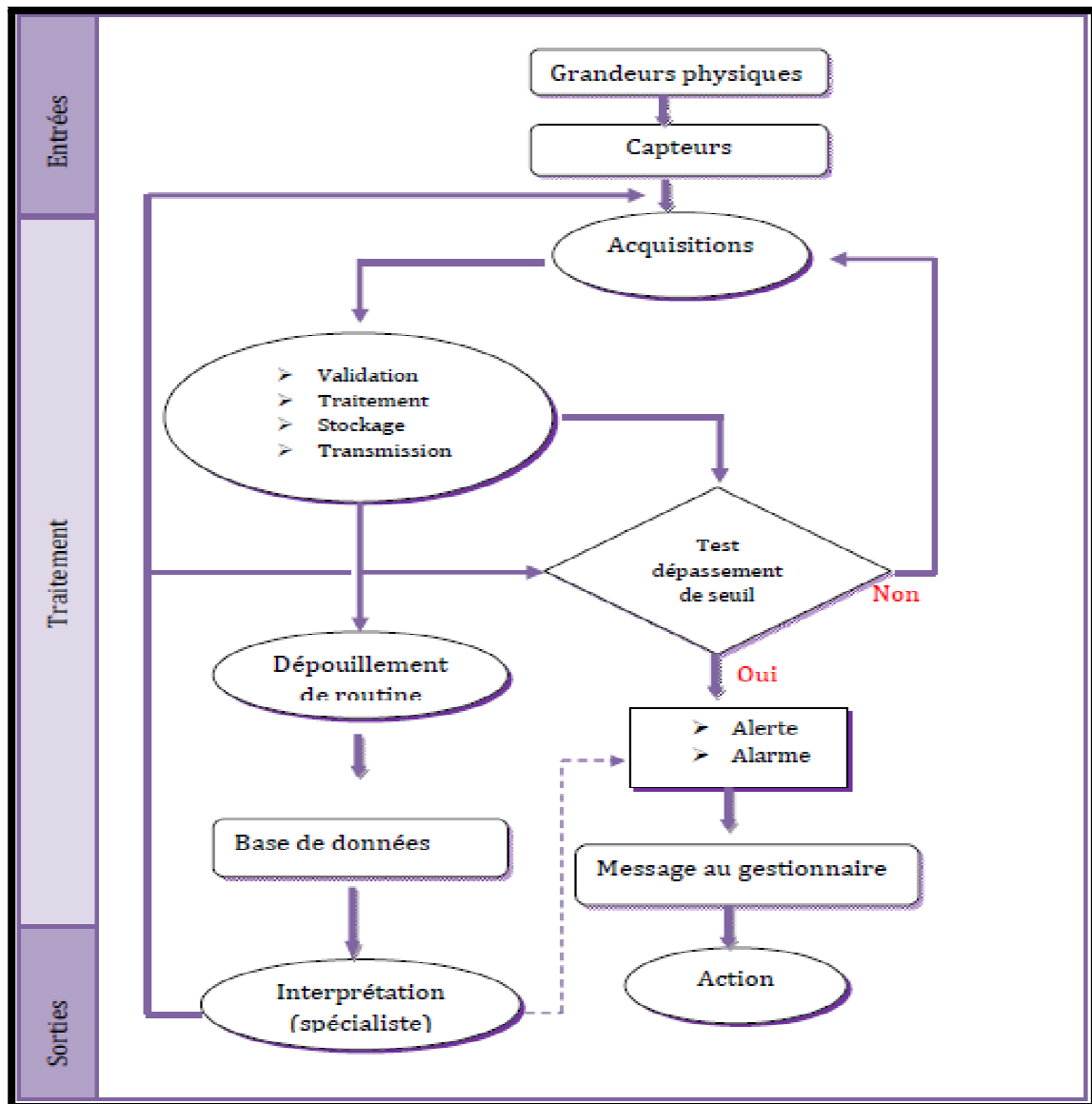


Fig. I.27: Organigramme d'un système de surveillance. Source : Thèse de Melle BOUAZIZ Nacira 2012

Conclusion

Pour ce premier chapitre, on a parlé sur les mouvements de terrain où on a commencé par la définition puis les différents types de mouvements (Les écroulements, les glissements, les coulées boueuses, le fluage et solifluxion...).

Par la suite, on consacré une partie de ce chapitre pour la morphologie des glissements de terrain où on les a classé selon la forme de la surface de rupture et la vitesse ainsi on a précisé les causes et les différents facteurs qui les provoquent tels que les facteurs conditionnant (La lithologie, la pente, le relief, la proximité du réseau de drainage et l'activité tectonique récente à actuelle) et les facteurs déclenchant (Les précipitations, la sismicité, les cours d'eau et les résurgences, les agents extérieurs et le couvert végétal).

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 car ce type de mouvement comporte un risque majeur qui est la possibilité qu'un événement d'origine naturelle ou anthropique puisse engendrer des effets pouvant mettre en jeu un grand nombre de personnes (perdre la vie), occasionner des dommages importants et dépasser les capacités de réaction de la société.

Chapitre II :

Reconnaissance des sites et techniques de confortement

Introduction

La reconnaissance des sols est l'une des étapes importante pour l'étude d'un glissement car elle nous permet de localiser les différentes couches de terrain, de préciser la configuration générale de la zone à étudier et de donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche.

Après que cette étape est réussit et que le problème est bien localisé on passera à une autre dont on choisira une technique de confortement a fin de stabiliser le versant et gagner la sécurité.

Pour cela, dans ce chapitre on étudiera ces deux étapes, on commençant par les éléments d'une reconnaissance de glissement de terrains et on terminant par les méthodes de confortement adaptées aux glissements de terrains.

I- Les éléments d'une reconnaissance de terrain

La reconnaissance des sols est une étude "in situ" et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place, son but est de donner les éléments nécessaires pour les études et les travaux de fondations.

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

- 1- Etude géologique ;
- 2- Reconnaissance géotechnique ;
- 3- Analyse de l'hydrogéologie ;
- 4- Cinématique du mouvement ;
- 5-Calcul de la stabilité au glissement.

1. Etude géologique

L'étude géologique des sols permet de connaitre les propriétés physiques des terrains constructibles par zone géographique, ces études permettent de mettre à l'abri du gel les fondations en question.

Une étude géologique est sous la responsabilité d'un géologue qui par son expérience déterminera avec précision les données historiques de la région (anciennes carrières minières à proximité, mines, éboulement de terrain, sols mouvants, infiltrations d'eau, taux d'humidité, types de matériaux pierreux, terrain incliné, cuvette, sols calcaires acides, durs ou friables, etc.)

La mission du géologue consiste à déterminer la résistance technique des sols, de prévenir des risques et des conséquences d'une malfaçon sur les fondations d'une maison c'est avant tout avoir la garantie de faire étudier vos sols par un spécialiste.

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.

2- La reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour objectif 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 , v , γ et E), ce que les essais in- Situ ne fournissent pas, à moins qu'on procède par corrélations.

2.1- La reconnaissance géophysique

La reconnaissance géophysique est la discipline qui consiste à étudier (observer, mesurer) un champ physique à la surface du sol ou dans des cavités creusées dans le sol.

Ce champ physique, dont l'origine peut être naturelle ou provoquée, dépend d'un ou plusieurs paramètres caractéristiques des matériaux dont on cherche à déterminer le nombre, l'homogénéité et la compacité des couches dans le terrain.

On distinguera :

- 1-Magnétiques ;
- 2-Gravimétriques ;
- 3-Sismiques ;
- 4-Électriques ;
- 5-Diagraphies instantanées.

2.1.1-La méthode sismique

La méthode sismique est une technique de mesure indirecte qui consiste à enregistrer en surface des échos issus de la propagation d'une onde sismique provoquée par un ébranlement mécanique (choc ou explosion) dans le sous-sol, avec des vitesses qui diffèrent suivant les terrains traversés. Ces échos sont générés par les hétérogénéités du sous-sol.

Le temps d'arrivée de l'écho permet de situer la position de cette transition dans l'espace ; l'amplitude de l'écho apporte des informations sur certains paramètres physiques des milieux en contact.

Suivant leur ébranlement les sismographes enregistreront une onde réfléchi sur le toit de la couche profonde (Sismique réflexion) ou une onde réfractée par la couche inférieure (sismique réfraction) (Voir Fig. II.1).

En résumé, les études sismiques fournissent une image de la structure du sous-sol et dans certains cas des informations sur sa nature.

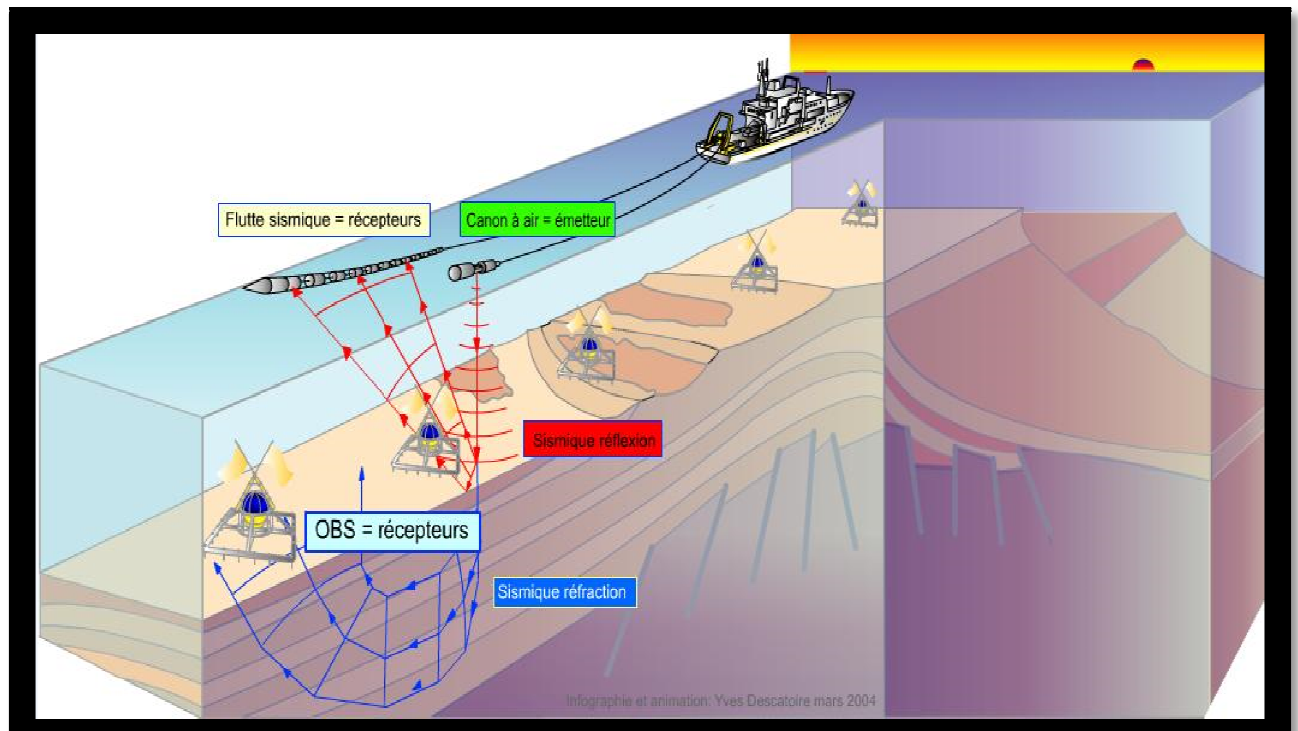


Fig. II.1: Sismique réfraction et réflexion : schéma d'acquisition et trajet des rais sismiques

2.1.2-La méthode électrique

La prospection électrique est couramment utilisée en géophysique dans le but de caractériser des fractures détecter des cavités ou des corps gelés, imager des intrusions ou des migrations d'eau salée dans le sol, détecter la présence de vestiges archéologiques, étudier la structure des sols et de la proche surface ou encore délimiter des décharges et déceler des migrations de polluants dans le sol (Voir Fig. II.2).

Les méthodes électriques ont pour but la détermination de la conductivité électrique σ (S/m) des structures étudiées. En prospection électrique par courant continu, le paramètre de résistivité électrique ρ (en Ω m), l'inverse de la conductivité, est plus couramment utilisé.

La résistivité est la capacité d'un milieu à s'opposer au passage d'un courant électrique, ce paramètre varie fortement dans la nature et elle dépende de nombreux paramètres physiques tel que : la qualité du fluide, la saturation, la porosité ou encore la température du milieu étudié.

Dans la nature, la gamme de résistivité est très étendue, variant de moins de $1 \Omega\text{m}$ à plusieurs milliers d' Ωm .

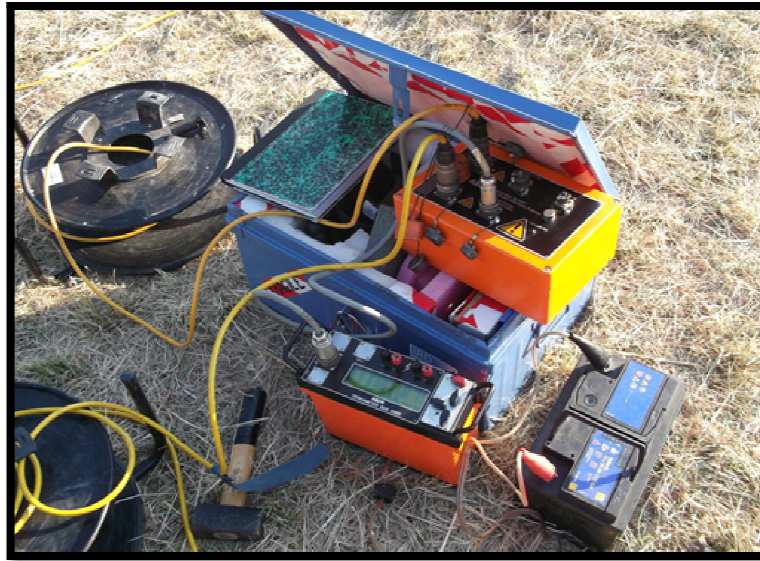


Fig. II.2: La réalisation d'une prospection sur terrain

2.1.2.1- Principe de la méthode

Pour cela on injecte dans le sol un courant continu, dont on mesure l'intensité I au moyen de deux électrodes métalliques notées A et B plantées dans le sol et reliées aux deux bornes d'un générateur de courant continu

On mesure ensuite au moyen de deux autres électrodes notées M et N la différence de potentiel $V_M - V_N$ résultant de la circulation du courant (Voir Fig. II.3).

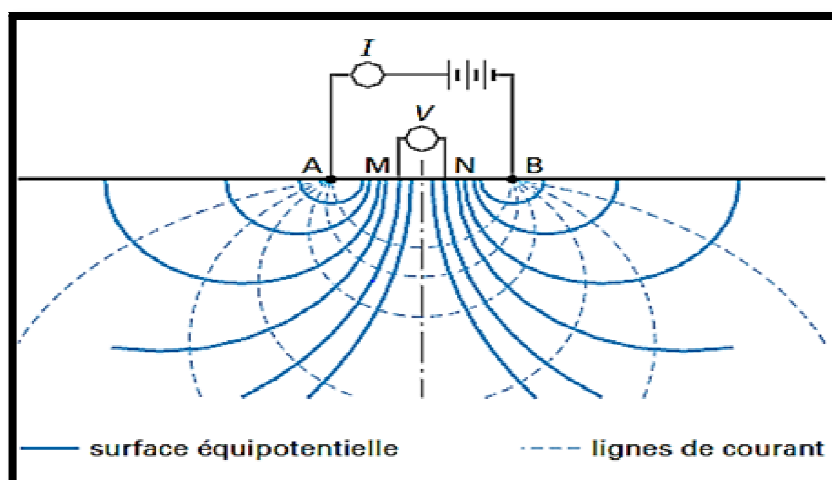


Fig. II.3: La Prospection électrique

Une formule simple permet de calculer la résistivité (ρ) apparente du terrain, elle est exprimée en Ohm x mètre et caractérise les paramètres électriques du terrain concerné.

$$\rho = \frac{\pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot \Delta V}{2 \cdot b \cdot I} \quad (\text{II.1})$$

ρ : La résistivité (Ohm x m).

ΔV : Différence de potentielle (mV).

I : Intensité du courant (mA).

a : Demi-distance entre les électrodes MN (m).

b : Demi-distance entre les électrodes AB (m).

Le tableau ci-dessous donne des valeurs typiques de résistivités:

1- Les terrains meubles saturés

Tableau. II.1: Résistivité de quelques types de sols

Type du matériau	Argiles	Moraines	Sables	Gravier
Résistivité (Ohm x m)	environ 10	environ 30	environ 80-100	environ 200

2-Les roches consolidées

Tableau. II.2 : Résistivité de quelques types de roches

Type du matériau	Schistes argileux	Roches marneuses	Gréso-marneuse	grés	Calcaires marneux	Calcaire francs	granites
Résistivité (Ohm x m)	environ 20	environ 20-50	environ 20-50	environ 150	environ 150-500	plus de 500	plus de 1000

2.1.3-Les diagraphies

Une diagraphie (well log) consiste à mesurer, à l'aide de différentes sondes, les caractéristiques des roches traversées lors d'un forage (Voir Fig. II. 4).

D'une manière générale, on appelle diagraphie tout enregistrement d'une caractéristique d'une formation géologique traversée par un sondage en fonction de la profondeur (coupe géologique).

On distingue deux types de diagraphies :

1- Les diagraphies instantanées.

2- Les diagraphies différées.

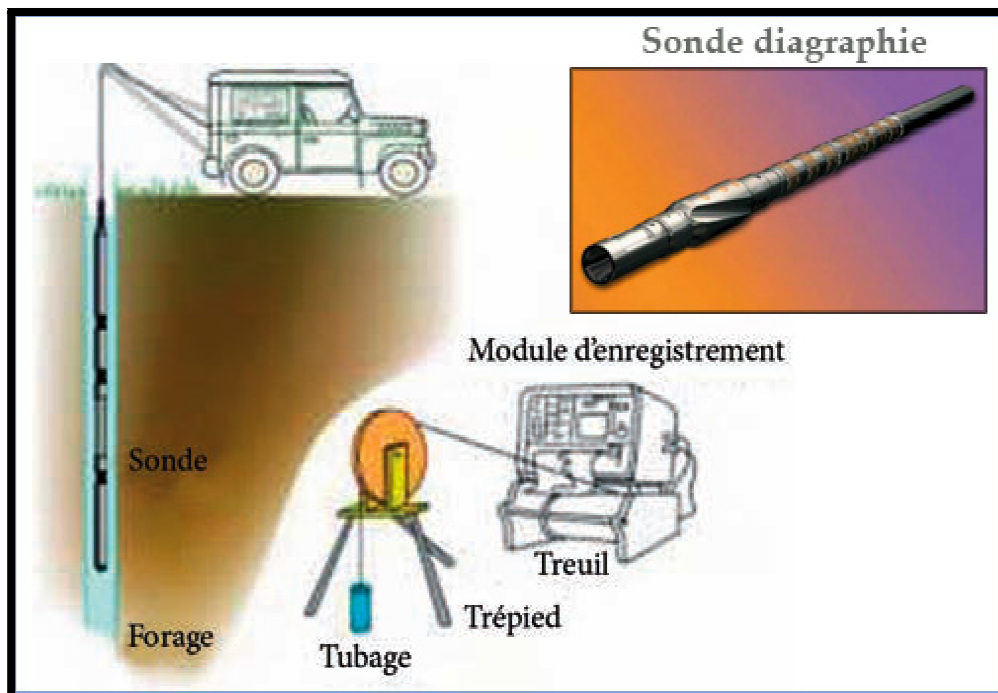


Fig. II. 4: Les diagraphies

2.1.3.1- Les diagraphies instantanées

Les diagraphies instantanées ou enregistrements de paramètres de forages (logging while drilling soit LWD) correspondent aux enregistrements de divers paramètres et les caractéristiques de la formation par un appareil d'enregistrement (Voir Fig. II.5) au cours du processus d'un forage destructif.



Fig. II.5: Enregistreur

Les paramètres enregistrés simultanément sont :

- la vitesse instantanée d'avancement de l'outil.
- la poussé appliquée sur les tiges de forages.
- le couple exercé sur les tiges.
- la pression du fluide de perforation...etc.

Ces paramètres sont des paramètres de base (VA, Pi, Po et CR) (Voir Fig. II.6).

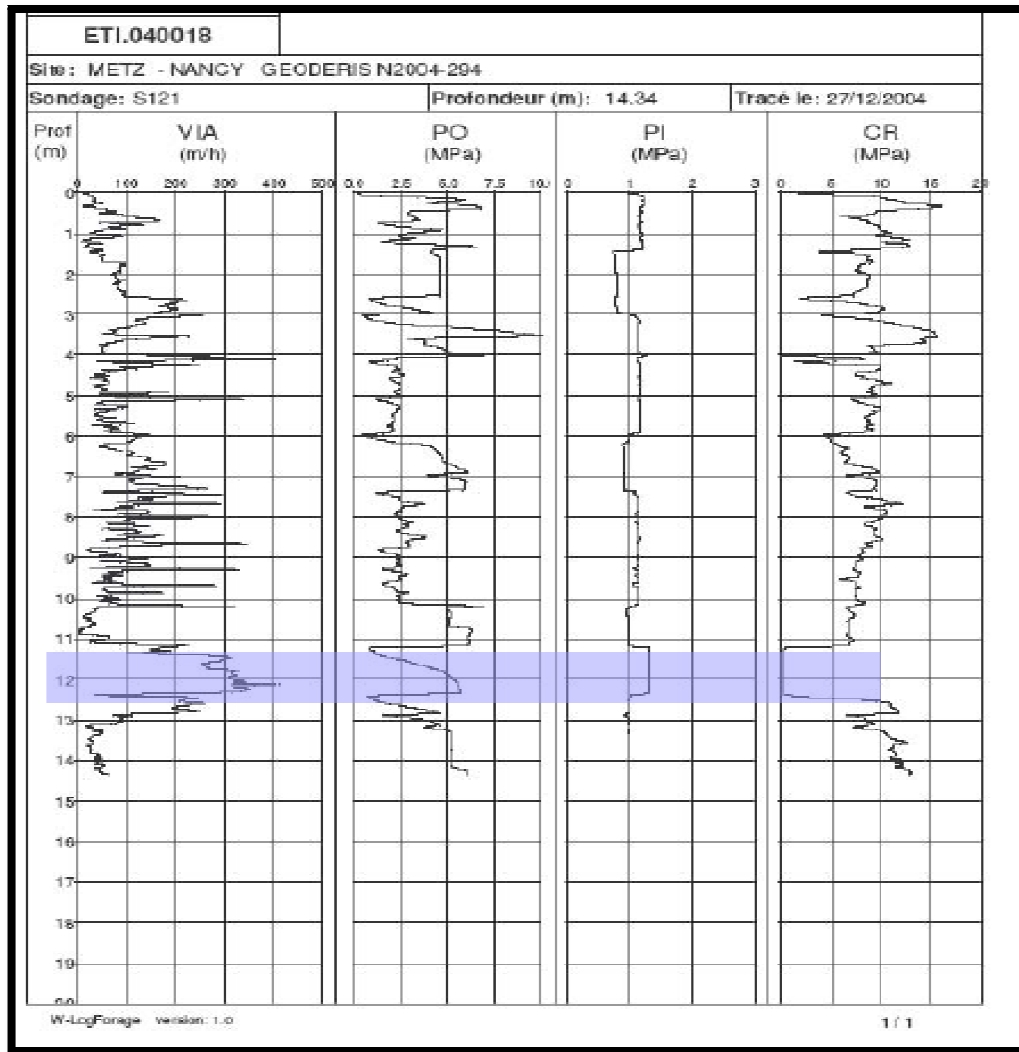


Fig. II.6: Diagraphie instantanée

2.1.3.2- Les diagraphies différées

Les diagraphies différées sont enregistrées lors d'un arrêt ou en fin de forage, et les paramètres mesurés ne sont accessibles qu'avec un certain retard sur l'exécution du forage (Voir Fig. II.7).

Des outils, conçus dans ce but, sont descendus dans le trou de forage à l'extrémité d'un câble qui assure la liaison avec les instruments de surface commandant les opérations, et groupés soit dans un camion, soit dans une cabine fixe pour les forages en mer.

Les diagraphies différées peuvent enregistrer des paramètres d'un matériau foré :

- 1-sa résistivité et le potentiel spontané
- 2-sa radioactivité naturelle (contenu en Potassium, Thorium et Uranium radioactifs) (à différentier de celles d'éventuels traceurs radioactifs ajoutés dans la boue de forage comme ;
- 3-la vitesse du son dans ce matériau ;
- 4-la densité de la formation, sa porosité, sa perméabilité et la teneur en eau;
- 5-la température de la « boue » de forage ;
- 6-des paramètres géométriques, comme le diamètre du sondage ainsi que la déviation et l'azimut ;
- 7-le pendage (angle fait avec l'horizontale) de la formation ;
- 8-la constante diélectrique.

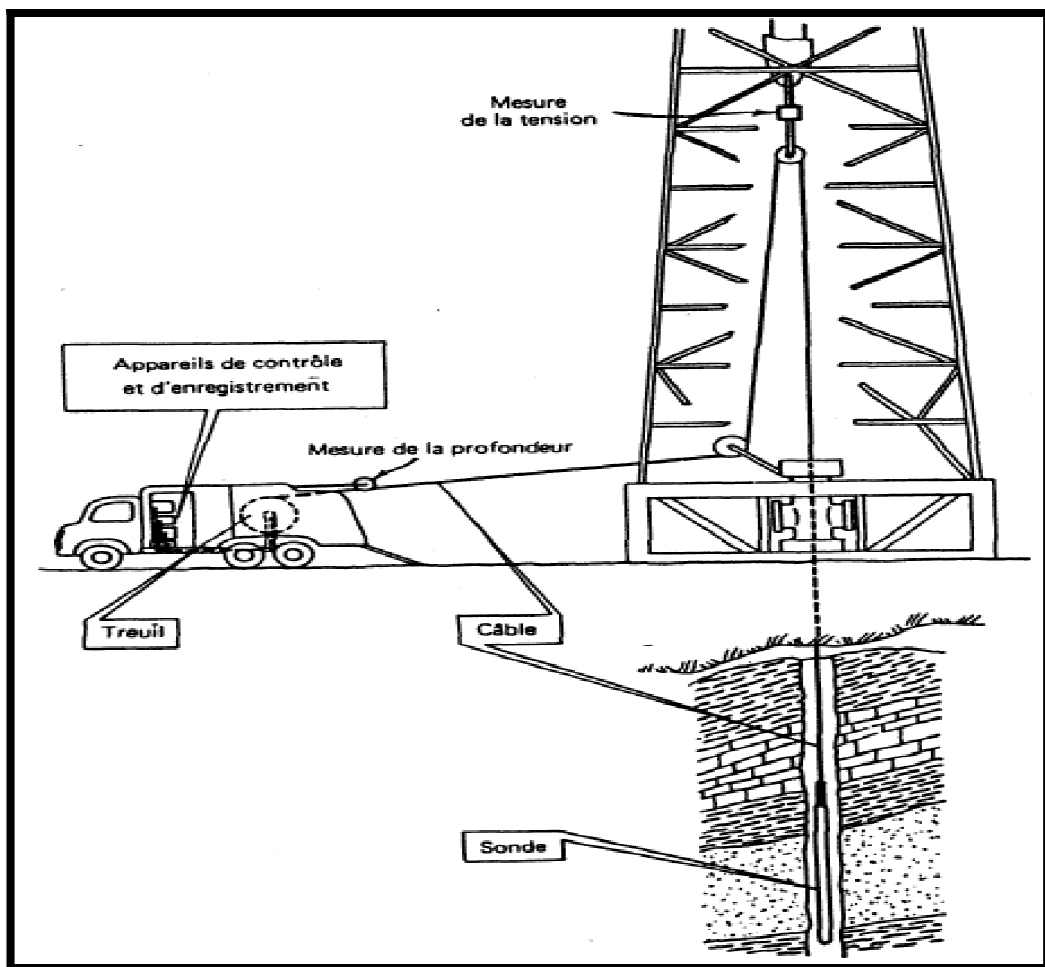


Fig. II.7: Diagraphie instantanée

2.2. Reconnaissance par sondage mécanique

Le sondage veut dire extraction d'échantillons intacts en profondeur (gardant toutes les caractéristiques du terrain) et n'est qu'un forage.

Un forage est un trou creusé dans la Terre (cavité), approximativement tubulaire, ayant un diamètre nominal défini par l'outil de forage où le diamètre peut varier énormément, allant jusqu'à 250 mm à gros diamètres.

Les sondages d'exploration sont des outils indispensables pour la recherche des gisements, mais aussi pour une meilleure reconnaissance du site.

Ainsi à partir des sondages et carotte extraites on peut effectuer des essais laboratoire afin d'identifier les sols rencontrés lors d'investigation



Fig. II.8: La sondeuse

3. Analyse de l'hydrogéologie

L'hydrogéologie (de hydro-, eau et géologie, étude de la terre), également nommée hydrologie souterraine et plus rarement géohydrologie, est la science qui étudie l'eau souterraine. Son domaine d'étude repose essentiellement sur deux branches des sciences de la terre, la géologie et l'hydrologie, mais aussi sur de nombreuses autres branches par exemple la géostatistique, l'hydrochimie, la physique, la chimie, la biologie, la géochimie, l'hydrochimie, la géophysique, l'hydrodynamique, l'hydraulique souterraine, l'analyse numérique ainsi que des techniques de modélisation. À ce titre, l'hydrogéologie est une science interdisciplinaire.

L'hydrogéologie s'occupe de la distribution et de la circulation de l'eau souterraine dans le sol et les roches, en tenant compte de leurs interactions avec les conditions géologiques et l'eau de surface.

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 :

3.1-Les eaux de surface

1- La pluviométrie (elle peut être fournie par la station la plus proche) permet d'observer les éventuelles corrélations pluviométriques –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.

2- L'analyse du réseau hydrographique permet de déceler 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.

3- Les apports des eaux artificielles doivent être recherchés, en effet 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.

3.2-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 :

1- Rechercher les sources, et plus généralement toutes les résurgences d'eau qui apparaissent dans le talus.

2- A repérer dans la géologie l'existence de passage perméable.

3- 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.

4- 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).

4. L'étude cinématique

Le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement, pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres.

Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol.

La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation; elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture.

L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

5. Le calcul de la stabilité au glissement

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages, en outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, les données (les caractéristiques de notre sol) vont dépendre de ce calcul.

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.

II. Techniques de confortement

L'urbanisation et le maintien des populations en pied de coteau, requièrent une vigilance permanente des collectivités et surtout des propriétaires. Le lien direct entre les conditions météorologiques et les déstabilisations en coteau n'est plus à démontrer.

La meilleure démarche préventive en termes de stabilité, reste donc la maîtrise de l'environnement du coteau, en matière de végétation et surtout en matière d'eaux de ruissellement.

Le seul entretien des sites ne suffit pas toujours, et régulièrement des phases de confortement sont nécessaires pour limiter ou retarder ce qui reste l'évolution naturelle des coteaux. Laisser évoluer une instabilité ou attendre pour conforter, expose, non seulement à des risques, mais également au fait que la situation peut devenir rapidement hors de portée financière.

1- Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- 1- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- 2- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- 3- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

1.1 -Remblai de pied

Il s'agit de masses empilées souples, déformables et autodrainantes, dont l'effet de butée permet le maintien de pied de talus instables ou déstabilisés. Citons, les enrochements, les gabions ou les talus à planter (Voir Fig. II.9).

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

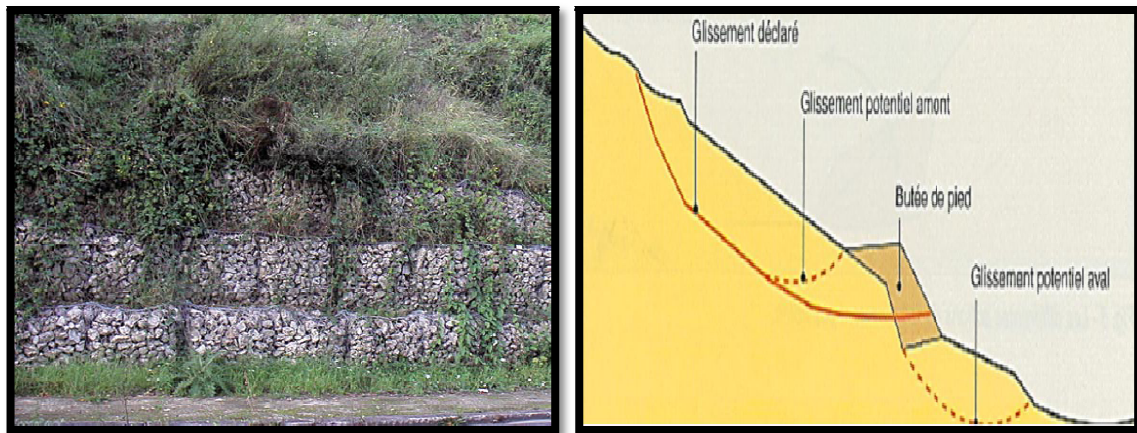


Fig. II.9: Butée en pied

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

1.2- Allègement en tête

On parle de l'allègement en tête de glissement le terrassement et la suppression de la partie supérieure (Voir Fig. II.10) dont le but est de diminuer le poids moteur, de réduire la hauteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

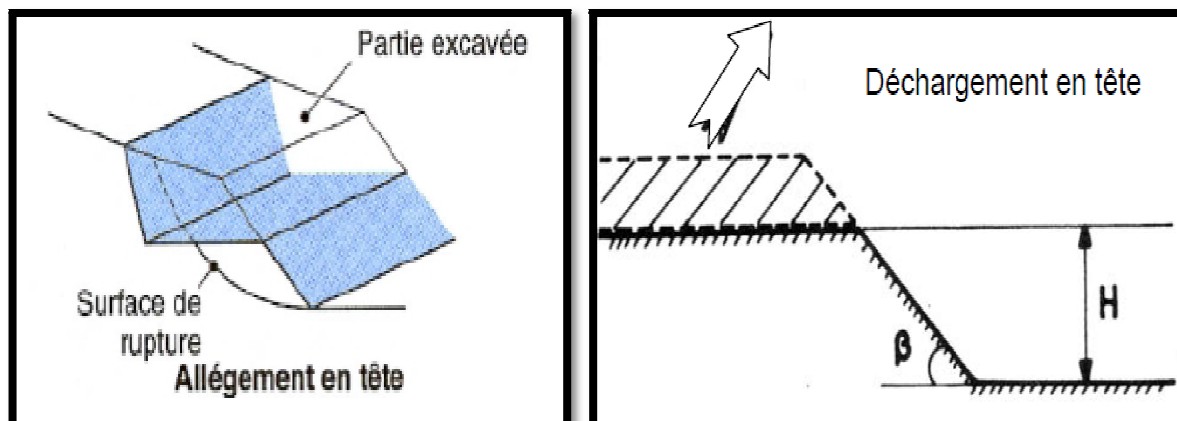


Fig. II.10: Allègement en tête

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

1.3- 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 (Voir Fig. II.11).

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.

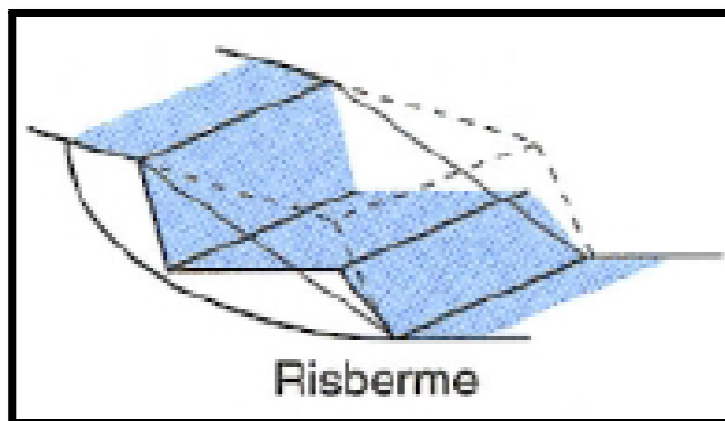


Fig. II.11: Le reprofilage

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

1.4- Les purges

Cette technique consiste à "faire tomber" volontairement et de façon maîtrisée des éléments instables et menaçants en paroi. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste.

1.5-Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse ayant glissé 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.

1.4.1- La substitution totale des matériaux glissés

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial, la vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau matériau (matériau de substitution et matériau intact en place) (Voir Fig. II.12).

La substitution du matériau glissé suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- 1- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés ;
- 2- Excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale ;
- 3- Assurer un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; une purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction ;
- 4- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire.

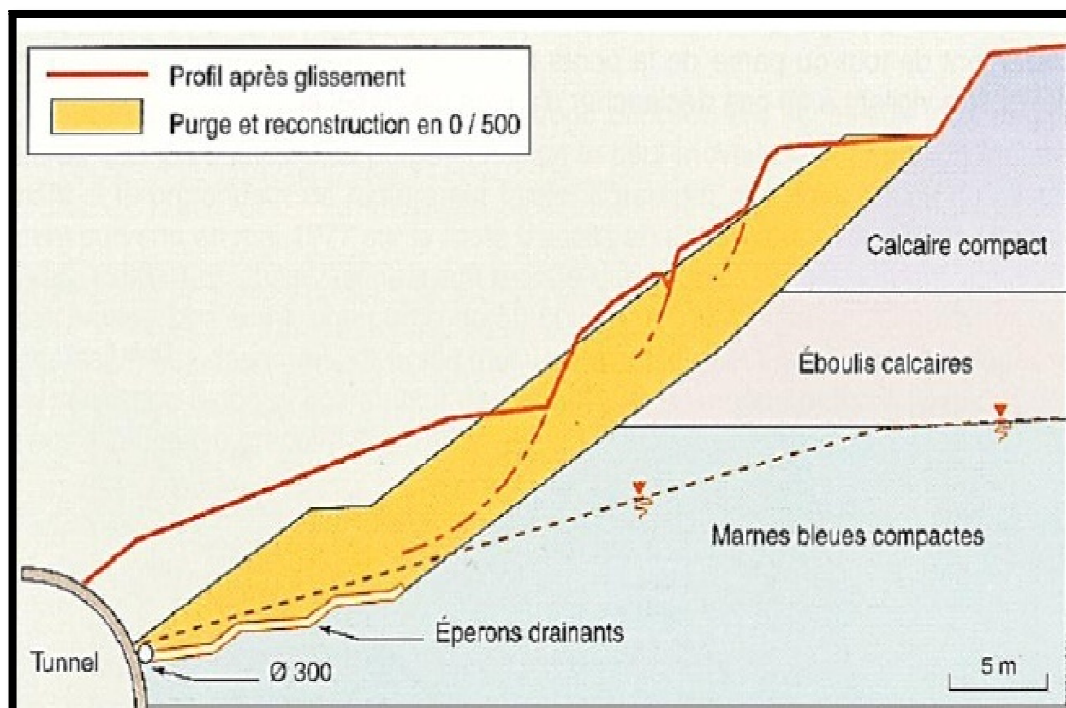


Fig. II.12: La substitution totale Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

1.4.2-La substitution partielle des matériaux glissés

On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons, qui peuvent suffire à la stabilisation. Une bèche c'est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux frottants et drainants (Voir Fig. II.13).

Les dimensions courantes sont :

- 4 à 10m de largeur.
- 5 à 6m de profondeur.

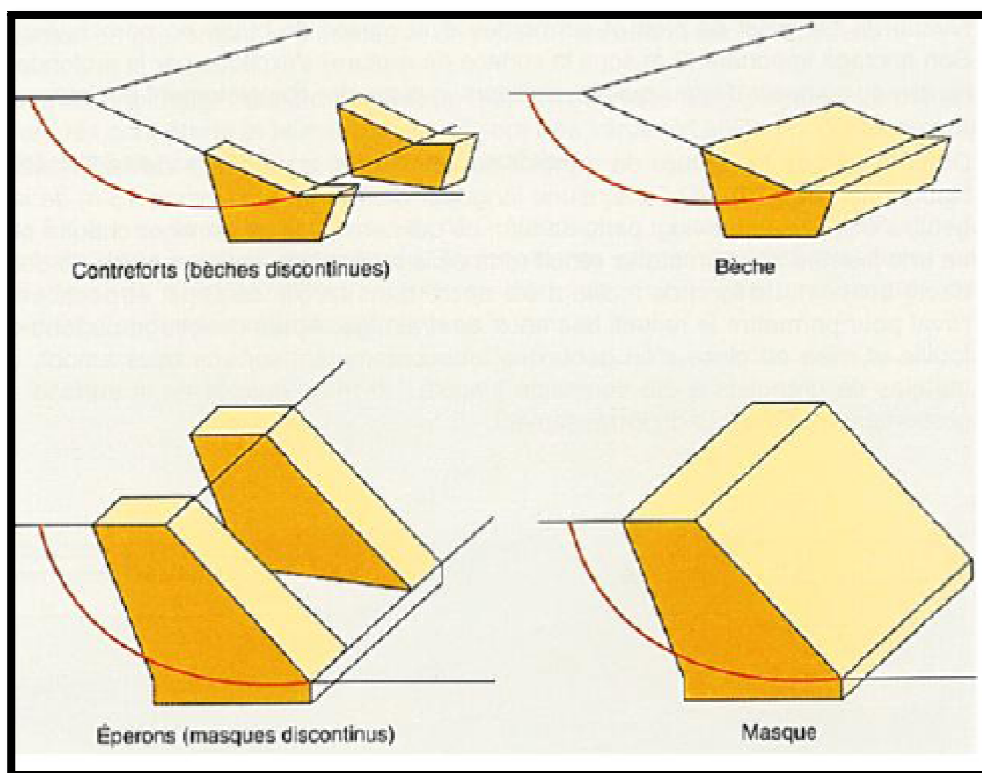


Fig. II.13: La substitution partielle

Source : guide technique : stabilisation des glissements de terrain.

2- Dispositifs de drainage

La présence "anormale" d'eau peut provoquer la chute des caractéristiques mécaniques d'un sol, d'ailleurs l'une des principales causes du déclenchement des glissements de terrain étant d'origine hydraulique, ce que signifie que Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant.

La compréhension du fonctionnement hydrologique des pentes instables est nécessaire dans l'étude des glissements ainsi la réduction des pressions interstitielles, c'est pour ce la qu'on utilise les systèmes de drainage qui ont le but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

2.1- Collecte et canalisation des eaux de surface

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement (Voir Fig. II.14). Les eaux peuvent provenir d'une couche superficielle aquifère, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou sur 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 ou en contre pente, mettant ainsi en pression la surface de rupture. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (Fossés, caniveaux, cunette).

La technique de drainage superficiel était autrefois très fréquemment utilisée pour les terrains agricoles.

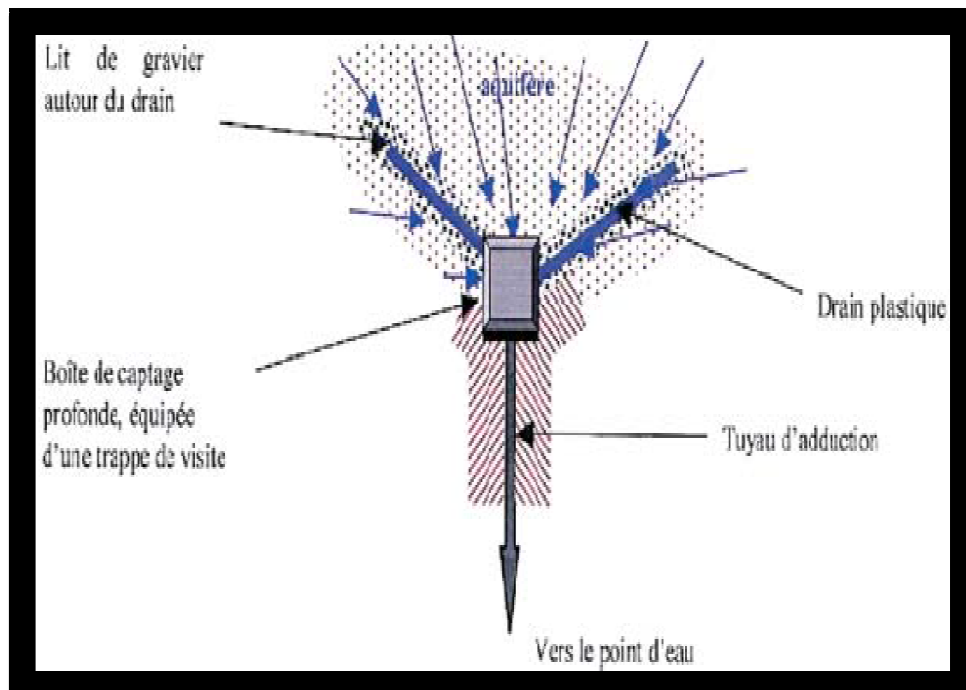


Fig. II.14: Collecte des eaux de surface

2.2- Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (Voir Fig. II.15).

Le choix de l'implantation dans le sens de la plus grande pente ou en parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de la tranchée.

L'effet stabilisateur, dans le cas des tranchées drainantes de la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. La profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre.

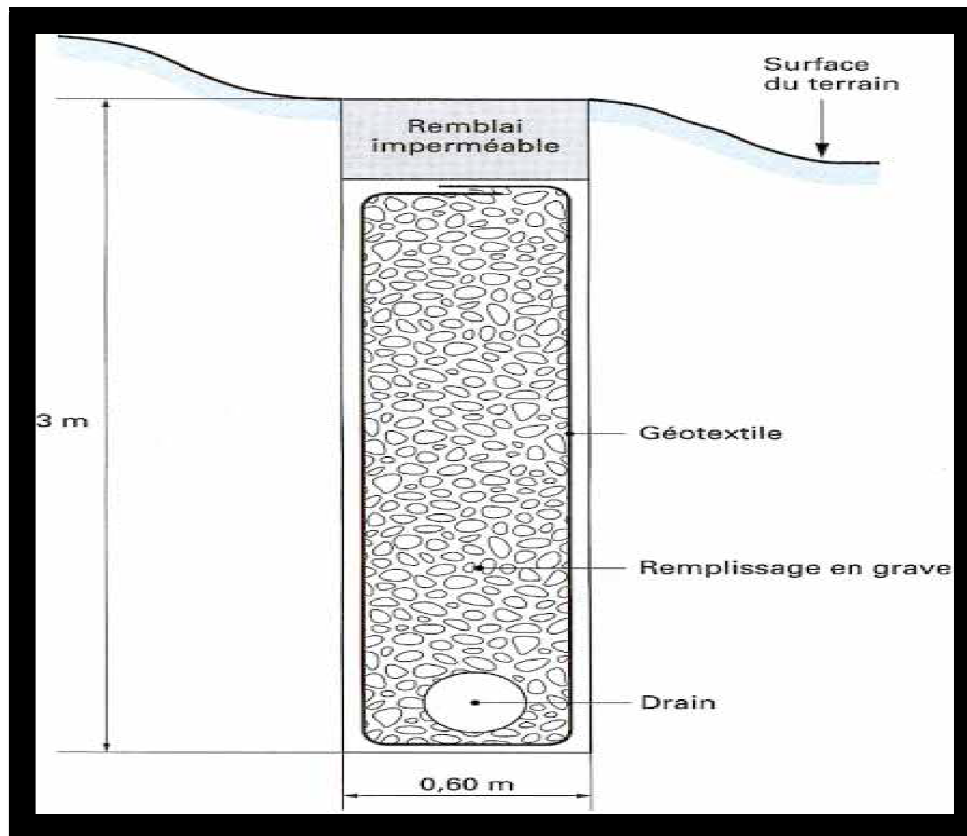


Fig. II.15: Coupe type d'une tranchée drainante

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

2.3- Drains subhorizontaux

Lorsque l'eau est localisée dans des formations perméables, sans exutoire et que les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peuvent permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

Ce sont des tubes crépinés en PVC (\varnothing 50 mm) mis en place pas forage subhorizontal, leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables et leur longueur est limitée couramment à une cinquantaine de mètres, mais peut, dans certains cas, atteindre 80 à 100 m (Voir Fig. II.16).

Ils sont généralement mis en place par nappes, chaque nappe comportant un ou plusieurs faisceaux de drains. Leur efficacité est certaine lorsqu'ils atteignent effectivement la zone drainée.

À l'inverse, il n'est pas toujours facile de couper les venues d'eau et il faut compter sur un pourcentage non négligeable de déchet. À ce titre, il est souhaitable de réaliser des essais de "faisabilité" avant de lancer une campagne complète de drains subhorizontaux si celle-ci doit porter sur plusieurs centaines, soit plusieurs milliers de mètres forés.

Le colmatage est craindre long terme, ce qui suppose une surveillance et un entretien réguliers (décolmatage l'air comprimé, à l'eau sous pression, reforage de drains complémentaires).

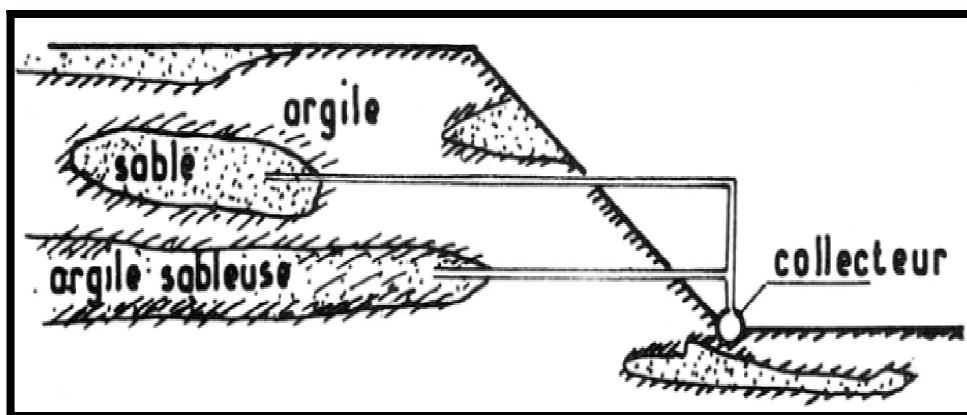


Fig. II.16: Drains subhorizontaux

2.4- Drains verticaux, galeries drainantes

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées.

Les puits drainants sont équipés de pompes constituent un écran drainant, leur rayon d'action est accru par un forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Les puits et les drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limité en profondeur.

Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage, c'est technique une onéreuse mais efficace.

2.5- Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

3- Les éléments résistants

3.1- Les ouvrages de soutènement

Rigides ou souples, ils servent à soutenir des terres souvent meubles et à stabiliser les têtes de coteaux, leur restauration est souvent délicate et leur réalisation requiert la conception par un bureau d'études spécialisé (Voir Fig. II.17).

La réalisation d'un soutènement, quel qu'il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l'arrière du mur, pouvant poser des problèmes d'emprise et de stabilité à court terme.

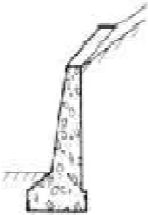
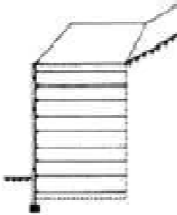
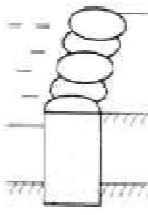
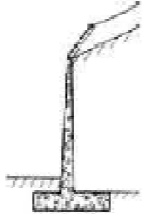
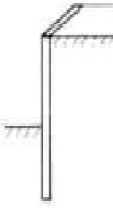

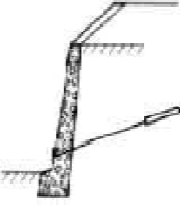
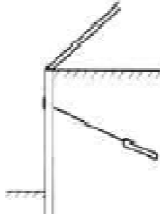
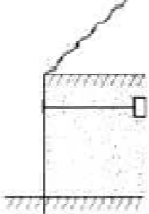
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage  Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire	
Encastrement  Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches	
Ancrage  Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré	

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

Source : guide technique (stabilisation des glissements de terrain)

3.2-Les tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrages sont formés de tiges aciers, scellés au coulis de ciment ou de joncs de fibre de verre scellés à la résine (Voir Fig. II.18).

Le but de tels tirants est d'augmenter l'effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d'une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus.

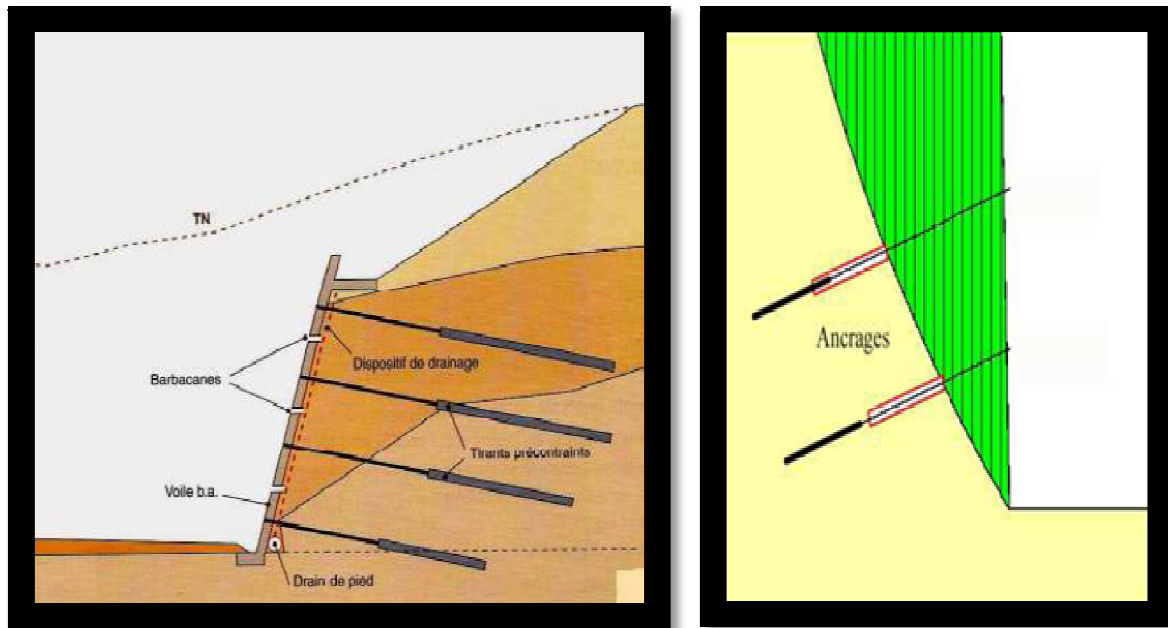


Fig. II.18: Renforcement par tirants

3.3- Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé 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 :

1- 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.

2- 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.

3.4-Les grillages plaqués et les écrans de protection

Les grillages plaqués sont des installations d'un grillage maille double torsion, de type gabion, maintenu par des câbles aciers. Le grillage et les câbles sont maintenus en tête par des tirants passifs et en pied par ancrage ou lestage (Voir Fig. II.19).



Fig. II.19: Grillage métallique plaqué

Les écrans de protection ne s'agit pas que de dispositifs de protection, qui n'assurent en aucun cas un confortement, ils sont destinés à bloquer les chutes de matériaux et de pierres ainsi ils peuvent être installés verticalement en tête de coteau, de façon oblique en paroi ou bien encore verticalement en pied de coteau (Voir Fig. II.20).



Fig. II.20: Pose d'écran de protection à mi- paroi

3.5-Les murs en géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles en polymère (naturel ou synthétique), plan, perméable, pouvant être non-tissé, tricoté ou tissé, utilisé en contact avec un sol et/ou d'autres matériaux pour les applications géotechniques.

Les géotextiles sont utilisés dans des murs qui sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai ou les armatures sont formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, Géogrille ou des non-tissés.

Conclusion

Pour ce chapitre, on a consacré pour la définition des éléments d'une reconnaissance de terrain (étude géologique, reconnaissance géotechnique, analyse de l'hydrogéologie, cinématique du mouvement, calcul de la stabilité au glissement) qui est l'une des étapes importante pour l'étude d'un glissement dont on a définit plusieurs méthodes de reconnaissance.

Après ce la, on a passé aux différentes méthodes de confortement des glissements qui nous aide à bien protéger les talus ainsi éviter énormément de problèmes et de dégâts soit humain ou matériel.

Conclusion générale de la première partie

Dans la première partie on a introduit deux chapitres essentiels, le premier est consacré pour les généralités et causes des glissements ou on a étudié les mouvements de terrain on constatant quatre grandes familles :
Les écroulements ; Les glissements ; Les coulées boueuses et Les fluages et solifluxions.

Ensuite, on a approfondit dans les glissements ou une grande partie est consacrée pour ses différents types et les causes ainsi les systèmes de surveillance permettant l'analyse et l'évaluation du potentiel de risque d'un glissement de terrain et afin d'éviter tout dégâts humain ou matériels.

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

Deuxième partie :
Etude expérimentale

Chapitre III :

Présentation du site

Introduction

Le risque relatif aux mouvements de terrains est certainement le plus répandu à travers le territoire national et considéré parmi les aléas naturels et hormis le phénomène sismique qui concerne l'ensemble de la zone Nord du pays et les Hauts Plateaux.

Ces dernières années, durant la période allant du mois de Février au mois d'Avril (2012), on a observé plusieurs mouvements de terrains à travers le territoire national où chaque jour des cas sont signalés par la presse, cette période a connu des chutes de neige et de pluies très importantes.

On citera les glissements de ; Azazga, Béjaia, Bouira, Médéa, Alger.

Parmi ces glissements, celui de Tala N'Tgana est en mouvement depuis plusieurs années où il a causé des déformations importantes et des désordres surtout au niveau des constructions voisines.

Dans le chapitre suivant, on présentera notre site d'étude selon plusieurs situations et on étudiera les causes de ce glissement.

I-Présentation de Wilaya

1- Situation géographique

A une latitude de 36°42 au Nord (latitude Y1 = 351,45 et Y2 = 402,2), une longitude de 04°03 a l'Est (longitudes X1 = 590,5 et X2 = 670) et une altitude de 188m, la wilaya de Tizi-Ouzou, d'une superficie totale de 295 793 hectares, est localisée au nord de l'Algérie, à 50 km à l'est d'Alger, ses limites géographiques sont : au nord, la mer Méditerranée, avec une façade maritime de 85 km, à l'est, la wilaya de Bejaia, à l'ouest, la wilaya de Boumerdes et au sud, la wilaya de Bouira (Voir Fig. III.1).

Tizi-Ouzou compte le nombre de communes le plus élevé d'Algérie (soit 67), c'est une des régions les plus boisées (38 % de taux de boisement) et l'une des plus montagneuses (83 % de relief présentant une pente > 12 %), enfin, c'est une des régions les plus densément peuplées du pays, soit 441 habitants/km², avec une population rurale de 791 031 habitants répartis sur 1 400 villages, situés à proximité des massifs forestiers, voire souvent enclavés.

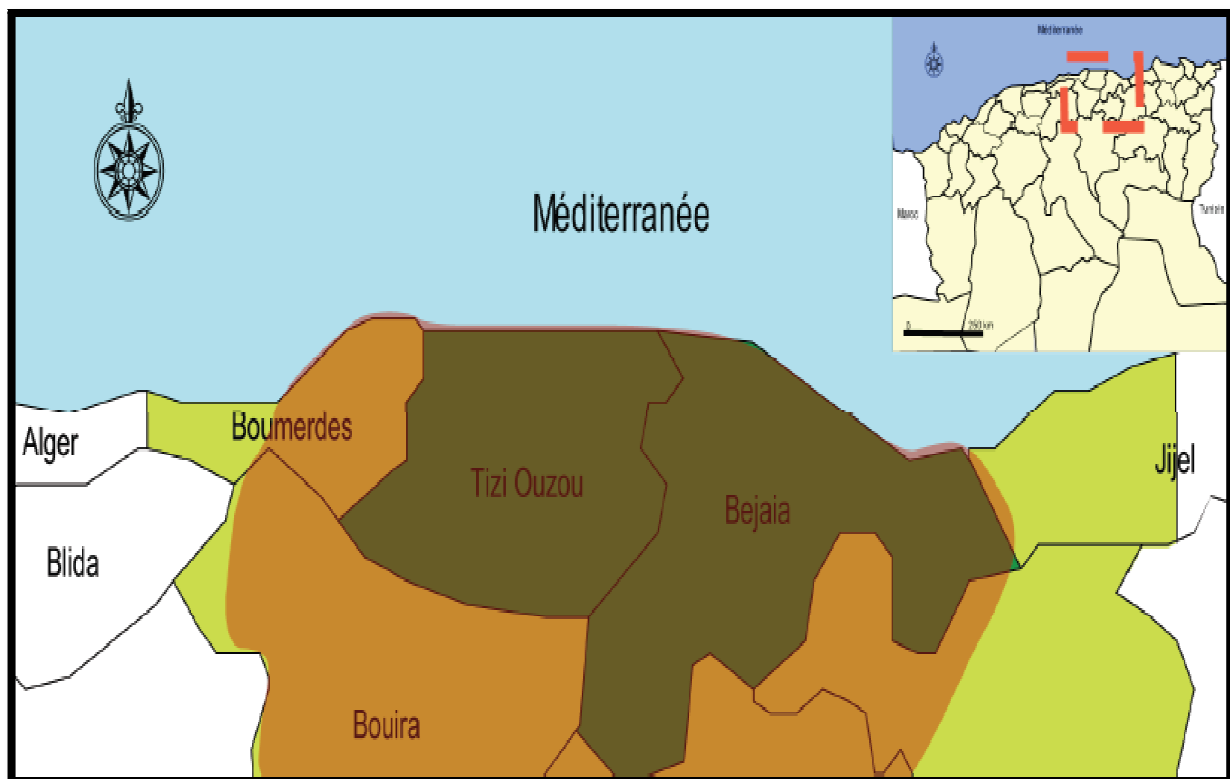


Fig. III.1: Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou

Freha (en tifinagh ⵏ ⵏ ⵏ ⵏ), est une commune de la wilaya de Tizi Ouzou, en Kabylie (Algérie), située à 31 km à l'est de Tizi Ouzou, à 7 km à l'ouest d'Azazga et à 32 km au sud-ouest d'Azeffoun, son chef lieu est la ville du même nom, rattachée au Aârch d'Aït Djennad (Voir Fig. III.2).



Fig. III.2: Localisation de la commune de Freha par rapport à Tizi-Ouzou

La commune de Freha est située au centre de la wilaya de Tizi-Ouzou, elle est délimitée au nord, par la commune d'Aghribis ; à l'est, par la commune d'Azazga ; au sud, par les communes de Mekla et de Tizi Rached ; à l'ouest, par les communes de Tizi Ouzou et Ouaguenoun et au nord-ouest, par la commune de Timizart (voir la figure suivante) (Voir Fig. III.3).

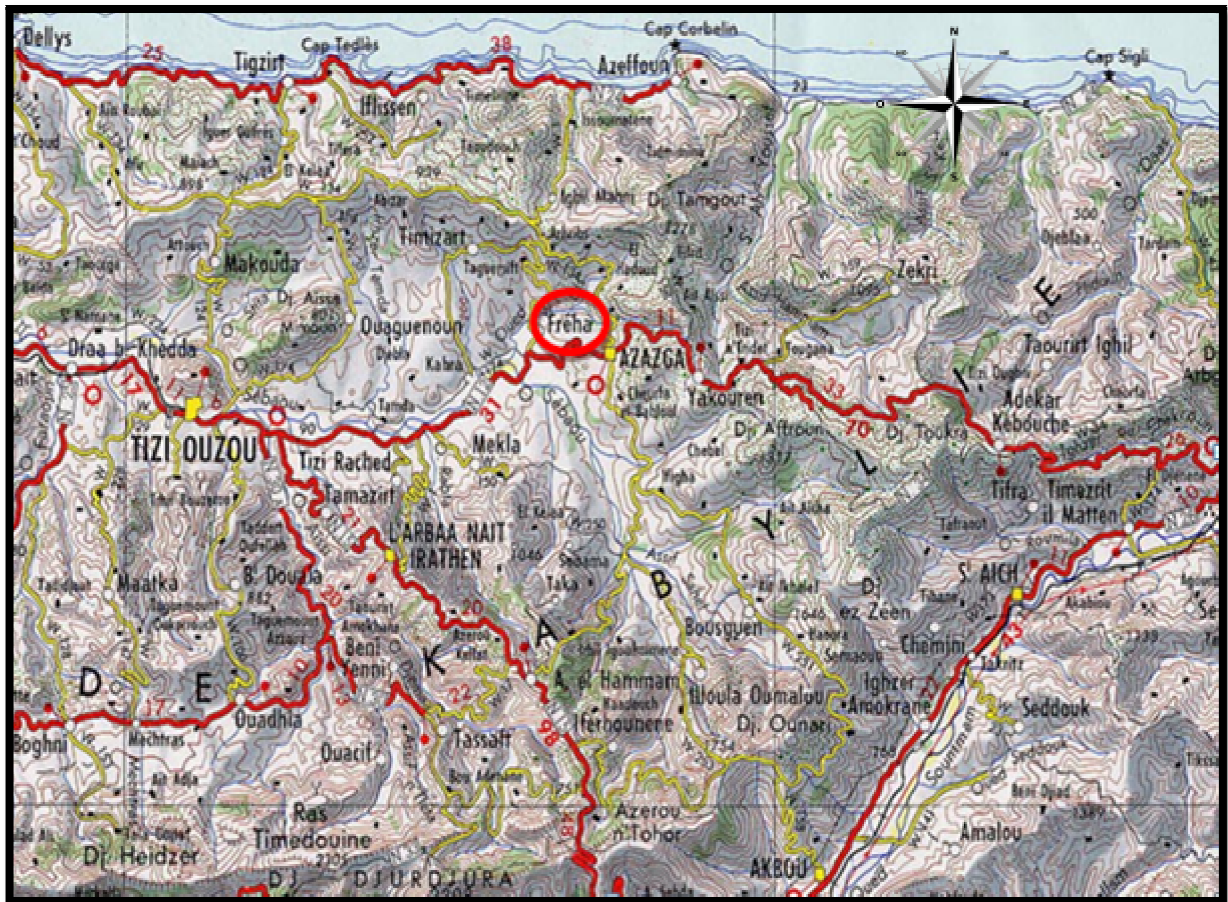


Fig. III.3: Les communes limitrophes de Freha

La surface de la commune de Freha est de 68,55 km², d'une altitude de 200m, d'une population de 24 228 habitants et composée de 23 villages qui sont Adjarar, Aït Bouali, Aït M'Hand, Azrou, Baagou, Bouyzara, El Madjen, Fréha (chef-lieu de la commune), Guendoul (village du poète Belqasem Ihiğaten, Ah'iweç - tamedyazt), Icharioène, Igharbiène, Ikherbane (Ixerban), Imzizou, Kahra (El Kahra), Lazib Bouhouil, Melaghni, Nezla, Taguercift (village d'origine du grand maître de Chaâbi algérois, El Hadj El Anka et de Aghiles Tabti philosophe algérien), **Tala N'Tgana**, Tamda, Tidouirt, Tikharbine, Timerzouga

2-Situation géologique

Le massif de grande Kabylie est situé dans le domaine interne de la chaîne des Maghrebides.

Selon la thèse de Mr E.Ficheur (les terrains éocènes de la Kabylie du Djurdjura) éditée en 1890, on reconnaît en Kabylie des terrains se rapportant à la série suivante :

1-Terrains azoïques : se sont des terrains contenant des schistes cristallins (terrain cristalloyphyllien), schistes détritiques, phyllades et quartzites ;

2-Terrains jurassiques : dans ce type, on distingue les lias moyens et supérieur et les jurassiques supérieurs ;

3-Terrains crétacés : on distingue les crétacés moyens (Gault, céno-manien et turonien) et les crétacés supérieurs (sénonien et danien) ;

4-Terrains Eocènes : on trouve les Eocènes moyens et supérieur ;

5-Terrains Miocènes : se sont des terrains contenant des Miocènes inférieur, moyen et supérieur où le Miocène est formé de marnes et d'argiles.

Ce type de terrain occupe le fond des vallées, par sa nature imperméable, il permet des écoulements de surface qui alimentent les oueds.

6-Terrains Pliocène et quaternaire : on distingue les pliocènes supérieur et les quaternaires (ancien et récent) ; il est constitué d'un matériau hétérogène (galets, graviers, sables, limons).

7-Roches éruptives tertiaires.

La carte géologique éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier (Ingénieur général des Mines, étant Directeur du service de la carte géologique) montre la localisation de ces différents types de terrains.

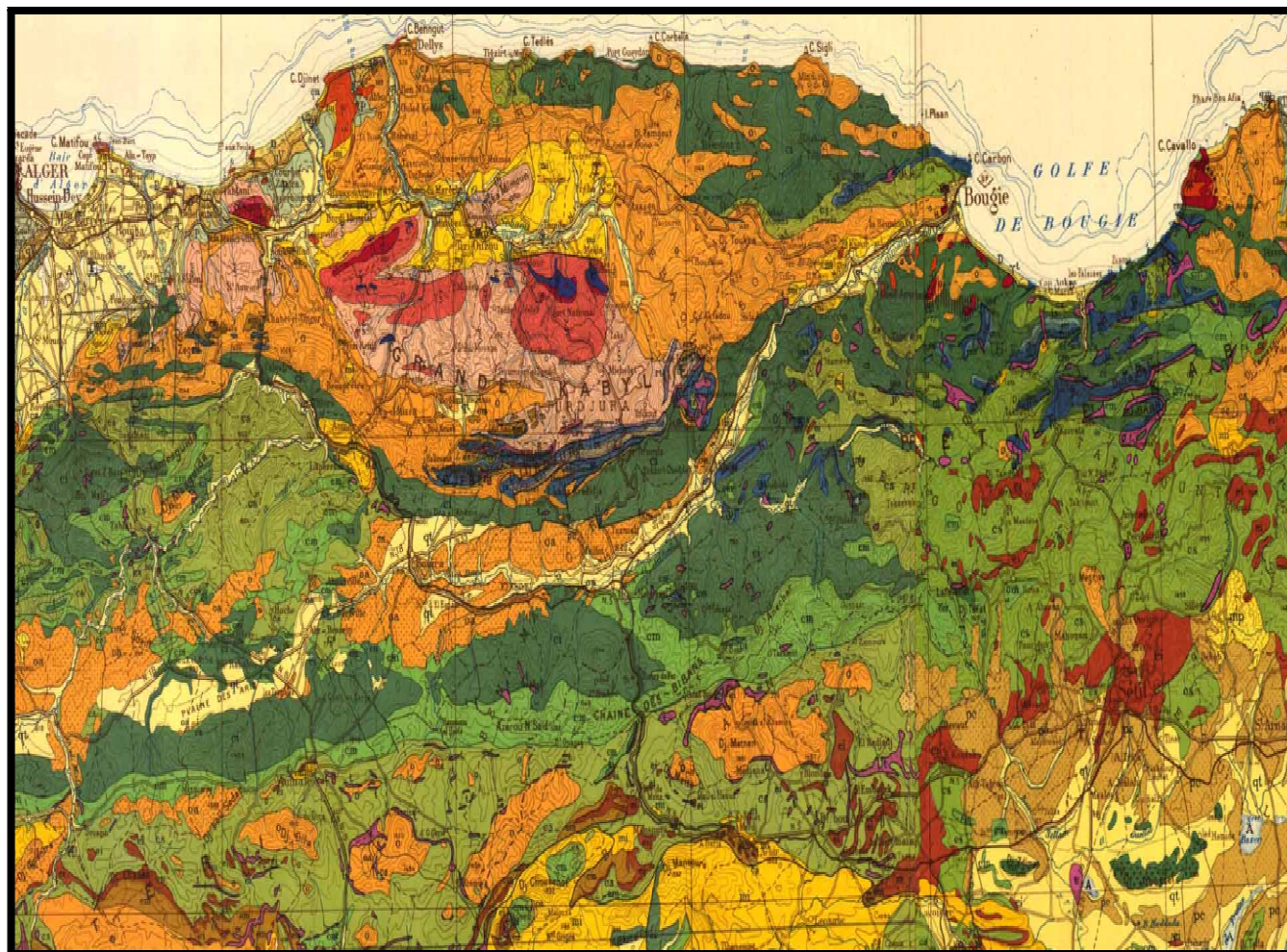


Fig. III.4: Carte géologique de la grande Kabylie éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier

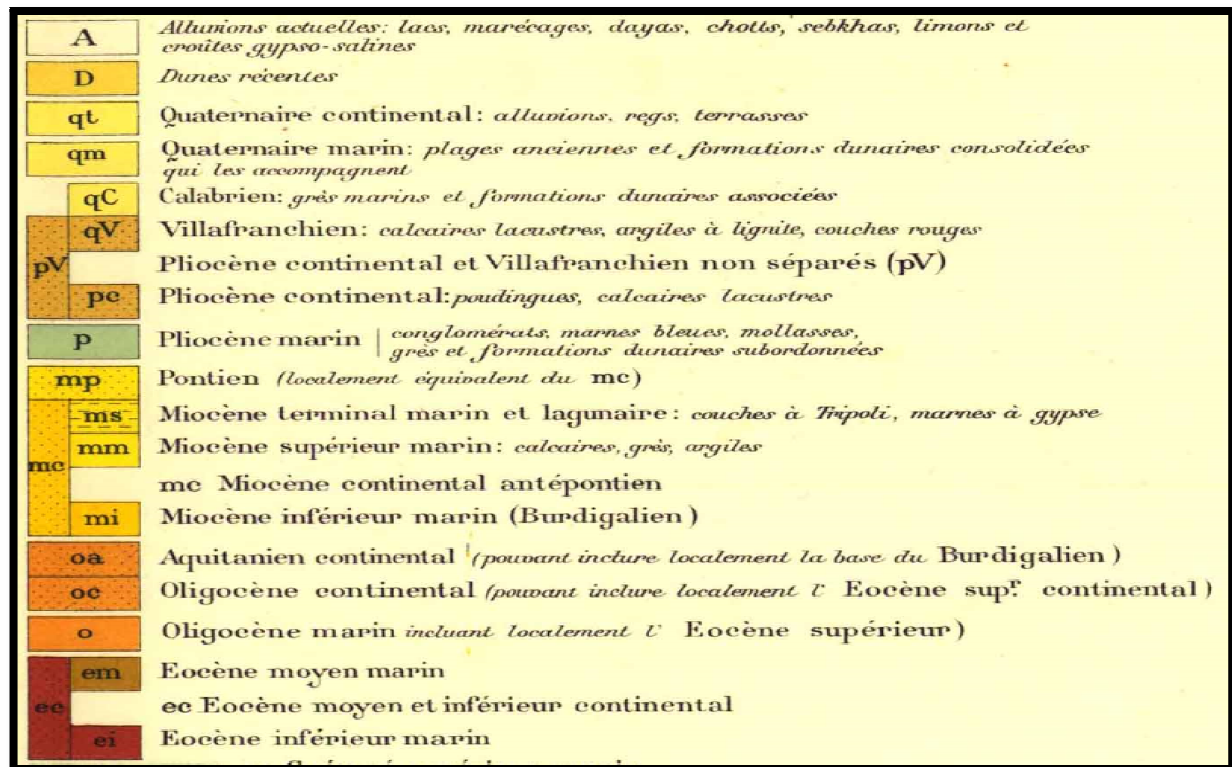


Fig. III.5: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier

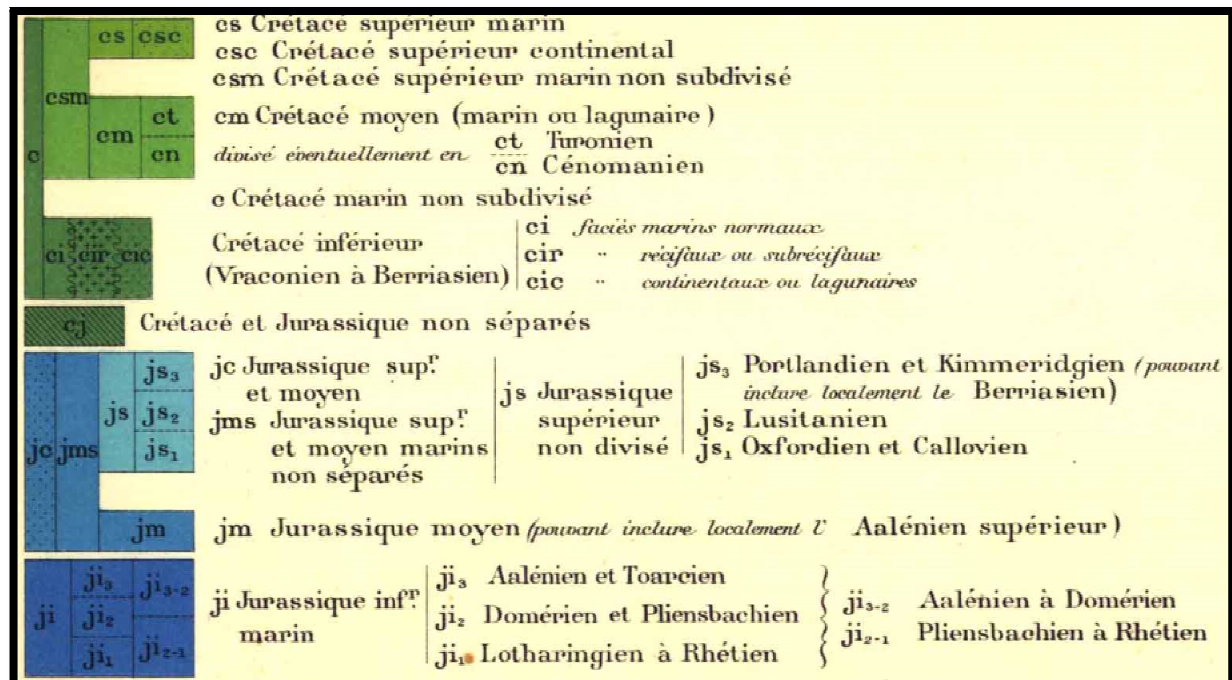


Fig. III.6: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie éditée en 1951-1952 par M.G.Bétier

3-Situation climatique

Tizi-Ouzou est une région située dans une zone du climat méditerranéen, caractérisée par un climat qui présente un hiver frais, pluvieux et parfois neigeux suite à l'enfournement par des massifs montagneux et un été chaud et humide surtout après la réalisation du barrage de Taksebt.

3.1-La pluviométrie

Les moyennes mensuelles de la pluviométrie enregistrées par la station de l'agence nationale des ressources hydrique (ANRH) de Tizi-Ouzou, sont données dans le graphe suivant :

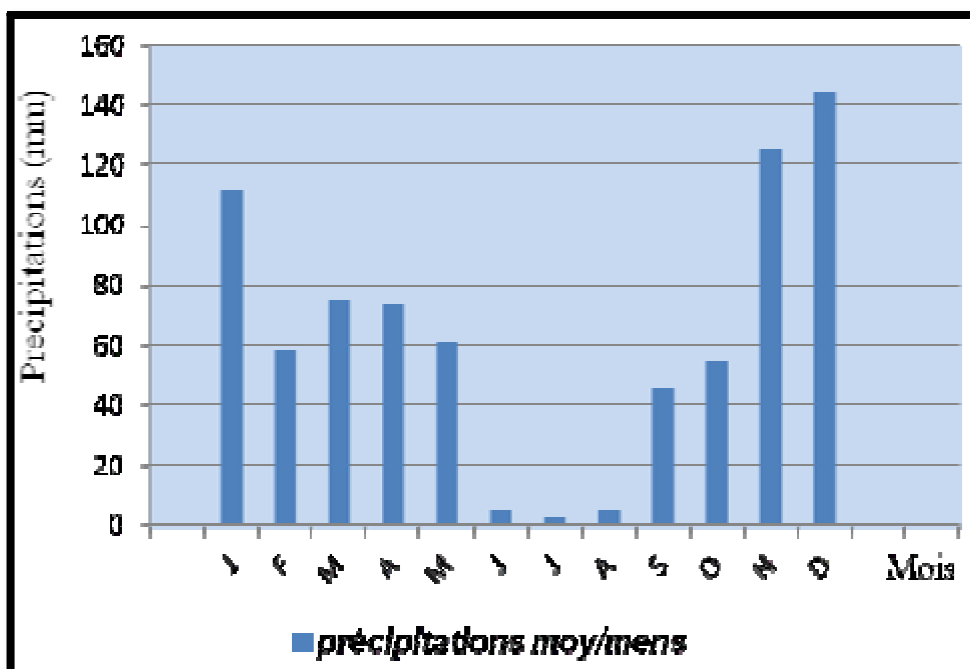


Fig. III.7 : Les précipitations moyenne mensuelles pour la durée 2001-2010
Source : A.N.R.H

De ce graphe, on constate que la wilaya de Tizi-Ouzou a observée une durée de sécheresse pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet et Aout) où les précipitations souvent sous forme des orages varient entre 2 et 5mm.

La période pluvieuse s'étend du mois de novembre au mois d'avril, le mois de décembre étant le mois le plus pluvieux avec une quantité moyenne de 145.6mm et le mois de juillet est le plus sec avec une valeur moyenne de 2.45mm.

3.2-Les températures

Les données recueillies au niveau de la station O.N.M de Tizi-Ouzou pour la période 1996 à 2012 sont données dans les tableaux suivants et représentées par les graphes suivants :

Tableau. (III.1) : Les températures moyennes mensuelles pour la période 1996-2012

Mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février
Température C°	24.3	20.3	14.6	11.7	10.4	10.7
Mois	mars	avril	mai	juin	juillet	août
Température C°	13.5	16	19.6	24.6	27.8	28

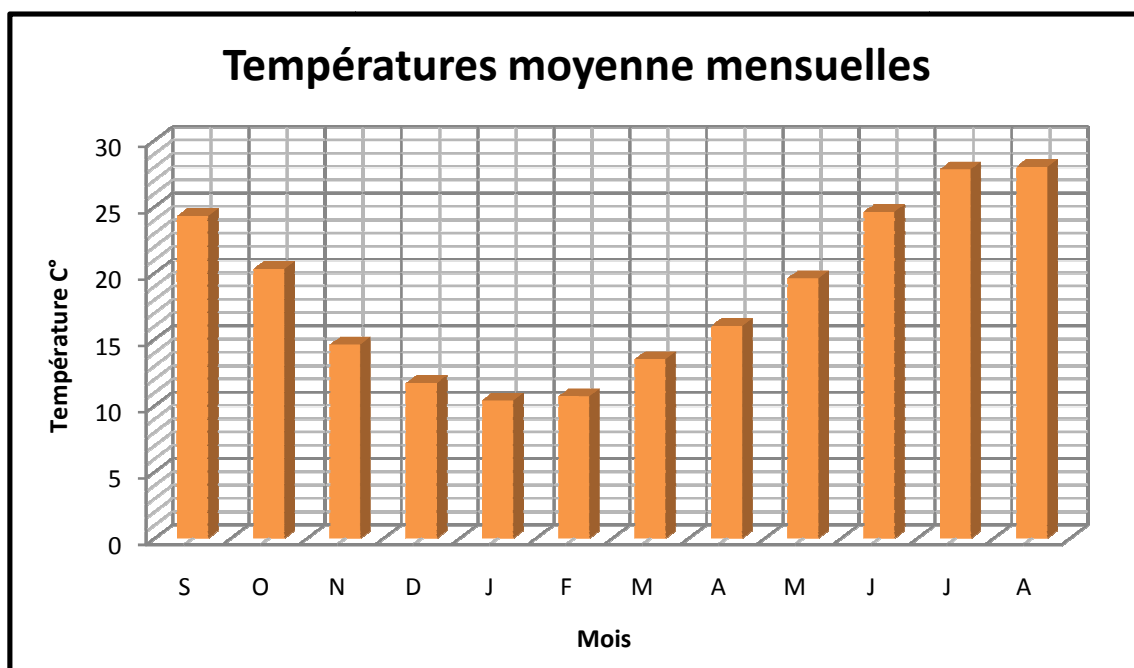


Fig. III.8 : Les températures moyenne mensuelles pour la durée 1996-2012
Source : O.N.M

De ce graphe on constate que pendant cette durée la wilaya de Tizi-Ouzou à connue une période froide pendant les cinq mois qui sont novembre, décembre ; janvier, février et mars où la température moyenne minimale est 10.4C° pour le mois janvier et la maximale 14.6C°.

La période la plus chaude que Tizi-Ouzou à connues, c'est pendant les mois juin, juillet, août et septembre où la température moyenne minimale est 24.3C° pendant le mois juin et la maximale est 28C° pendant août.

Finalement, c'est une wilaya qui contient trois périodes, une période froide pendant les mois novembre, décembre ; janvier, février et mars, une période chaude c'est pendant les mois juin, juillet, août et septembre et une période douce pendant les mois avril, mai et octobre.

Les températures moyennes annuelles pour la période 1996-2012 sont données dans le tableau et le graphe suivants :

Tableau. (III.2) : Les températures moyennes annuelles pour la période 1996-2012

Années	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Temp C°	17.6	18.7	17.8	18.6	18.8	19	18.9	18.6	18.1
Années	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	-
Temp C°	17.6	19.1	18.2	18.5	18.3	17.2	18.6	19.2	-

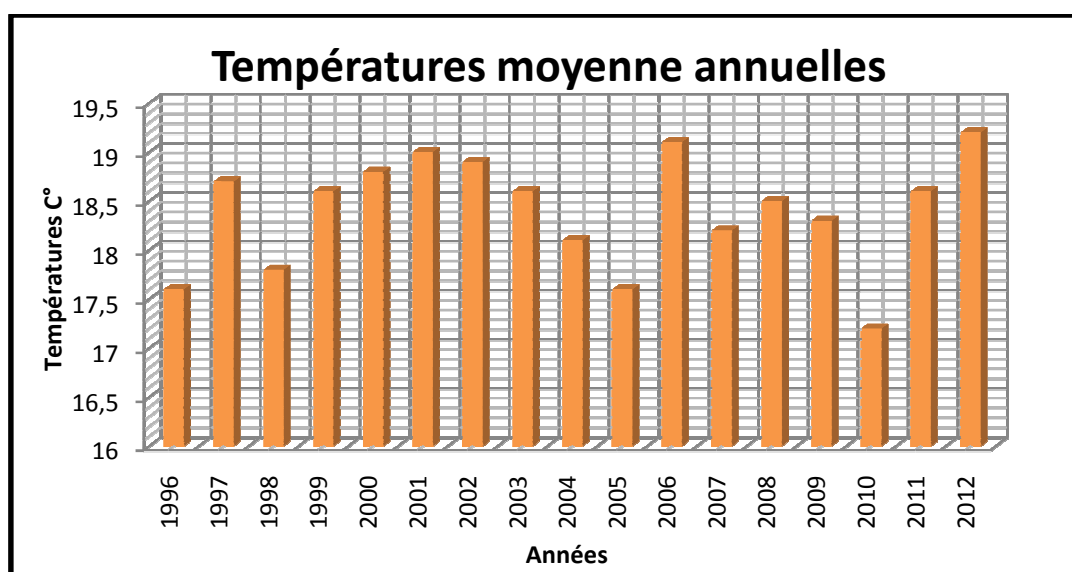


Fig. III.9 : Les températures moyenne annuelles pour la durée 1996-2012

Source : O.N.M

Ce graphe nous indique que les températures moyennes annuelles sont instables pendant la durée 1996-2012, car pendant les années 1997, 1999-2004, 2006-2009, 2011 et 2012 la température moyenne annuelle atteint 19.2°C et pour les autres années elle atteint que 17.8°C .

3.3-Rayonnement solaire et durées d'insolation

Les durées mensuelles d'insolation à Tizi-Ouzou recueillies au niveau de la station métrologique de Boukhalfa pour la durée 2001 et 2010 sont données dans le graphe suivant :

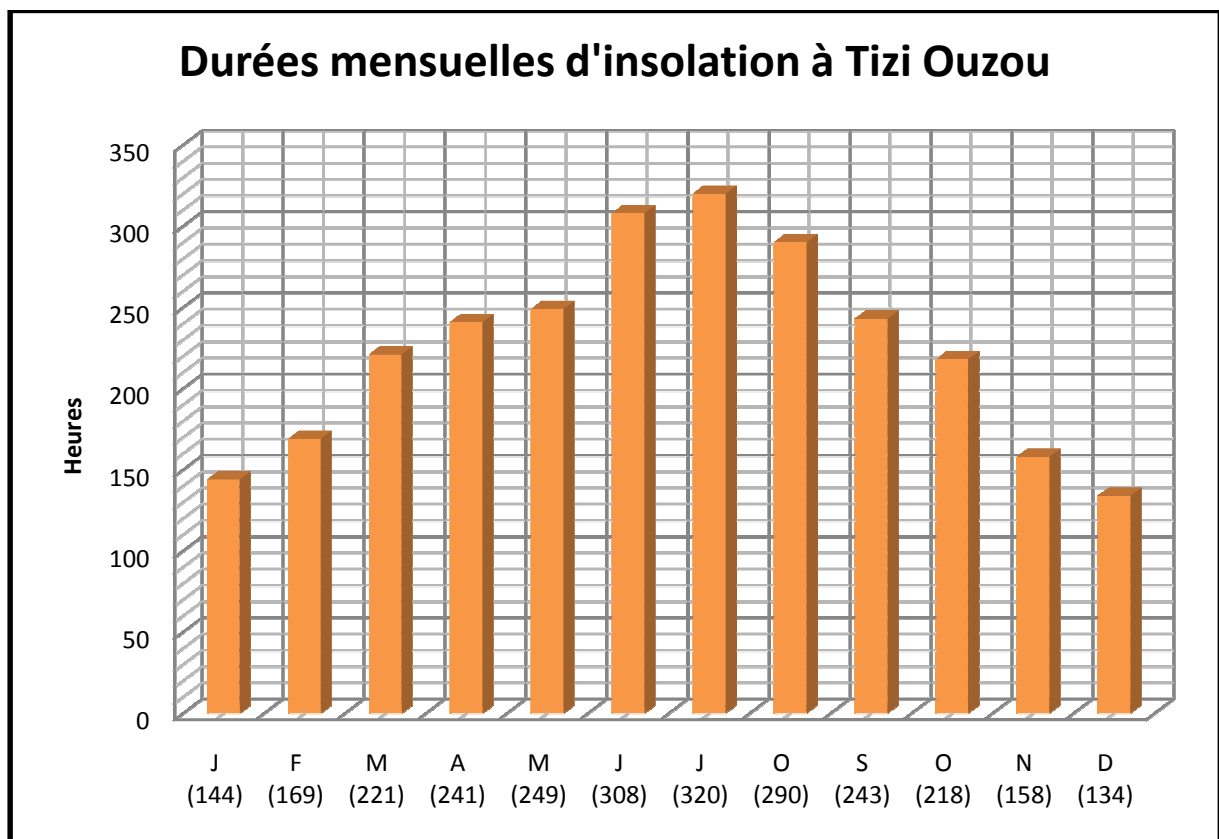


Fig. III.10: Durées mensuelles d'insolation à Tizi-Ouzou pour la durée 2001-2010 Source : O.N.M

De ce graphe, on voit que pendant l'hiver (la fin du mois de Décembre jusqu'à la fin de Mars) une durée d'insolation qui varie entre 134 et 221heures, c'est une durée faible par rapport à celle de l'été (la fin du mois de Juin jusqu'à la fin de Septembre) qui varie entre 243 et 320 heures.

Nous constatant également que le nombre d'heures d'ensoleillement au cours de l'année est très important, soit 2675.6 heures en moyenne par an ou bien 112 jours par an, ce qui représente à peu près le tiers de l'année.

3.4-l'humidité

Les moyennes mensuelles de l'humidité mensuelles et annuelles enregistrées par la station d'O.N.M de Tizi-Ouzou, sont données dans les tableaux suivants et interprétées par les graphes suivants :

Tableau. (III.3) : Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012.

Source : O.N.M

Mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février
Humidité (%)	63.4	70.4	77	79.7	79.5	78
Mois	mars	avril	mai	juin	juillet	août
Humidité (%)	75.7	72.8	71.4	60.6	55.1	53.5

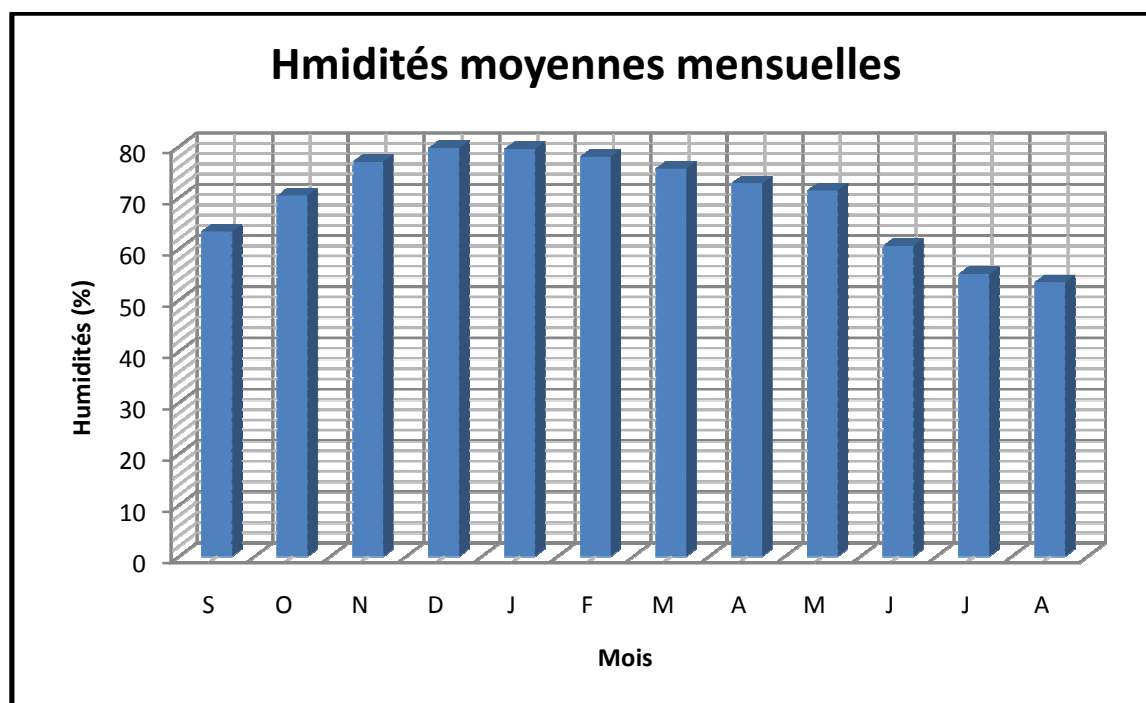


Fig. III.11: Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012

Source : O.N.M

Ce graphe montre que l'humidité est élevée pendant la durée du mois de octobre jusqu'à mai où elle varie entre 70.4 % pendant le mois d'octobre et 79.7% pendant décembre car cette durée contient une période froide et une autre période qui est douce ainsi c'est une durée où les précipitations sont élevées surtout pendant les mois de novembre, décembre, janvier et février.

Par contre pendant la durée du mois juin jusqu'à septembre l'humidité est un peu faible où la moyenne minimale est 53.5% pendant août et la maximale est 63.4% car cette période est chaude donc les précipitations sont assez faibles.

Le tableau suivant nous indiquera les moyennes annuelles d'humidité pendant la durée 1996-2012.

Tableau. (III.4) : Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012

Source : O.N.M

Années	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Humidité (%)	68	65	69	68	66	66	63	70	71
Années	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	-
Humidité (%)	72	69	76	73	70	66.7	75.5	71.3	-

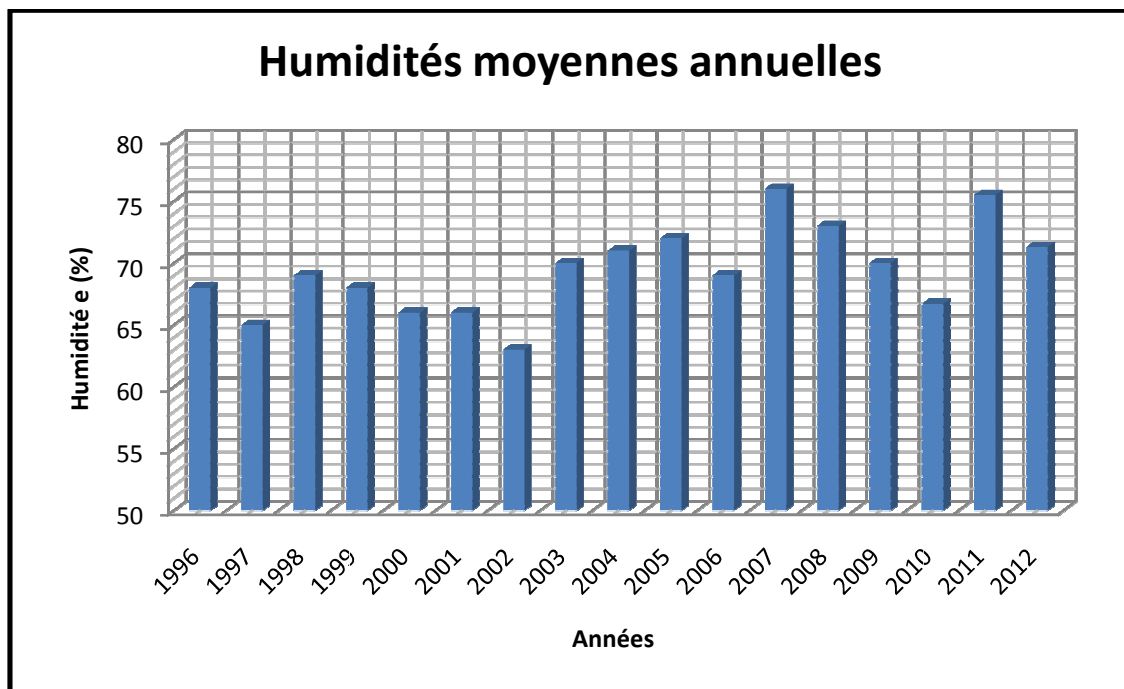


Fig. III.12: Humidités moyennes annuelles durant la période 1996-2012

Source : O.N.M

Les moyennes annuelles sont élevées pendant la durée de 2003 jusqu'à 2012 où elles atteignent 76% durant l'année 2007 car à partir de 2003 que le barrage hydraulique de Taksebt situé à Oued aissi (wilaya de Tizi-Ouzou) a été fonctionné pour la première fois.

3.5-Le vent

Les données recueillies au niveau de la station O.N.M de Tizi-Ouzou pour la période 1996 à 2012 sont données dans les tableaux suivants et représentées par les graphes suivants :

Tableau. (III.5) : Vitesses moyennes mensuelles des vents durant la période 1996-2010. Source : O.N.M

Mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février
Vitesses (m/s)	1.5	1.3	1.3	1.4	1.3	1.3
Mois	mars	avril	mai	juin	juillet	août
Vitesses (m/s)	1.6	1.7	1.7	2.1	2.2	2

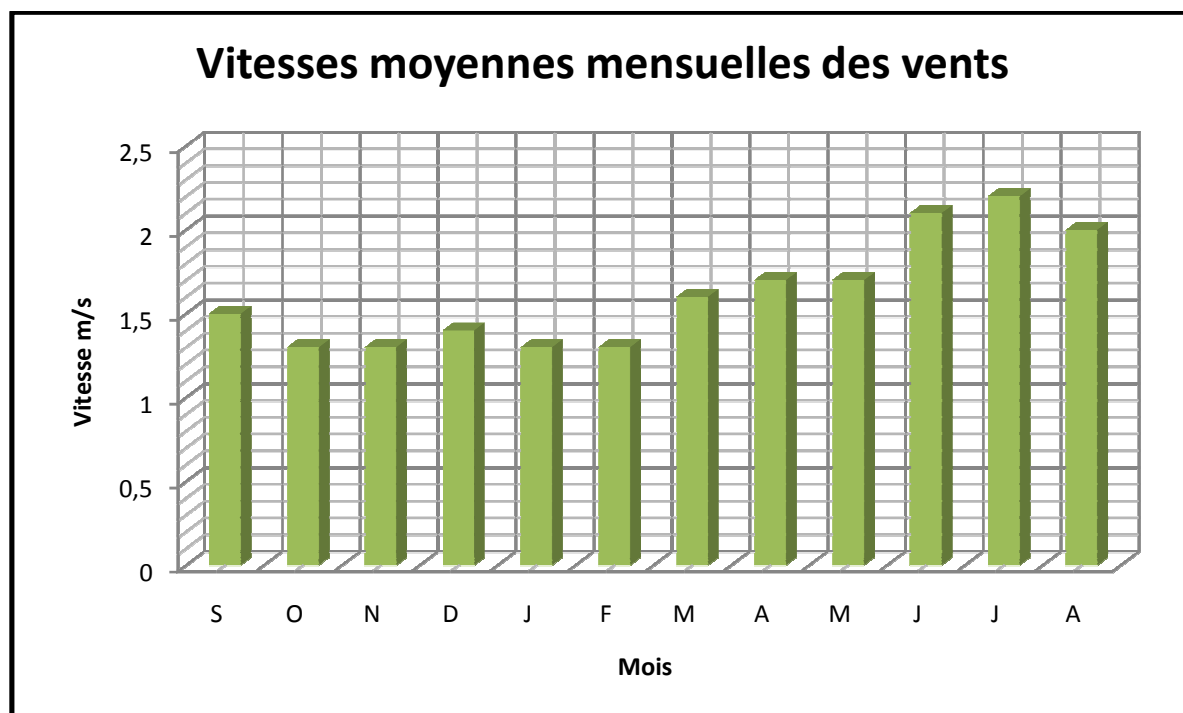


Fig. III.13: Vitesses moyennes mensuelles des vents durant la période 1996-2010. Source : O.N.M

Les valeurs maximales des vitesses des vents que Tizi-Ouzou a connues sont enregistrées pendant la durée de mai jusqu'à septembre où la minimale est 1.5m/s pendant le mois de septembre et la maximale est 2.2m/s pendant le mois de juillet et on constate que la période chaude qui a connues beaucoup de vent par rapport aux autres périodes.

Le tableau suivant nous indiquera les moyennes annuelles des vitesses des vents pendant la durée 1996-2010.

Tableau. (III.6) : Vitesses moyennes annuelles des vents durant la période 1996-2010. Source : O.N.M

Années	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Vitesses (m/s)	2.1	1.8	1.5	1.7	1.6	1.6	0.9	1.8	1.8
Années	2005	2006	2007	2008	2009	2010	-	-	-
Vitesses (m/s)	1.7	2	1.6	1.4	1.3	1.2	-	-	-

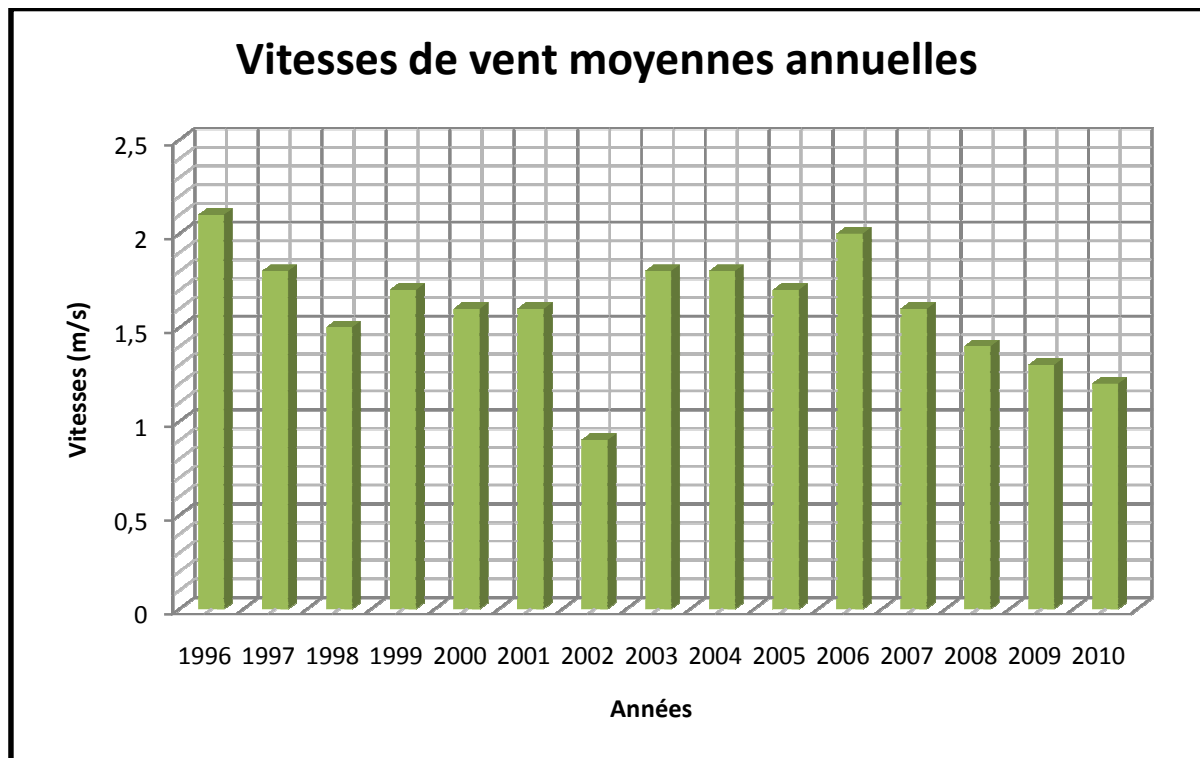


Fig. III.14: Vitesses moyennes annuelles des vents durant la période 1996-2010. Source : O.N.M

Ces dernières années de 2006 à 2010, les vitesses de vent diminuent de 2m/s jusqu'à 1.2m/s, la vitesse la plus grande est celle de l'année 1996 qui atteint 2.1m/s.

Ce graphe nous indique que la vitesse des vents varie entre 0.9m/s et 2.1m/s donc c'est une wilaya qui connaît que de faibles vents.

5-Situation sismique

L'Algérie fait partie des pays vulnérables face aux tremblements de terre. Les séismes frappent le nord de ce pays durement soumis aux contraintes des mouvements de la terre.

Comme le séisme aborde des dégâts énormes, la conception et la réalisation des ouvrages devront donc tenir compte de la sismicité de la région et se conformer à la réglementation en vigueur.

6-Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de Tizi-Ouzou renferme deux (02) grands bassins versants à savoir le bassin de l'Oued-Sebaou qui traverse la wilaya de l'Est vers l'Ouest jusqu'à la plage de Takdemt (Dellys) et le bassin côtier ainsi Tizi-Ouzou contient le barrage de Taksept d'une capacité de 175 millions m³.

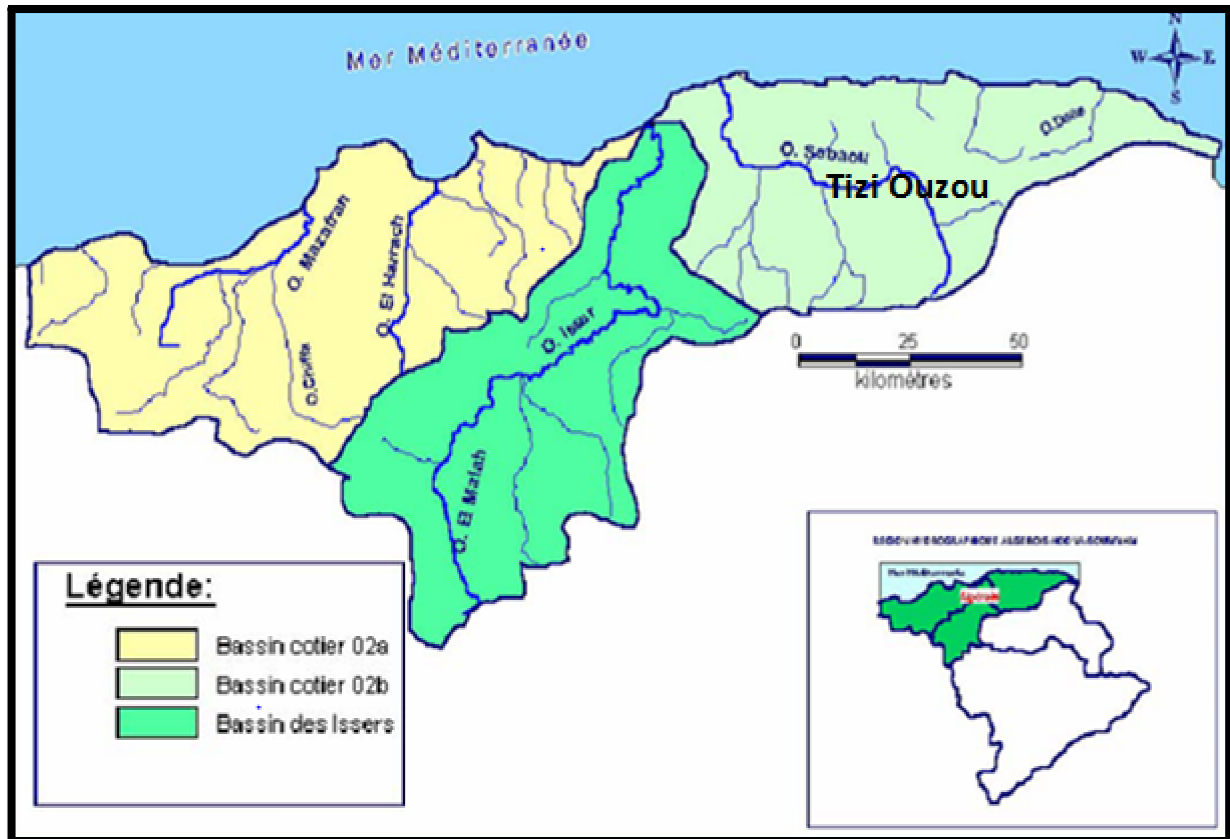


Fig. III.16: Carte de réseau hydrographique de l'Algérie

II-Présentation du site

1-Situation géographique

Le site est situé au Nord-Est du village de Tala N'Tgana dans la commune de Freha, il est délimité dans son ensemble comme suit :

- Au Nord par le chef lieu (Aghrib) ;
 - Au Sud par la ville Freha ;
 - A l'Est par le village Aghrib ;
 - A l'Ouest par la commune Timazart.
- Il peut être repéré à l'aide de la carte ci-dessous



Fig. III.17: Localisation du village de Tala N'Tgana

Source : Office Nationale du Tourisme

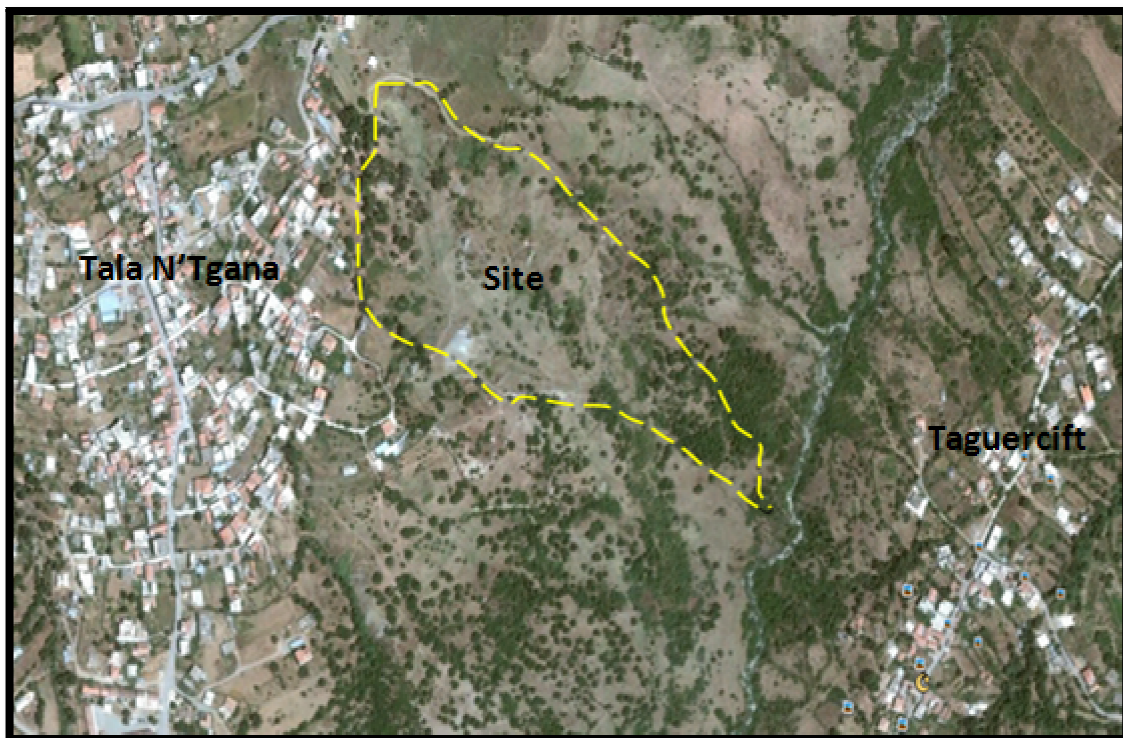


Fig. III.18: Localisation du site. Source : Google Earth

Les points de prélèvement de nos échantillons sont effectués à une profondeur de 70cm, ils sont localisés sur la figure suivante (Voir Fig. III.19) :

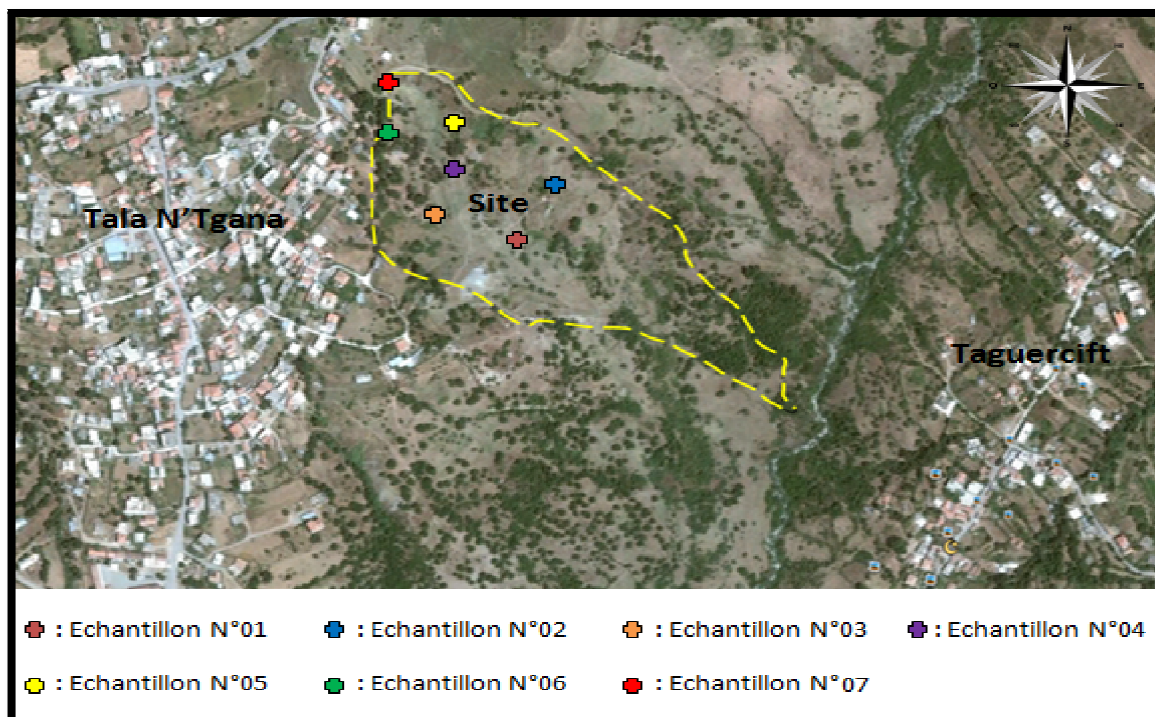


Fig. III.19: Localisation des points de prélèvement. Source : Google Earth

2-Situation topographique

D'après la carte topographique suivante, le village de Tala N'Tgana se situe à une altitude qui est comprise entre 400 et 500m (Voir Fig. III.20).

Le site d'étude se situe à une altitude qui varie entre 450 et 490m, il présente un pendage vers le Sud et dans le même sens que la pente générale des terrains, ce qui rend la structure lithologique favorable d'autant plus le glissement.



Fig. III.20: Situation topographique du site et Tala N'Tgana (Google Earth)

3-Situation géologique régional (Freha) et du site

Selon la carte géologique de la grande Kabylie publiée en 1996 par l'Office Nationale de la Recherche Géologique et Minière de l'Algérie, le sol de la région de Freha est constitué par des:

- Marnes (langhien-serravalien),
- Conglomérats et des malasses ;
- Argiles bleues passées au rouge au sommet crétacé inférieur et argile sous numidien ;
- Alluvions anciens terrasse des 10 et 40m ;
- Alluvions anciennes du lit majeur des oueds ;
- Alluvions actuelles et subactuelles (sables, graviers) ;
- Grès numidiens, Aquitaniens et les traces des bancs ;
- Éboulis, comme elle nous renseigne sur l'existence des glissements.

Pour le site de notre étude, le terrain est constitué de :

- Terre végétale ;
- Éboulis (Argile jaunâtre incrusté de bloc de grés) ;
- Limons ;
- Marne altéré ;
- Marne grise compacte constituant le substratum (Voir Fig. III.21).

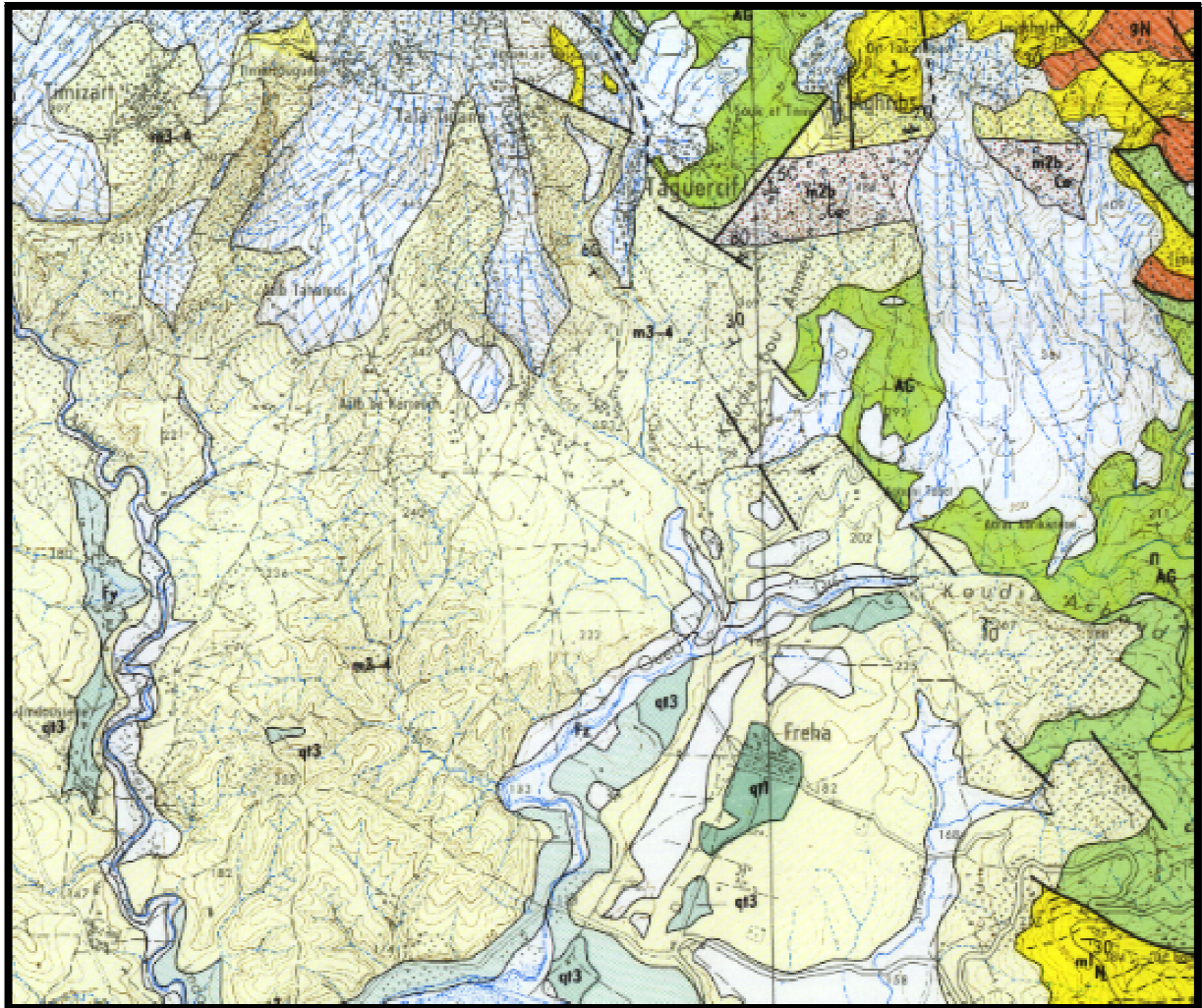


Fig. III.21: Carte géologique de la grande Kabylie publiée en 1996 par O.N.R.G.M

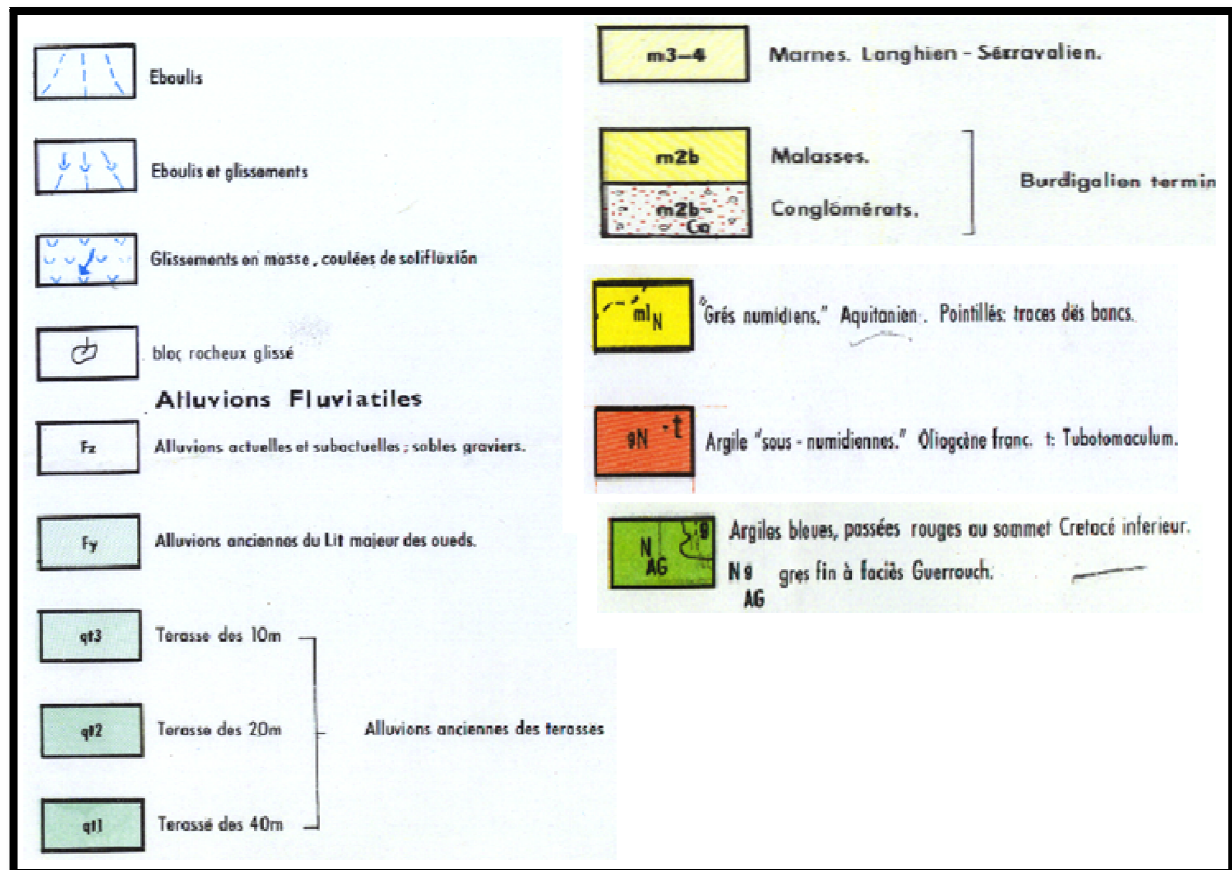


Fig. III.22: Légende de la carte géologique de la grande Kabylie publiée en 1996 par O.N.R.G.M

4-Situation climatique

La région de Fréha représente dans l'ensemble un climat méditerranéen.

4.1-La pluviométrie

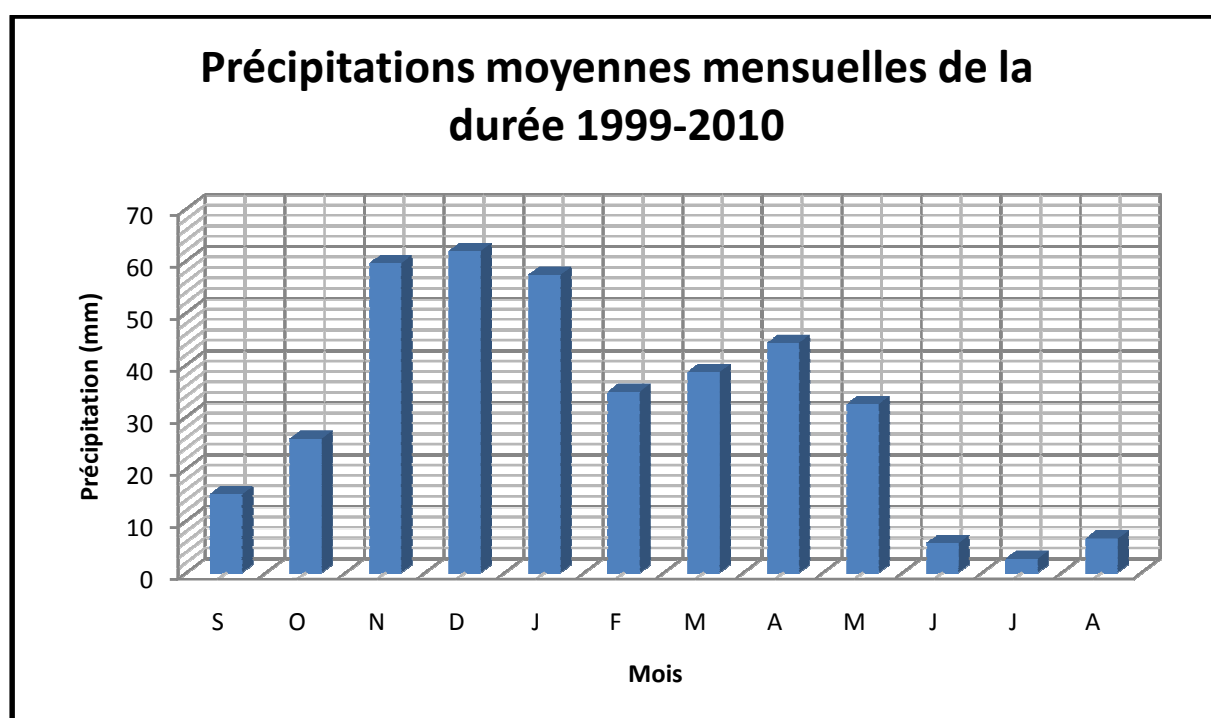
Les moyennes mensuelles de la pluviométrie et les précipitations annuelles enregistrées par la station de l'agence nationale des ressources hydrique (ANRH) d'Aghrib, sont données dans les tableaux suivants et interprétées par les graphes suivants :

Tableau. (III.8) : Précipitations moyennes mensuelles pour les années 1999-2010

Mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février
Précipitations (mm)	15.114	25.791	59.525	61.875	57.3	34.834
Mois	mars	avril	mai	juin	juillet	août
Précipitations (mm)	38.6	44.234	32.45	5.708	2.7	6.553

Tableau. (III.9) : Précipitations annuelles pour les années 1999-2010

Années	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Précipitations (mm)	311.1	367.1	272.8	466.6	392.57	462.9
Années	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Précipitations (mm)	366.21	332.24	469.4	437.61	265.47	472.2

**Fig. III.23: Les précipitations moyennes mensuelles pour la durée 1999-2010**

Source : A.N.R.H (Station Aghrib)

La région de Tala N'Tgana a connue une durée pluvieuse pendant les mois novembre, décembre et janvier où les précipitations maximales est de 61.875mm pendant ce dernier.

De ce graphe, on constate aussi que la région de Tala N'Tgana a connue une période courte de sécheresse dans les mois juin, juillet et août durant laquelle les précipitations sont très faibles et souvent sous forme d'orage.

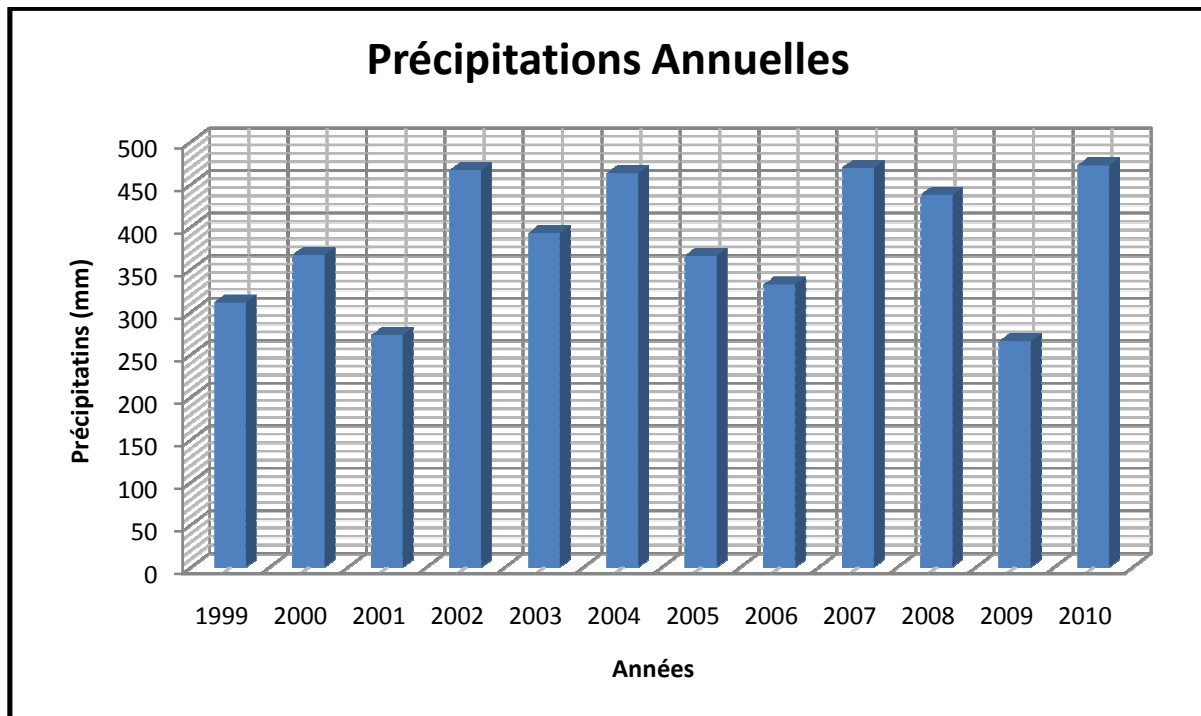


Fig. III.24: Les précipitations annuelles pour la durée 1999-2010

Source : A.N.R.H (Station Aghrib)

Les précipitations sont élevées durant les années 2002, 2004, 2007, 2008, 2010 où la maximale atteint 466.6mm et la plus faible atteint 265.47mm durant l'année 2009.

5-Situation sismique

La région de Freha appartient au Nord de l'Algérie et ce dernier est connu historiquement comme une zone sismique très active, elle rappelle sans cesse que la région Nord de l'Algérie est concernée par une activité sismique importante et qu'elle fait partie du quotidien dans la mesure où les secousses se produisent à l'Est, à l'Ouest ou au centre, elle se produit de façon continue, Près de 50 secousses chaque mois.

Selon la carte de zonage sismique du territoire national RPA99/ après addenda, Tala N'Tagana faisant l'objet de notre étude est classée dans la zone (II a) qui est caractérisée par une sismicité moyenne.

6-Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de Freha se constitue de l'oued Sraouia et de l'oued Dis qui est alimenté par les ravins Lazouguene, Abboude et Issoumartene, ces deux oueds sont reliés à l'oued de Sebaou, Il est aussi constitué de plusieurs ravins qui sont : Tirmis, Baagou, Azzouz, Amokrane...etc.

Le village Tala N'Tagana est traversé par le ravin Ouhadi qui est relié à l'oued Dis (Voir Fig. III.25) .



Fig. III.25: Carte du régime hydrographique de la région de Freha

Source : Office Nationale du Tourisme

III-Les signes d'instabilité

Le site et les constructions existantes ont été affectés par de multiples désordres où de nombreux indices de glissement ont été observés, tel que des niches d'arrachement ou de petites loupes de glissement, déplacements et inclinaisons d'arbres et de nombreuses fissurations d'ordre centimétriques.

1-Les signes d'instabilité au niveau du sol

Les figures suivantes illustrent sur les différents indices de glissement.

1.1-Déplacement et inclinaisons d'arbre

D'après les habitants du village de Tala N'Tagana, l'arbre illustrée sur la première figure suivante (Voir Fig. III.26) se déplace chaque années de quelques mètres vers le bas et ont observés l'inclinaison de quelques arbres comme celle illustrée sur la deuxième figure (Voir Fig. III.27), ce la veut dire que le site est en mouvement pendant ces années.



Fig. III.26: Déplacements des arbres



Fig. III.27: Inclinaisons des arbres

1.2- Existence d'arbres de types eucalyptus

Pendant la colonisation française, les français plantent les arbres de type eucalyptus dans des terrains sujet de glissement afin de les stabilisés comme ces arbres ont des racines très longues qui tiennent fortement les sols, donc cela est resté comme un signe de glissement.

Sur notre site d'étude, un groupe d'arbres d'eucalyptus sont plantés suite à la présence du glissement de ce terrain pendant les années coloniales (voir Fig. III.28).



Fig. III.28: Présence d'eucalyptus

1.3- Loupes de glissement

Sur le site, plusieurs loupes de glissements qui apparaissent, ce sont l'un des signes de glissements (Voir Fig. III.29).

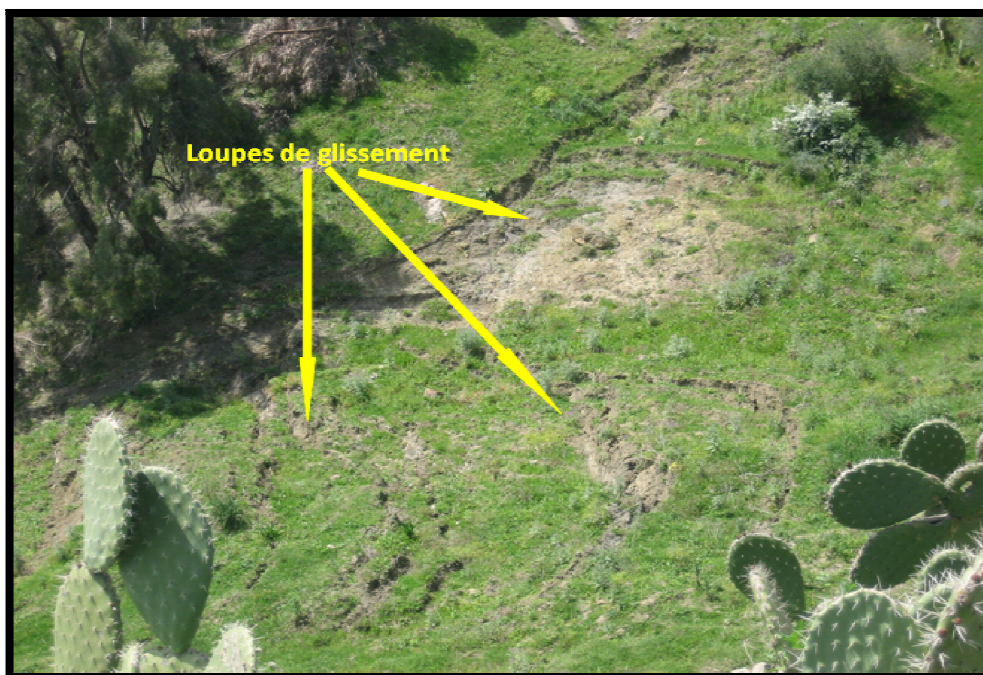


Fig. III.29: Les loupes de glissements

1.4- Fissuration du sol

Le site présent des fissures c.à.d. le détachement entre deux couches à l'endroit où la résistance est faible, donc c'est un glissement (voir la figure suivante).



Fig. III.30: Fissuration du sol

1.5- Présence des niches d'arrachements

Des niches d'arrachements sont présentes sur le site comme illustré sur la figure (Fig. III.31).

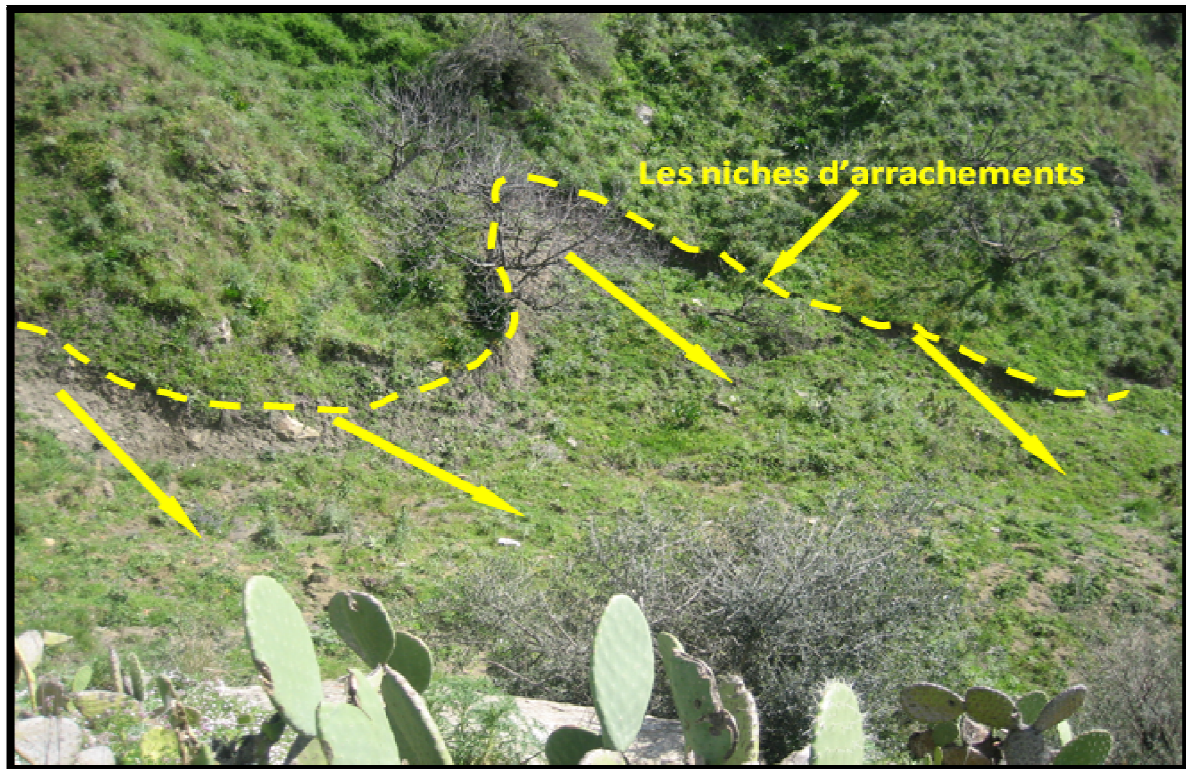


Fig. III.31: Les niches d'arrachements

2-Les signes d'instabilité au niveau des constructions voisines

Après une longue visite au niveau des constructions des habitants du village, des fissures et des dégradations ont été observés, causées par le glissement du terrain voisin.

2.1- Fissures au niveau des fenêtres

Des fissures sont localisées au niveau des ouvertures des constructions, la figure suivante nous donne un exemple où l'ouverture d'une fenêtre est fissurée au niveau des angles (Voir Fig. III.32).



Fig. III.32: Fissurations au niveau des ouvertures

2.2- Dégradations des murs

Des dégradations des murs ont été constatées au niveau des constructions voisines, c'est l'un des signes de glissements (Voir Fig. III.33).

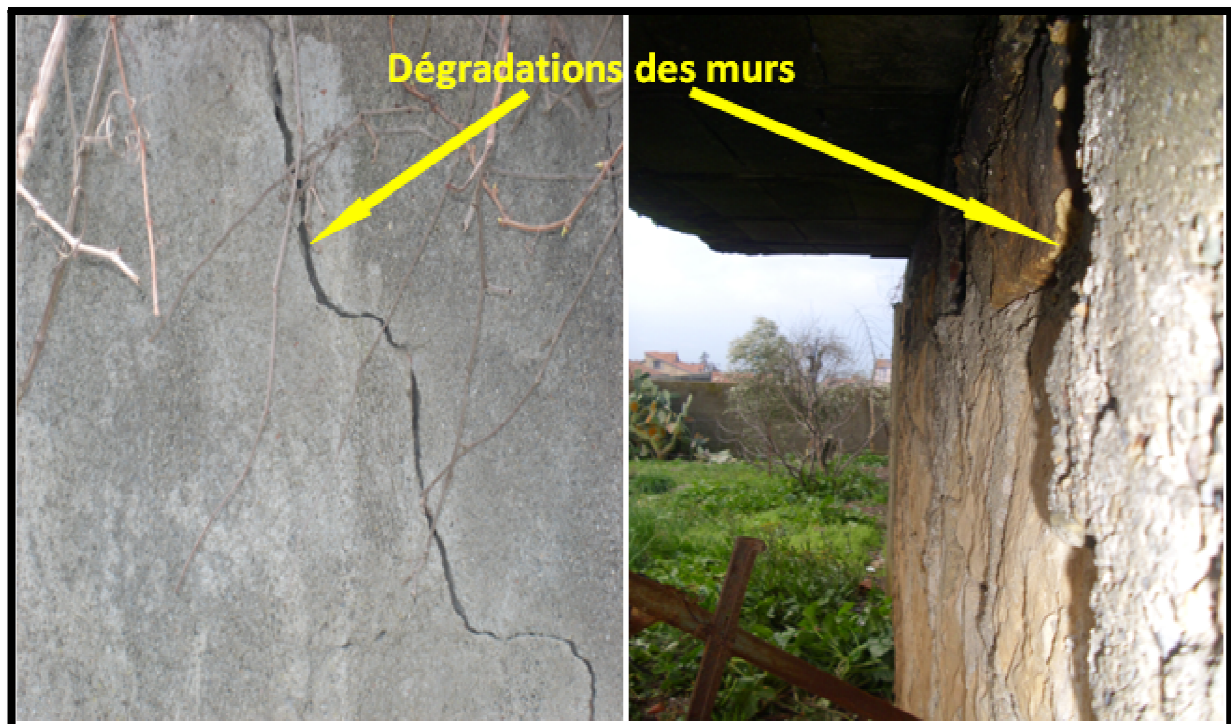


Fig. III.33: Dégradations des murs

2.3- Fissuration de la dalle au sol

Plusieurs constructions ont été touchées par ce phénomène ; des dégradations ont été observées au niveau des dalles au sol suite au mouvement du sol (Voir Fig. III.34).

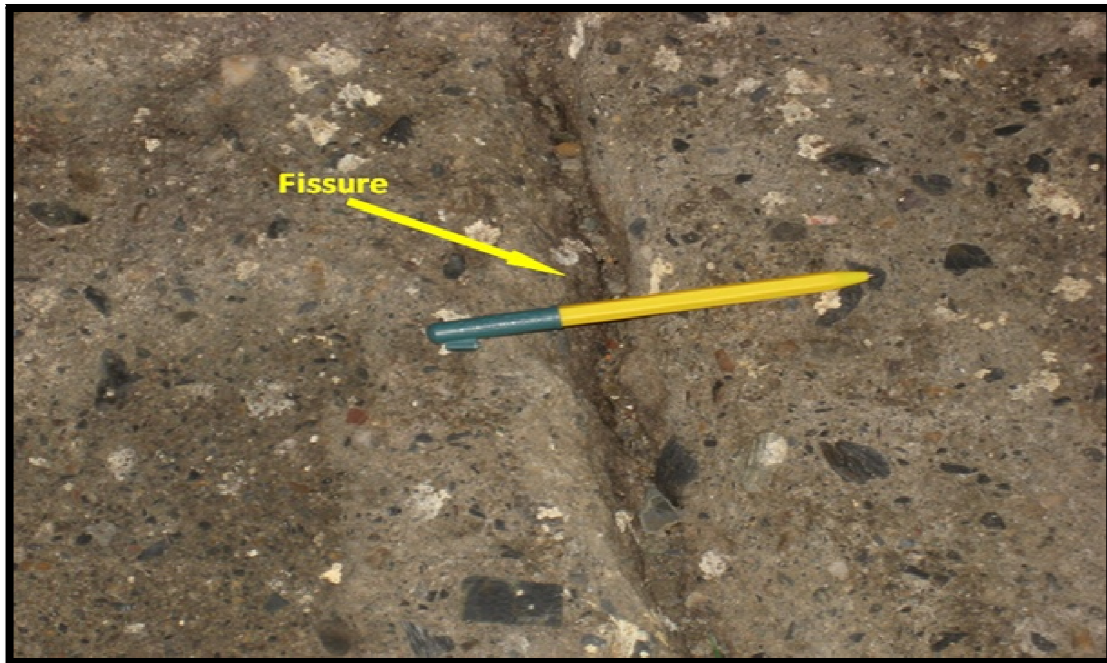


Fig. III.34: Fissuration de la dalle au sol

IV- Les facteurs d'instabilité

Un glissement de terrain peut se déclencher suite à une ou plusieurs causes concomitantes, l'instabilité de notre site peut provenir de plusieurs origines telles que géologique, topographique et hydrogéologique.

1-Facteur géologique

Le site est constitué d'une couche végétale dont ses caractéristiques physiques et mécaniques sont assez faibles suite à l'altération qui est dû à la présence des racines de plantes et d'arbres, c'est une couche qui favorise le glissement.

La présence d'une couche d'éboulis (est une formation quaternaire, constituée de blocs et galets gréseux emballée dans une matrice argileuse dont cette dernière impose son comportement à toute la formation) favorise le glissement par leurs poids.

Les matériaux argileux du versant présentent des caractéristiques intrinsèques variables selon la présence d'eau, cette dernière favorise la diminution de la résistance au cisaillement et c'est l'une des causes de ce glissement (Voir Fig. III.35).



Fig. III.35: Présence de blocs de grés et des galets

2-Facteur topographique

La pente demeure un facteur déterminant dans le déclenchement de tout mouvement gravitaire et toutes les forces hydrodynamiques intervenant parallèlement au sens général de la pente du versant.

Le site présente une pente assez importante (varie entre 30 et 45°) qui favorise ainsi le phénomène gravitaire, comme les déplacements des matériaux rocheux ou meubles.

3-Facteur hydrogéologie

La présence d'eau dans notre site est la cause principale du glissement puisque plus de 55% de glissements sont causés par le facteur hydrogéologique qui est un contexte très pénalisant (Voir Fig. III.36 et 37).

Lorsque l'eau traverse les terrains instables modifie l'équilibre initial des efforts internes et des contraintes hydrostatiques et hydrodynamiques qui se développent, ainsi 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 et permettent le développement des forces motrices nécessaires au déplacement lorsque elles sont supérieures à la résistance au cisaillement

L'étude climatologique montre des saisons pluviales assez importantes en période hivernale, ces eaux de pluies en l'absence de réseau hydrographique, coulent en surface et jouent en faveur de l'infiltration.

Lorsque les argiles sont en contact avec l'eau infiltré à travers le sol et les éboulis, leurs caractéristiques intrinsèques se modifient, ce la veut dire que la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue, donc le glissement est favorisé.

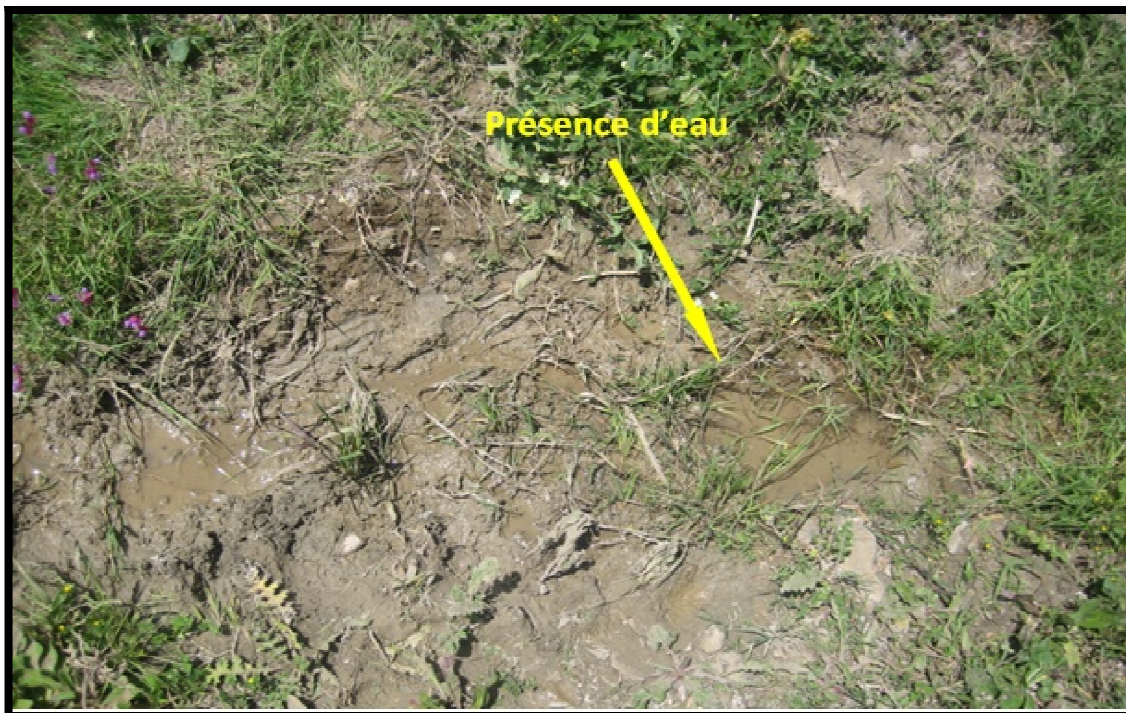


Fig. III.36: Présence d'eau sur le site



Fig. III.37: Présence des puits au voisinage du site

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté notre site d'étude selon la situation géographique où on a localisé le village de Tala N'Tgana et le site par rapport à ce village, topographique où on a précisé les altitudes qui limitera ce village et notre site, géologique où on a cité les différentes couches géologique, climatique où on étudié les moyennes annuelles et mensuelles des précipitations, le vent, les températures, l'humidité et l'insolation et enfin selon la situation sismique.

Ensuite, on a passé à l'étude des causes de ce glissement où on a étudié et illustré les indices d'instabilités (fissuration au niveau du sol et des constructions, les niches d'arrachements, l'inclinaison et déplacement des arbres...), puis les facteurs d'instabilités où on a constaté que la cause principale est la présence d'eau.

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 IV :

Caractérisation des matériaux

Introduction

Dans les études géotechniques il est d'usage de désigner par le vocable << sol >> tous les matériaux à la surface de l'écorce terrestre, qu'il s'agisse de roches ou de matériaux meubles comme les sables ou cohérents comme les argiles ou les tourbes.

Pendant très longtemps, les sols ont été décrits uniquement à l'aide d'expressions très imprécises telles que << sables grenus >>, << argiles tenaces >>, << roches décomposées >>, etc., sans aucune référence à des valeurs précises caractérisant leurs propriétés physiques et mécaniques. Il faut naturellement renoncer à de telles appellations sans grandes significations.

Pour cela, plusieurs essais sont découverts et introduits dans le domaine, on distingue classiquement deux grandes catégories d'essais d'identification:

1- Les essais qui répondent de l'arrangement et de la répartition des phases (Squelette solide, eau, air). Ces essais caractérisent l'état du sol et ne peuvent être réalisés que sur des échantillons intacts (essais de cisaillement, oedomètre);

2- Les essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau. Ces essais caractérisent la nature du sol et sont réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés (la granulométrie, la sédimentométrie et la limite d'Atterberg).

I- Les sols

1-Définition

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique ; c'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère, ainsi est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches.

2-Structure du sol

Le terme structure du sol est une expression pour décrire le mode d'organisation des particules de sable, de limon et d'argile entre elles.

Les sols peuvent être définis de manière générale comme le produit remanié et organisé de l'altération de la couche géologique superficielle, il apparaît comme un complexe dynamique à trois phases.

Les trois phases du sol sont :

1- **phase solide ou squelette solide**, constituée par les particules minérales ou organiques de l'agrégat

2- **phase liquide**, constituée par l'eau qui occupe les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis d'eau, le sol est dit saturé ; sinon, il est dit non saturé ou partiellement saturé

3- dans un sol non saturé, une partie des vides de l'agrégat est remplie par du **gaz**, essentiellement de **l'air**.

3-Les types de sol

La classification des sols est basée sur la granulométrie et la plasticité du sol désiré.

3.1-selon la granulométrie

On distingue :

3.1.1- Les sols à gros grains

Comprennent les sols dont les particules sont visibles à l'oeil nu, la valeur de leur diamètre équivalent est normalement supérieure à 0.08mm, on distingue :

3.1.1.1- Les cailloux et les blocs, ou enrochement, ont un diamètre équivalent supérieur à 80mm, ils se caractérisent par une très grande perméabilité, on les utilise surtout pour les grands travaux de génie (les barrages en terre, les aménagements portuaire...) pour lesquels on dispose d'équipements mécaniques lourds .on s'en sert alors comme matériaux de masse pour augmenter la stabilité des ouvrage et pour prévenir l'érosion par l'eau.

3.1.1.2- Le gravier et le sable sont constitués de particules de roc dont le diamètre qui valent varie de 0.08mm à 80mm, de façon générale, ils présentent une bonne perméabilité, ce sont des sols qui se compactent assez facilement et qui restent stables une fois compactés, ils peuvent alors supporter de lourdes charges sans tasser.

3.1.2- Les sols à grains fins

Regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'oeil nu, le diamètre équivalent de ces particules peut varier d'environ 1nm (10-6mm) à 0.08mm, on distingue :

3.1.2.1- Le silt est composé de fines particules de roc dont le diamètre équivalent varie de 0.002mm à 0.08mm, et dont on peut observer la forme à la loupe ou au microscope optique, (on désigne parfois sous le nom de farine de roche un silt constitue de très petites particules, le silt ne peut supporter des charges aussi importantes que le gravier ou le sable. Sa compressibilité est d'ailleurs plus grande que celle de ses deux types de sols, quand à sa perméabilité, elle est très faible.

3.1.2.2-L'argile est constituée de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants du roc, plusieurs auteurs sont d'avis que leur diamètre équivalent varie approximativement de 1nm à 0.002mm. Les particules dont le diamètre équivalent est inférieur à 0.0005mm sont invisibles au microscopique optique, il faut donc utiliser des techniques plus sophistiquées, comme le microscope électronique, pour détecter leur forme et leur relief, l'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans le noyau du barrage en terre ou de digues, toutefois, sa compressibilité est élevée et en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celle que supportent le gravier et le sable.

3.2- Selon la plasticité

On distingue :

3.2.1-Sols sableux ($W_L < 35$ et $I_p < 15$)

Les particules d'un sol sableux sont relativement espacées, ce qui permet à l'eau de s'écouler rapidement. Les sols sableux ont une structure instable, ce qui les rend très sensibles à l'érosion éolienne, de plus comme l'eau s'écoule rapidement, ils sèchent rapidement ce qui favorise l'érosion aérienne.

3.2.2-Sols limoneux ($20 < W_L < 60$ et $5 < I_p < 25$)

Bien que tous les sols soient sujets à une éventuelle érosion par l'eau, le limon, le loam limoneux et le loam sont les plus menacés. Sur les pentes longues ou abruptes, l'érosion par l'eau s'intensifie et le ruissellement peut atteindre une vitesse impressionnante.

3.2.3-Sols argileux ($W_L > 30$ et $I_p > 15$)

Les sols renfermant une forte proportion d'argile sont propices à l'agriculture en zone aride. La structure superficielle des sols argileux peut se dégrader, formant une croûte. L'encroûtement limite l'infiltration et accroît le ruissellement. Un sol argileux mouillé a tendance à se compacter, ce qui favorise également le ruissellement. Les sols argileux peuvent également être très sensibles à l'érosion éolienne.

La sécheresse peut causer la pulvérisation de la couche superficielle des argiles lourdes, au point de réduire les mottes en particules de la taille de gros grains de sable, très sensibles à l'érosion éolienne. Le compactage du sol, qui touche surtout les sols argileux, est dû au passage de véhicules lourds ou à une circulation fréquente au même endroit. Le compactage peut avoir des effets néfastes sur le drainage.

II– Lien entre structure et propriétés physiques

Selon le degré de structuration des particules solides du sol, celui-ci sera plus ou moins poreux, c'est à dire qu'il aura des vides qui seront remplis d'air ou d'eau suivant l'humectation du sol.

Plus les particules sont agrégées, plus la porosité est importante. Aussi, plus cette agrégation est stable (rôle de la MO et des ions flocculant : Fer, Calcium, Magnésium), plus la porosité est durable et non détruite par l'action de la pluie.

III- Les caractéristiques physiques

1- Teneur en eau (w)

On définit la teneur en eau (W) qui est, pour un certain volume de sol, le rapport du poids de l'eau au poids de la matière sèche.

On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$w = \frac{P_w}{P_s} * 100[\%] \quad (\text{IV.1})$$

2-Indice des vides (e)

L'indice des vides est le rapport du volume des vides (Vv) au volume des grains solides (Vs), qui nous permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à dire si notre matériau est dense ou lâche.

On l'exprime par la formule suivante:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{IV.2})$$

3-Porosité (η)

La porosité (η) est le rapport du volume des vides (V_v) (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol (V)

On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$\eta = \frac{V_v}{V} [\%] \quad (\text{IV.3})$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule suivante:

$$\eta = \frac{e}{e + 1} \quad (\text{IV.4})$$

4-degré de saturation (S_r)

Le degré de saturation (S_r) indique la quantité d'eau que contient le sol, c'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides.

On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} [\%] \quad (\text{IV.5})$$

Le degré de saturation peut être exprimé aussi par la formule suivante:

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e} \quad (\text{IV.6})$$

5-La masse volumique sèche (ρ_d)

La masse volumique sèche d'un matériau est déterminée par le rapport de la masse des particules de sol sec au volume total de la même masse de sol, y compris le volume des vides.

On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} [\text{g/cm}^3] \quad (\text{IV.7})$$

6-La masse volumique des grains solides (ρ_s)

La masse volumique des grains solides d'un matériau est le rapport de la masse des particules de sol sec au volume de la même masse de sol sec.

On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} [\text{g/cm}^3] \quad (\text{IV.8})$$

IV- La granulométrie ou répartition granulométrique des particules

La distribution de la taille des particules (aussi appelée composition granulométrique) est une des plus importantes caractéristiques du sol, et elle a un effet sur beaucoup de propriétés du sol telles que la facilité de labourage, la conductivité capillaire d'un sol, l'humidité disponible, la perméabilité, le tassement, etc.

L'analyse granulométrie se réalise sur deux parties :

1-L'analyse granulométrique par tamisage

1.1-But de l'essai

L'analyse granulométrique, permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons, elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm.

1.2-Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les un sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des gains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

1.3-Appareillage

1.3.1- une tamiseuse électrique

Pour un travail aisé et aux résultats reproductible, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui imprime un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales à la colonne de tamis (Voir Fig. IV.1).



Fig. IV.1: une tamiseuse électrique

1.3.2-les tamis

Dont les ouvertures carrées, de dimensions normalisées (ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison $^{10}\sqrt{10}$), sont réalisées soit à partir d'un maillage métallique, soit par perçage d'une tôle.

1.3.3-une balance

Dont la précision est 0.1g pour la mesure des teneurs en eau et poids spécifiques.

1.3.4-une étuve à 105°C.

1.4-Déroutement de l'essai

Après avoir passé l'échantillon dans une étuve de 105°C pendant 24h, on le trempe dans l'eau pendant 24h afin de favoriser la séparation de l'ensemble des grains et pour faciliter le tamisage par lavage.

Par la suite, on réalise un tamisage par lavage de dimension de 80µm jusqu'à ce que l'eau passant au travers de ce tamis soit claire (propre) afin de séparer les éléments et les particules fine.

L'ensemble du tamisât de 80um et des eaux de lavage étant décanter pendant 12h puis le siphonner et le mètre à l'étuve de 105°C pendant 24h afin de l'utiliser pour la sédimentométrie.

Après que le refus de 80µm est séché par l'étuve de 105°C pendant 24h, on prend une quantité représentative et suffisante pour l'essai (dans la pratique $M \geq 0.2D_{\max}$), on la verse sur le haut d'une série de tamis choisi de telle manière que la progression des diamètres soit croissante de bas de la colonne vers le haut(dans notre cas la série est 0.08, 0.1, 0.2, 0.4, 1, 2, 5 mm).

Enfin, la colonne est placée sur une tamiseuse allumée pendant 10mn, à la fin de cette durée on pèse tout les refus de chaque tamis et on trace la courbe granulométrique.

2-L'analyse granulométrique par sédimentmétrique

2.1-But de l'essai

L'analyse granulométrique par sédimentmétrique s'applique que sur les sols ayant des particules fines inférieurs à 80µm, elle complète l'analyse granulométrique par tamisage qui est limitée aux grains de diamètre supérieur à 80µm.

2.2-Principe de l'essai

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se décanter au fond d'une éprouvette pleine d'eau distillée, plus les particules sont fines, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes qui exprime la vitesse de décantation d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule, elle s'exprime comme suit :

$$V = \frac{(\gamma_s - \gamma_0) \cdot d^2}{1.8 \eta} \quad (\text{IV.9})$$

V : la vitesse de décantation (cm/s) d : le diamètre de la particule (cm)

γ_0 : poids volumique du liquide (KN/m³) η : sa viscosité dynamique (Pa/s).

2.3-Appareillage

- 1-un densimètre de type torpille (densité 0.995 à 1.030)
- 2-un agitateur mécanique environ 10 000tr/mn et manuel
- 3-les éprouvettes d'essai
- 4-thermomètre (exactitude de 0.5°C)
- 5-un chronomètre
- 6-une balance, étuve, tamis de 80µm, bac
- 7-eau distillée et un mortier de 20cm de diamètre minimal avec son pilon(Voir Fig. IV.2).



Fig. IV.2:Outil de la sédimentométrie

2.4-Préparation de l'échantillon

Le tamisât de 80 μ m est récupéré de l'étuve comme s'est expliqué précédemment (le paragraphe de déroulement de l'essai de la granulométrie par tamisage) puis le désagrégé et l'homogénéisé.

Le matériau préparé est mis dans un récipient avec 500cm³ composée de 440 cm³ d'eau distillée et de 60 cm³ d'une solution à 5% d'hexamétaphosphate de sodium dans le but de la défloculation des grains, puis le laisser à imbiber à une température ambiante pendant 15h et disperser la suspension au moyen d'un agitateur mécanique qui doit fonctionner pendant 3 mn minimum.

Une autre éprouvette est remplie de 2l d'eau distillée ainsi y plonger un thermomètre et le densimètre parfaitement propre.

2.5-Déroulement de l'essai

La suspension dispersée et les eaux de rinçage de l'agitateur et de son récipient sont immédiatement versées dans l'éprouvette d'essai et la complétée avec de l'eau distillée jusqu'à 1000 cm³, puis l'agiter avec un agitateur manuel dans le but de homogénéiser les particules fines dans toute l'éprouvette.

Après que l'agitateur est retiré, le chronomètre est déclenché on indiquant le début de l'essai ainsi le densimètre s'est immerger dans la suspension dispersée avec précaution.

Les lectures (température et densité) sont effectuées au sommet du ménisque aux temps t=0.5, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80, 240 et 1440mn, les 3 premières lectures sont effectuées sans enlèvement du densimètre, pour les autres, le densimètre est retiré après chaque mesure, nettoyé et le plongé délicatement dans la suspension 30s avant chaque mesure.

V- Les limites d'Atterberg

Lorsqu'on fait décroître progressivement la teneur en eau d'un échantillon de sol, on constate qu'il passe successivement par plusieurs états (liquide, plastique et solide), c'est pourquoi toute tentative pour fixer la limite entre deux états comporte une part d'arbitraire.

En 1911, les limites d'Atterberg ont été élaborées par A. Atterberg, un pédologue suédois, qui s'intéressait à la plasticité des argiles en vue de la fabrication des produits céramiques.

1- Définition

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol, elles correspondent à des comportements particuliers de celui-ci sous l'action des variations de la teneur en eau.

Ces limites sont mesurées sur le mortier, c'est-à-dire la fraction du sol qui passe au tamis de 0.4mm (400um), on distingue trois types de limites :

1.1-limite de liquidité (W_L) : c'est la teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide (les grains sont indépendants les uns des autres et le mouvement relatif entre les particules est aisé) et un état plastique (les grains sont plus rapprochés, mis en commun leurs couches d'eau adsorbées et lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner).

1.2-limite de plasticité (W_p) : c'est la teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (les distances inter-granulaires sont encore plus petites, les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée, les frottements internes sont alors importants et la transition d'un état à l'autre est très progressive).

1.3-limite de retrait (W_R) : c'est la teneur en eau limitée à partir de laquelle le volume de l'échantillon de sol cesse de diminuer lorsque sa teneur en eau diminue à partir de W_p .

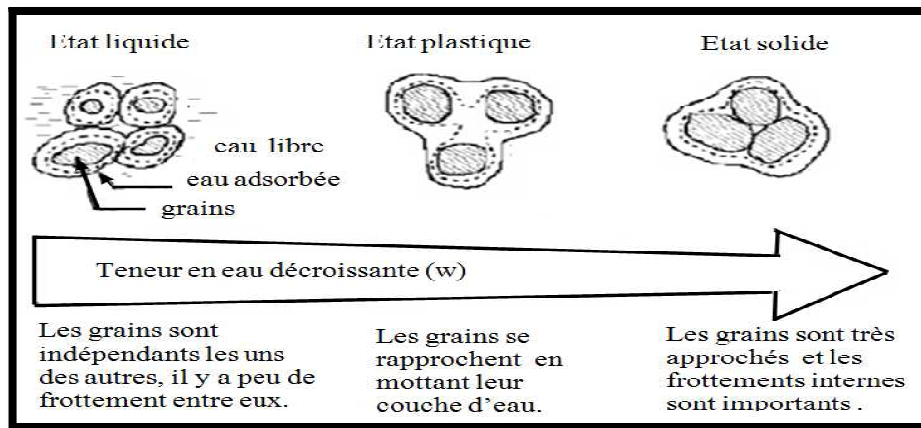


Fig. IV.3: Différents états des sols

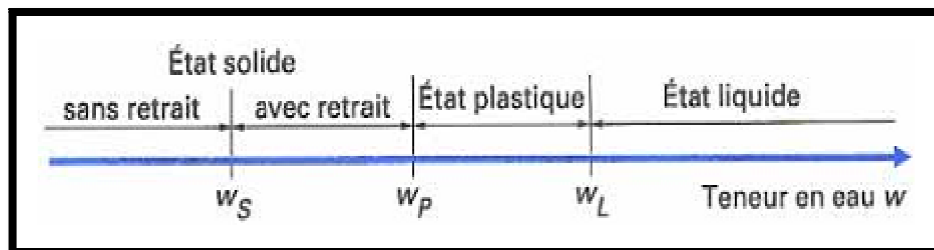


Fig. IV.4: Etat d'un sol en fonction de sa teneur en eau

A partir de ces limites on peut déterminer deux paramètres :

1-indice de plasticité I_p : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol, il s'exprime par la relation suivante :

$$I_p = W_L - W_P \quad (\text{IV.10})$$

2-indice de consistance (I_c) et de liquidité (I_L): ces indices prennent en compte la teneur en eau W du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à 0.4mm, ils s'expriment par les relations suivantes :

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_p} = 1 - I_c \quad (\text{IV.11})$$

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W}{I_p} \quad (\text{IV.12})$$

2-Principe de l'essai

Durant cet essai en recherche de teneur en eau :

1-la teneur en eau W_L pour laquelle une rainure de dimension normalisé, pratiqué dans le sol disposé dans la coupelle de casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqué de manière normalisée.

2- la teneur en eau W_p pour laquelle un cylindre de sol de diamètre de 3mm sur une longueur de 10 à 15 cm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève par le milieu de 1 à 2 cm.

3-Appareillage

1-la boîte de casagrande qui est constituée d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bakélinisé(Voir Fig. IV.5).

L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10mm sur le bloc de bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressive de la rainure pratiqué dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été à l'aide de l'outil à rainure.

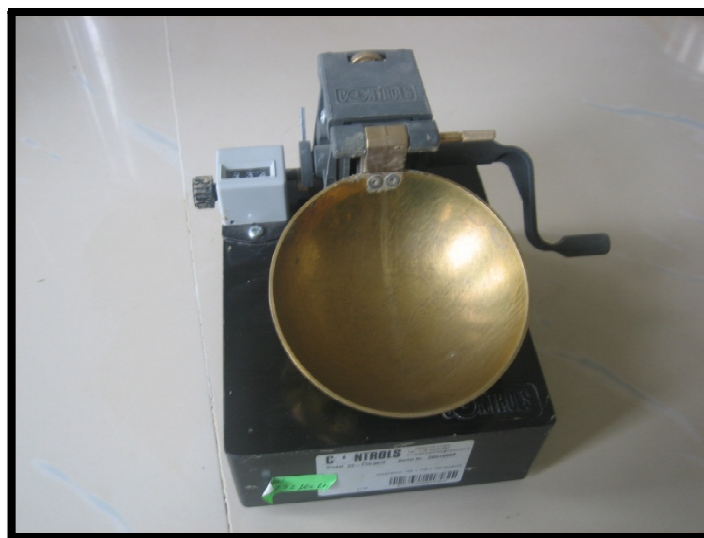


Fig. IV.5: Boîte de casagrande

2-un	tamis	de	maille	carré	de	0.4mm ;
2-un		réceptif		de		2L ;
3-un						bac ;

- 4-une étuve ;
5-une balance ;
6-une plaque lisse (marbre, verre,...) ;
7-outil à rainure (Voir Fig. IV.6) ;



Fig. IV.6: outil à rainure

- 8-une spatule (Voir Fig. IV.7).



Fig. IV.7: une spatule

4-Déroulement de l'essai

4.1-préparation de l'échantillon

Pour la préparation de l'échantillon, on met une quantité de sol suffisante et représentative pour l'essai (à la fin il faut qu'on ait au moins 200g) dans récipient plein d'eau pendant 24h dans le but de le mouiller et que les particules se détachent les une des autres.

Après cela, on prend l'échantillon imbibé pour le tamiser sur un tamis de $400\mu\text{m}$ par voie humide, l'ensemble du tamisât et l'eau de lavage sont laissés décanter pendant 12h.

Enfin, on siphonne l'eau claire en faisant attention à ne pas entrainer les particules fines jusqu'on aura un mortier mou.

4.2-détermination de W_L

Après que l'appareil est réglé (soulèvement de la coupelle est de 10mm), l'échantillon (environ 70g) est étalé avec une spatule sur la coupelle d'une façon homogène dans laquelle on trace une rainure avec l'outil à rainure (Voir Fig. IV.8), puis on tourne la manivelle d'une manière régulière afin de provoquer des chocs de celle-ci et le bois dur on comptant le nombre de chocs jusqu'à la fermeture de la rainure sur 1cm (le nombre de chocs doit être compris entre 15 et 35 si non c'est à refaire).



Fig. IV.8: Création d'une rainure

Enfin, on prélève un peu de mortier de part et d'autre de la rainure, le peser et le mettre dans une tare dans une étuve à 60°C pendant 24h.

4.3-détermination de W_p

Comme $W_L > W_p$, il faut laisser sécher l'échantillon un peu plus, puis on forme une boulette de mortier environ 12mm de diamètre que l'on roule sur un marbre à la main ou avec une plaque afin de réaliser un rouleau de 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm.

Par convention, la limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau soulevé par le milieu de 1 à 2 cm se fissure (Voir Fig. IV.9).



Fig. IV.9: Réalisation d'un rouleau

Enfin, on met le rouleau fissuré dans une étuve à 60°C pendant 24h.

VI-Essai de cisaillement

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondations, ouvrages de soutènement, remblais, talus, etc.), il est nécessaire de connaître la résistance du sol qui est souvent difficile à la déterminer, spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

La résistance d'un sol peut être définie par de nombreux critères : résistance à la compression, essai CBR, essai pénétrométrique, essai pré-siométrique, essai triaxial. Le présent mode opératoire s'applique exclusivement à l'essai de cisaillement rectiligne dit à la boîte.

1-Quelques définitions

1.1-Sol pulvérulent (sol grenue)

Les sols pulvérulents regroupent le gravier, le sable et le silt. Ils sont constitués de particules volumineuses, et leur résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des particules (Voir Fig. IV.10).

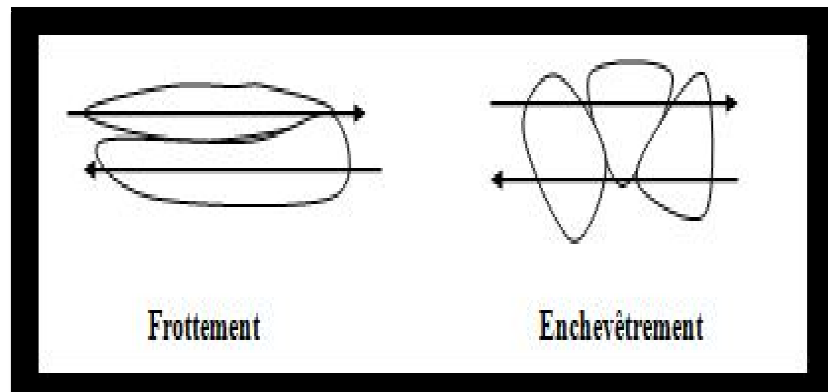


Fig. IV.10: Frottement et l'enchèvement des particules

Dans le cas des sols pulvérulent, la droite de Coulomb passe par l'origine, elle n'est pas parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme (ϕ) n'est pas nul (Voir Fig. IV.11).

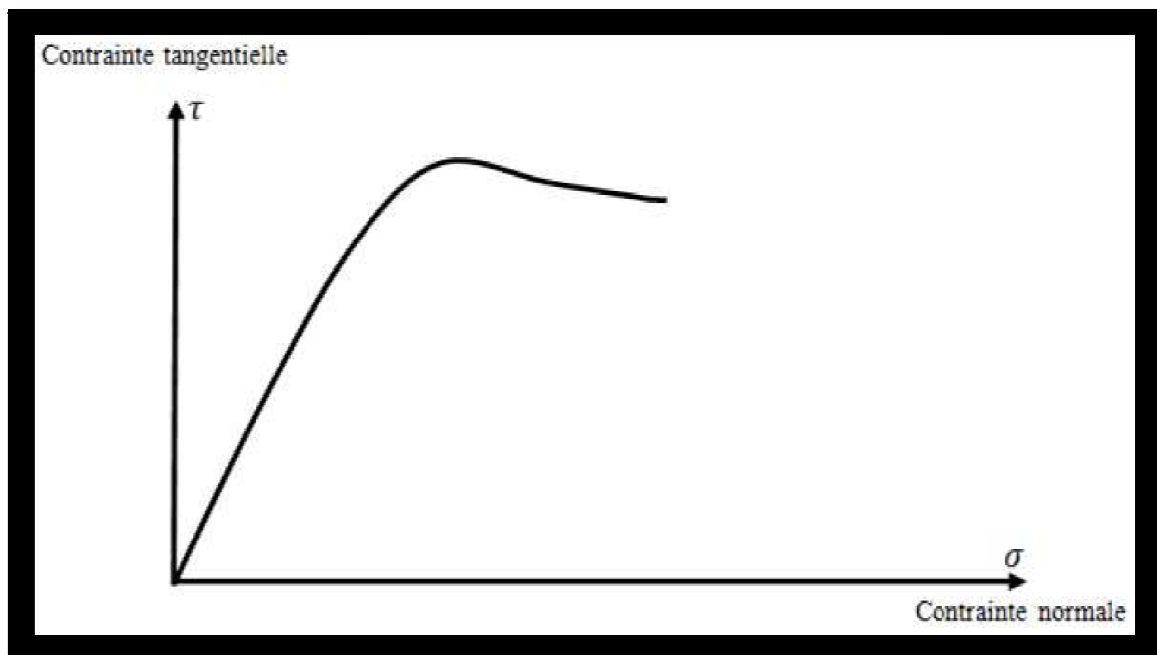


Fig. IV.11: courbe Contrainte déformation (Sol pulvérulent)

1.2-Sol cohérent (sol fin)

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillet, et leur résistance au cisaillement provient du frottement et de l'enchèvement des particules, ainsi que de la cohésion entre les particules.

Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme (ϕ) est nul (Voir Fig. IV.12).

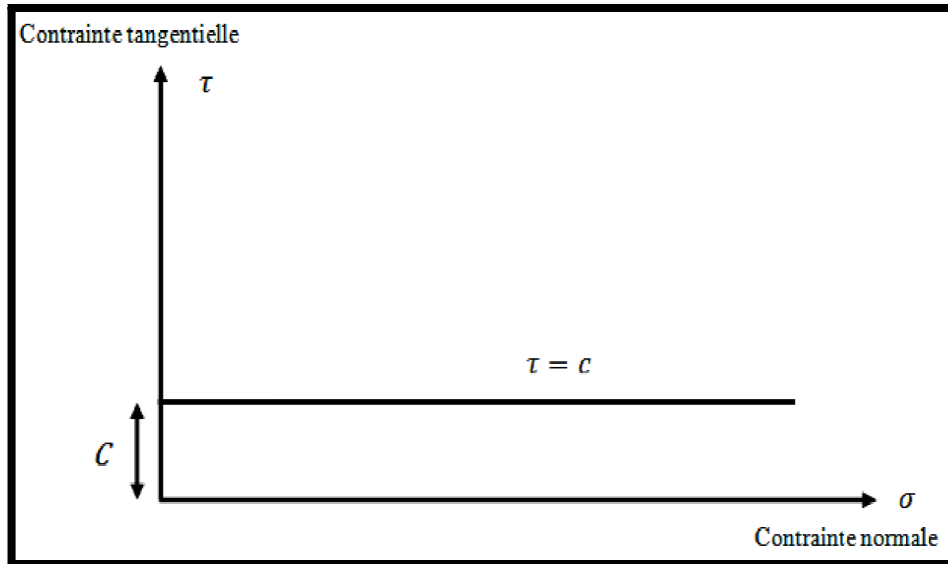


Fig. IV.12: Droite intrinsèque (sol cohérent)

1.3- L'angle de frottement « ϕ »

Angle que fait la réaction du sol avec la normale de l'ouvrage. Cet angle dépend de la rugosité de la surface et de son déplacement relatif par rapport au sol (Voir Fig. IV.13).

Pour un sable parfait (matériau idéal) qui est :

- un matériau parfaitement granuleux, sans cohésion !
- tri parfait (tous les grains ont \pm la même taille)
- grains arrondis
- parfaitement sec

On peut faire un certain nombre d'essais

Faire couler gentiment sur une table \rightarrow beau cône se forme

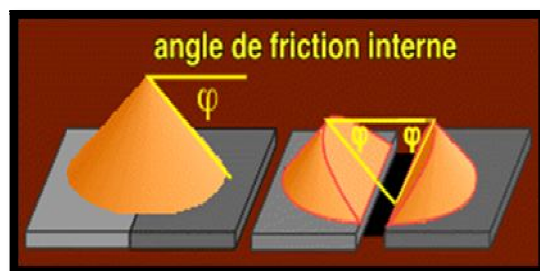


Fig. IV.13: L'angle de frottement

Si on dérange ce cône à sa base on aura :

- 1- un glissement s'active sur le cône ;
- 2- la pente se stabilise vers une nouvelle géométrie ;
- 3- l'angle de la nouvelle pente sera le même.

1.4-La cohésion « C »

Aussi appelée forces de cohésion est la résistance au cisaillement d'un sol sous une contrainte normale nulle. Les matériaux "normaux" résistent aussi à la traction et ont une certaine cohésion.

Cette cohésion est liée à la présence, à la surface des particules d'argile, de charges électriques qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui sature souvent les sols cohérents. Certaines de ces impuretés

On considère qu'un sol est cohérent lorsqu'il comprend plus de 50 % de particules d'argiles. A l'opposé, les sols pulvérulents totalement dépourvus d'argile n'offrent aucune cohésion ; il est d'ailleurs impossible de les façonner.

Il faut cependant souligner qu'un sable partiellement saturé peut manifester une cohésion dite apparente, créée entre autres par la tension.

1.5-Courbe intrinsèque, critère de Mohr – Coulomb

Le physicien Charles Coulomb mena des études sur la stabilité des sols en réalisant des expériences de cisaillement à la boîte qui lui permirent d'évaluer la résistance au cisaillement des sols à la rupture le long d'un plan de cisaillement.

Il remarqua que les cercles correspondant à la rupture, obtenus en augmentant progressivement le déviateur des contraintes, admettent une même courbe enveloppe de rupture appelée courbe intrinsèque.

En 1773, Charles Coulomb a proposé la relation suivante, connue sous le nom d'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV.13})$$

Les paramètres servant à évaluer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont donc la cohésion et l'angle de frottement. Quand on connaît la valeur de ces paramètres, il est facile de calculer τ correspondant à σ (Voir Fig. IV.14).

Avec :

$$\tau = \frac{T}{S} \text{ (Contrainte de tangentielle)}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \text{ (Déformation)}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \text{ (Contrainte normale)}$$

(IV.14)

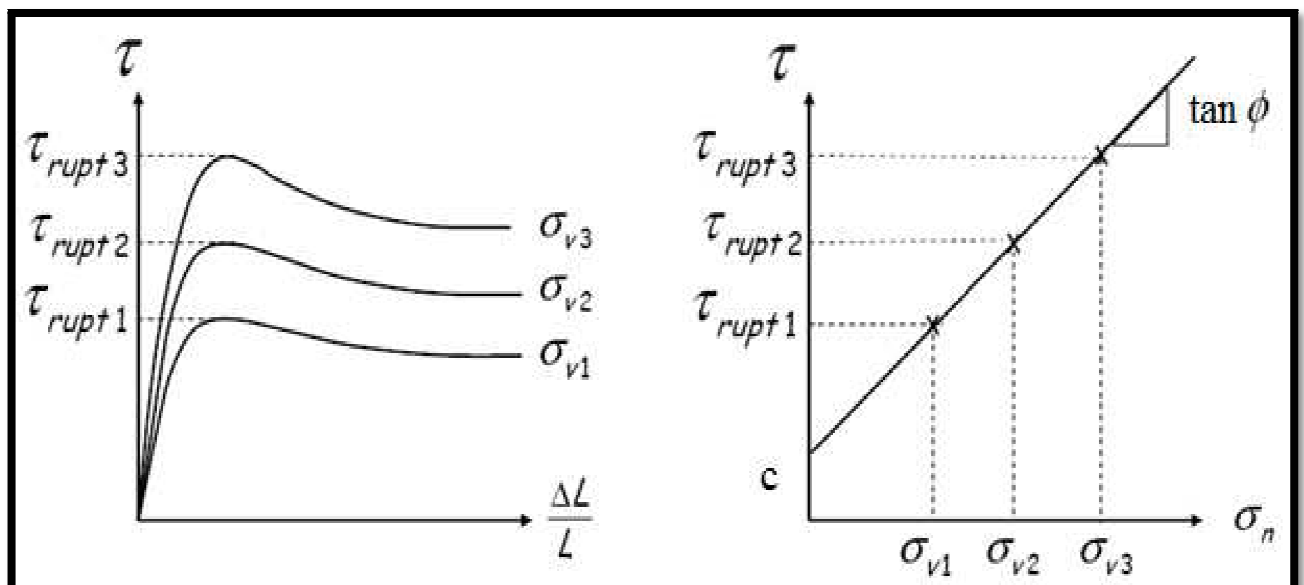


Fig. IV.14: Courbe (Contrainte déformation) et Droite intrinsèque (cercle de Mohr- Colomb)

2- Notion de résistance au cisaillement

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle surfaces de glissement ou surface de rupture.

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture et au moment de rupture.

Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir que ce soit dans un essai de laboratoire ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation ϵ dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique indiqué sur la figure suivante (Voir Fig. IV.15).

La résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} ;
- ou la contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- ou la contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ϵ_1 .

Sauf dans le cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, le maximum de contrainte de cisaillement.

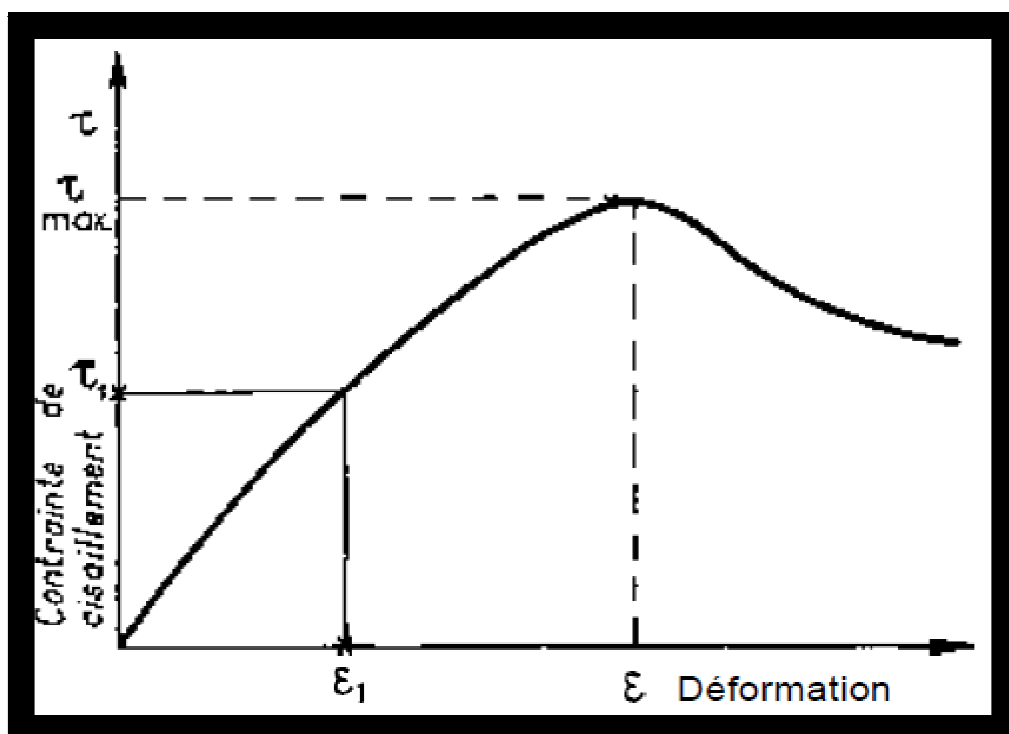


Fig. IV.15: Courbe contrainte –déformation

3-But de l'essai

Le but de cet essai est de pouvoir suivre le comportement aux grandes déformations et d'obtenir les deux paramètres de cisaillement résiduel ("C" et " ϕ ") qui interviennent notamment dans les glissements de terrains selon un plan de cisaillement prédéterminé et qui sont déduits graphiquement à partir de la courbe intrinsèque du sol.

4-Principe de l'essai

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact (elles sont séparées par l'échantillon) ensuite on applique par l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T.

Le matériau se rompt alors pour une certaine valeur de T suivant le plan horizontal de symétrie de l'échantillon c.à.d. la demi-boîte inférieure est entraînée à une vitesse constante par un mécanisme approprié et la demi-boîte supérieure est maintenue en place par un anneau dynamométrique qui mesure l'effort de cisaillement et la déformation verticale de l'échantillon est mesurée par un comparateur.

5-Différents types d'essai à la boîte

On peut réaliser trois types d'essais à la boîte de Casagrande :

1-essai non consolidé non drainé (U.U) : c'est un essai rapide, le plus couramment utilisé pour l'étude des sols (fondations) $\ll C_U, \phi_U \gg$.

2-essai consolidé non drainé (C.U) : c'est un essai lent qui nécessite la consolidation de l'échantillon avant le cisaillement $\ll C_{CU}, \phi_{CU} \gg$.

3-essai consolidé drainé (C.D) : c'est un essai lent qui nécessite la consolidation de l'échantillon et le cisaillement à vitesse lente $\ll C', \phi' \gg$.

6-Appareillage

6.1-Le bâti

Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N.

6.2-Boîte de cisaillement

La boîte de cisaillement est constituée comme suit:

1- Pierre poreuse: elle permet de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes.

2- une demi-boîte supérieure: formée d'un cadre et d'un piston elle permet de respecter la charge verticale N sur l'échantillon seulement.

3- une demi-boîte inférieure: elle est fixe, munie d'une pierre poreuse plate striée ou dentée et elle sert de moule.

4- un piston, muni à sa base d'une pierre poreuse plate striée ou dentée, glissant librement dans la demi-boîte supérieure et transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé.

5-deux goupilles, solidarissant les deux demi-boîtes avant l'essai (Voir Fig. IV.16).

Les demi-boîtes sont cylindrique intérieurement, de même section droite, carrée ou circulaire, leurs dimensions intérieures couramment utilisées sont de 6x6 cm ou de 10x10 cm.

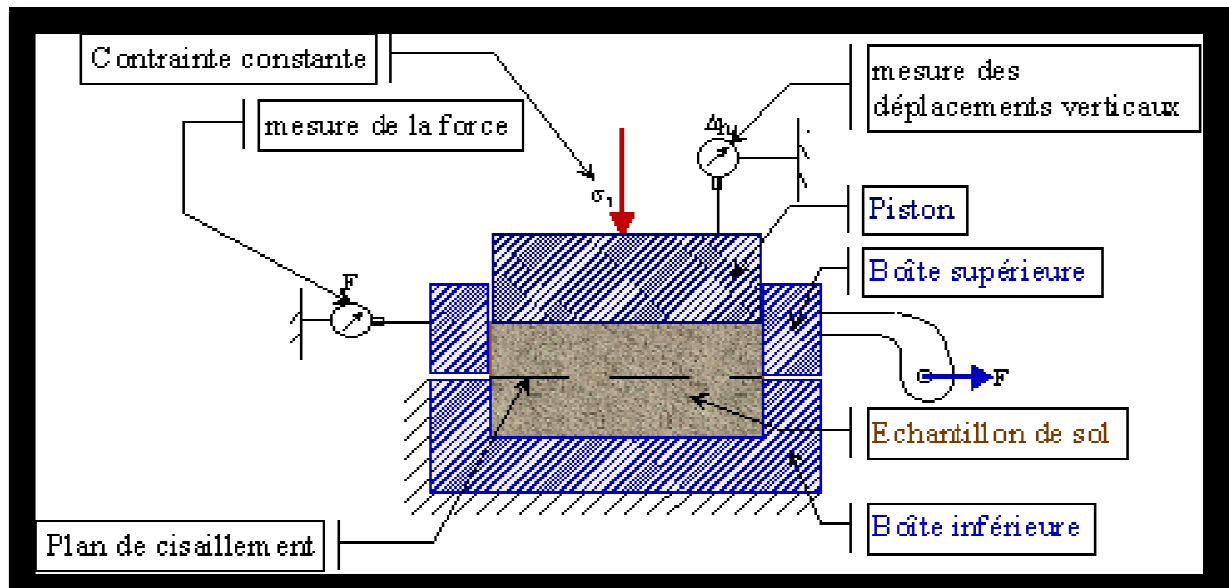


Fig. IV.16: Schéma de la boîte de cisaillement

6.3-La machine de cisaillement

La machine est munie d'un moteur qui offre une vitesse désirée, elle comporte essentiellement:

1-un chariot porte- boîte, entraîné horizontalement à vitesse constante, entraînant lui- meme la demi- boîte inférieure et l'éprouvette d'essai ;

2- un anneau dynamométrique, retenant la demi- boîte supérieure, dont les déformations indiquent les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement ;

3-un système levier- étrier, appliquant sur le piston de la boîte les charges normales désirées à l'aide de différents poids (Voir Fig. IV.17).

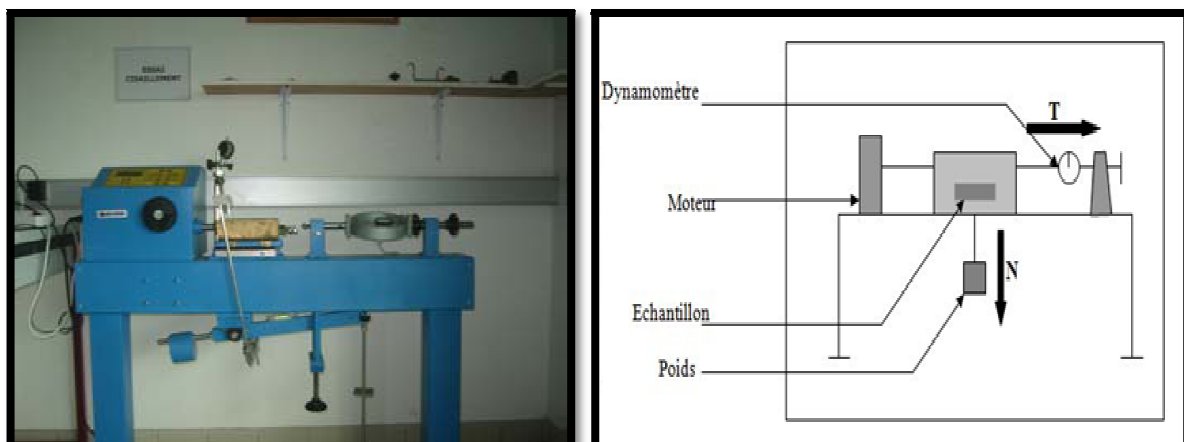


Fig. IV.17: Schéma de la machine de cisaillement

6.4-Appareillage d'usage courant

- 1-une meule à découper les étuis contenant les carottes de sol ;
- 2-une balance précise à 0.1g pour la mesure des teneurs en eau et poids spécifiques ;
- 3-une étuve à 105°C ;
- 4-un chronomètre donnant la seconde.

7-Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement, on applique sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), engendrant une contrainte normale $\sigma_1=1$, $\sigma_2=2$ et $\sigma_3=3$ bars, maintenue constante tout le long de l'essai afin de consolider l'échantillon et le drainer.

Tout les comparateurs sont réglés à zéro tel que celui du déplacement vertical et horizontal ainsi celui de forces, puis on règle la vitesse de la machine afin d'imposer déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîtes (dans notre cas 0.2mm/mn).

Enfin, on lance la machine et on lit les lectures sur les comparateurs jusqu'à avoir 5 lecture constantes ou plus.

8-Inconvénients de l'essai

- 1) les contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture;
- 2) non uniformité de déformation dans le sol;
- 3) frottement de deux demi- boîtes;
- 4) pas de contrôle de la pression interstitielle;
- 5) On ne connaît pas σ_2 ;
- 6) l'essai n'est pas vraiment à $\Delta V = 0$.

9-Avantages de l'essai

C'est un essai rapide et simple.

V- Essai d'oedométrie

1-But de l'essai

Les sols fins sont caractérisés par une faible perméabilité, l'eau qui se trouve dans leurs vides est expulsé très lentement l'ors d'un chargement donc le tassement évolue dans le temps, c'est ce qu'on appelle un tassement de consolidation.

Comme ce tassement est à long terme, on évalue celui-ci ainsi que le temps de consolidation à l'aide de l'essai de consolidation oedométrique en laboratoire.

L'essai oedométrique a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_P , les pentes C_s et C_c qui permettent de déterminer le tassement de consolidation du sol et le coefficient de consolidation verticale C_v pour l'estimation de la durée du tassement.

2-Principe de l'essai

L'essai est effectué sur des échantillons intacts de sol, il consiste à charger progressivement pendant plusieurs jours un échantillon de sol placé dans une cellule oedométrique.

Un comparateur servant à mesurer les déformations et un dispositif de chargement complètent l'appareillage.

On soumet l'éprouvette de sol saturé, placée dans un cylindre indéformable ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$), à une série de paliers de chargement N_i sont transmises au piston qui applique une contrainte verticale σ'_v constante à chaque palier.

Le sol est mis en eau au préalable, les deux pierres poreuses assurent le drainage durant la consolidation pour chaque palier de chargement. Elles représentent les couches drainantes du sol.

Pendant l'essai on mesure à l'aide de plusieurs comparateurs la variation de hauteur de l'éprouvette ΔH qui ramenée à l'épaisseur initiale H_0 fournit ϵ_1 .

Les dimensions habituelles de l'éprouvette de sol sont pour un diamètre de 70mm une épaisseur de l'ordre de 20mm.

La loi de chargement doit tenir compte de la contrainte effective initiale σ'_{vo} à la profondeur de prélèvement de l'échantillon de sol, de la contrainte de préconsolidation σ'_p estimée avant l'essai et de la contrainte effective verticale finale $\sigma'_v = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v$ à laquelle sera soumis le sol, à la profondeur du prélèvement, après construction de l'ouvrage.

Les paliers de chargement sont maintenus en principe 24 heures en vérifiant que la consolidation du sol est terminée à l'issue de cette durée. Sous chaque contrainte constante, on trace la courbe des déplacements verticaux en fonction du temps (t ou $\log t$).

La courbe de variation de hauteur de l'échantillon en fonction de $\lg t$ permet de distinguer après un petit tassement immédiat, dû à la faible compressibilité de l'eau (bulles), mais aussi à la mise en place de l'éprouvette dans l'appareil, une phase de consolidation primaire pendant laquelle la surpression interstitielle se dissipe et revient à 0 après un temps noté t_{100} correspondant au point d'intersection de la tangente à la courbe au point d'inflexion C_1 et C_2 de la courbe et une phase de compression dite « secondaire » qui est due au fluage du squelette des particules de sol ($\sigma'_v = \text{cte}$ et $\Delta u = 0$).

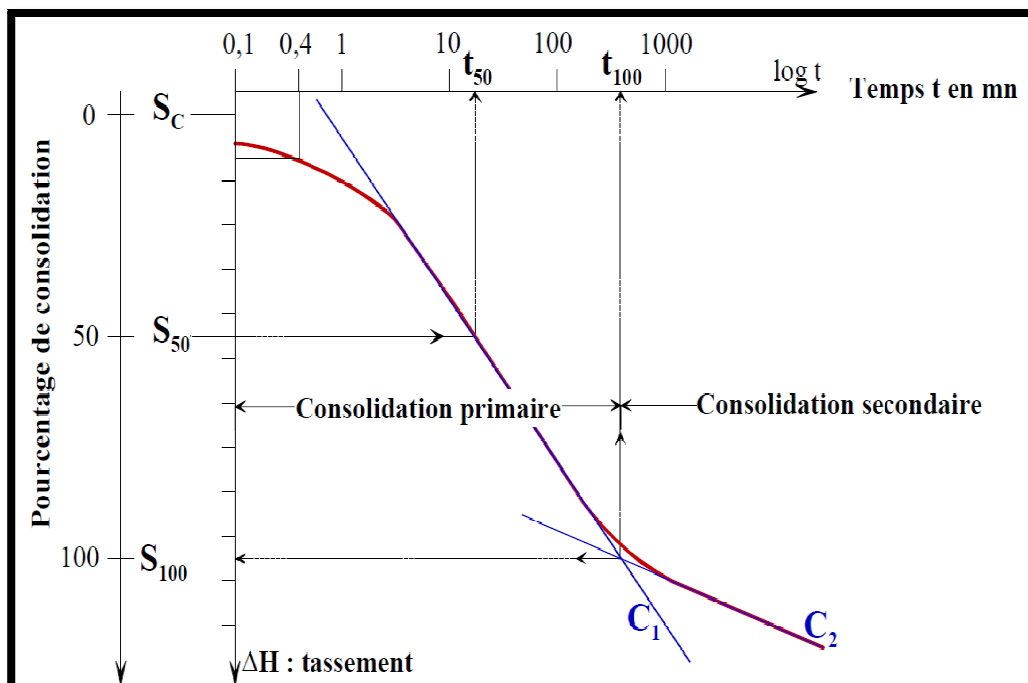


Fig. IV.18: Courbe de variation de hauteur en fonction de $\log t$ sous une Contrainte σ'_v

3-Appareillage

3.1-Appareil œdométrique

Elle comporte :

1-un bâti (embase) métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées ;

2-une cellule ou enceinte œdométrique de consolidation ; moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors des essais ;

3-deux bases de pierres poreuses permettant le drainage de l'échantillon en cours d'essai et éviter au sein du matériau l'apparition de pression interstitielle;

4-un couvercle (piston) pour répartie l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon;

5-un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements (Voir Fig. IV.19 et 20).

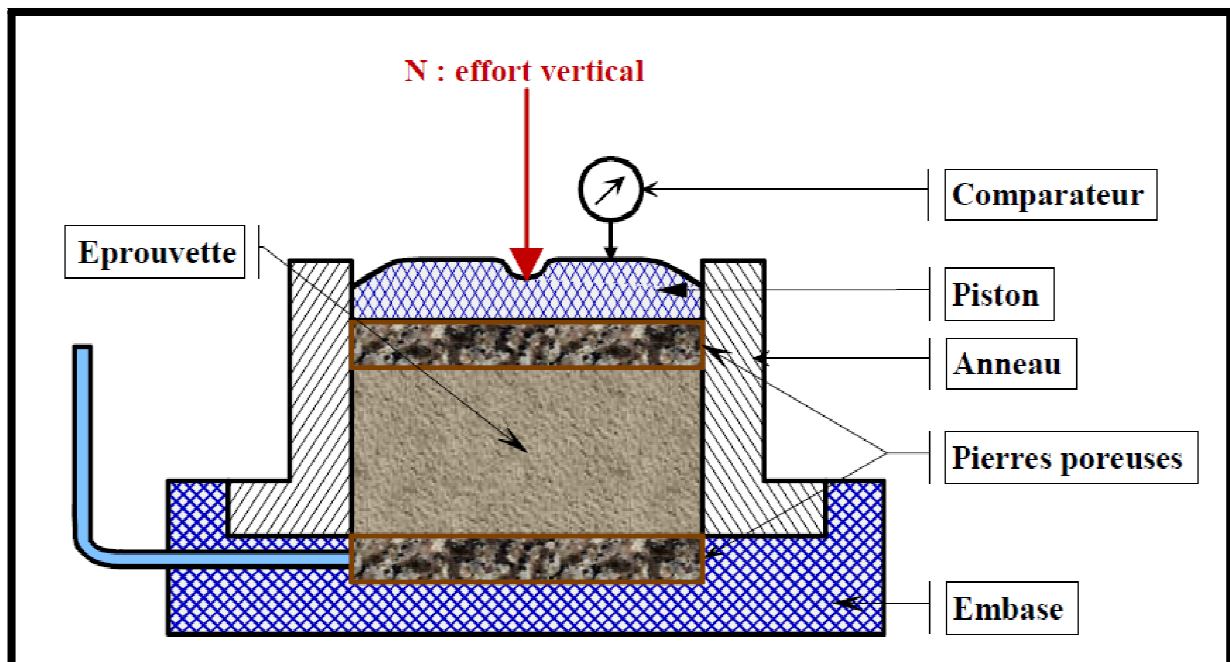


Fig. IV.19: Coupe schématisée d'un moule œdométrique



Fig. IV.20: Oedomètre

3.2-les outils nécessaires au découpage et à la préparation de l'éprouvette ;

3.3-un chronomètre pour mesurer le temps à la seconde.

4-Déroulement de l'essai

L'échantillon intact est placé dans la cellule entre deux pierres poreuses ainsi l'ensemble est placé sur le bâti de consolidation puis appliquer sur l'échantillon, des charges doublées, puis décharger par paliers.

On effectue sur les essais un cycle de chargement-déchargement, pour le chargement on applique une série de charges qui est croissante (0 bar \rightarrow $\sigma'_v \rightarrow$ 1 \rightarrow 2 \rightarrow 4 \rightarrow 8 \rightarrow 16 \rightarrow 32 bar) et pour le déchargement c'est une série décroissante (8 \rightarrow 2 \rightarrow 1 \rightarrow 0 bar).

Pour chaque palier, des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon sont données par un comparateur fixé à l'appareil durant des périodes précises qui varient entre 15s et 24h.

5-Caractéristiques obtenues à l'oedomètre

5.1-Indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

$$e = \frac{H - h_p}{h_p} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

H : Hauteur de l'échantillon au moment considéré.

h_p : Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides.

Dans la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (IV.15), par (contre dans la seconde, elle est donnée par la relation (IV.16).

$$h_p = \frac{m_s}{\gamma_s S} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

m_s : poids de l'échantillon sec,

γ_s : poids volumique des grains solides,

S : section droite de l'enceinte.

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\gamma_w S} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon,

m_h : poids initial humide de l'échantillon,

m_s : poids de l'échantillon sec,

γ_w : poids volumique de l'eau (1g/cm³),

S : section droite de l'enceinte.

5.2-Caractéristiques de compressibilité

La courbe oedométrique de compressibilité $e=f(\log \sigma'_v)$ permet de déterminer C_s , C_c et σ'_p (Voir Fig. IV.21).

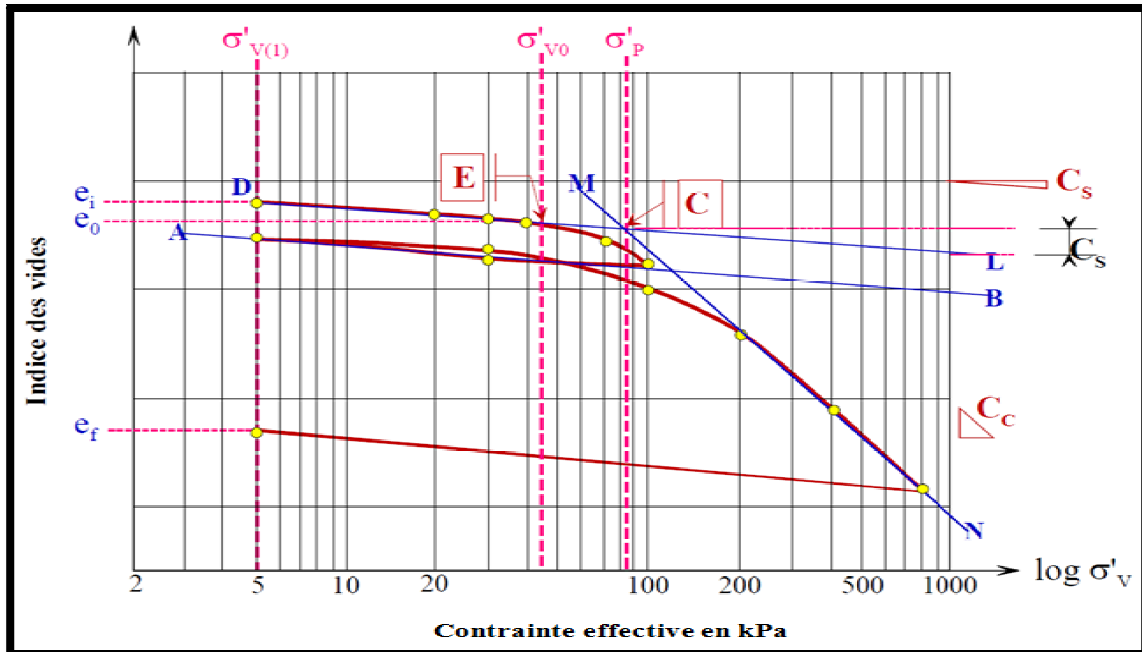


Fig. IV.21: Courbe de compressibilité.

5.2.1-L'indice de compression et de gonflement(C_c)

L'indice de compression et de gonflement est déterminé par la pente de la droite MN.

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log } \sigma')} \Big|_{MN} \quad (\text{IV.18})$$

5.2.2-L'indice de gonflement(C_g)

Il est déterminé par la pente de la droite DL. Cette droite passe par le point D correspondant au tassement nul et est parallèle à AB.

La droite AB est tracé selon la pente moyenne du cycle de déchargement-rechargement.

$$C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log } \sigma')} \Big|_{DL} \quad (\text{IV.19})$$

5.2.3-Contrainte de préconsolidation (σ'_p)

Elle correspond au point d'intersection des droites DL et MN

VI-Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté des essais de laboratoire qui nous permettra d'étudier les différentes caractéristiques de notre sol on commençant par l'analyse granulométrique qui nous donnera la classification de ce sol selon le diamètre des grain on la complétant par la granulométrie par sédimentométrique.

On a aussi présenté l'essai pour la détermination des limites de d'Atterberg, puis l'essai de cisaillement dans le but de déterminer la cohésion et l'angle de frottement on terminant par l'oedomètre afin d'étudier le tassement de ce sol.

Chapitre V :

Etude expérimentale

Introduction

Pour réaliser une étude expérimentale sur le site (glissement de terrain) situé à Tala N'Tgana de la commune de Freha de la wilaya de Tizi-Ouzou, on a prélevé sept échantillons de différents coins afin d'avoir des caractéristiques géotechniques sur l'ensemble du site.

Cette étude est réalisée au niveau de laboratoire LGEA de l'université de Tizi-Ouzou où on a réalisé 14 essais granulométrique, 21 essais de limite d'Atterberg, 18 essais de cisaillement et 2 essais de l'œdométrie.

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques physiques et effectuer tous ces essais, les résultats obtenues sont traduit dans le chapitre suivant sous forme de tableaux et de courbes qui permettent leurs interprétations.

I- Les caractéristiques physiques

1- La teneur en eau (W) (NF. P94-049-1)

Pour déterminer la teneur en eau, on prend une quantité représentatives d'un échantillon dans une tare ou sont poids est connue, la peser avec cette quantité, la mettre a l'étuve de 105°C pendant 24h puis la peser, on déduire la teneur en eau suivant cette formule :

$$W = \frac{(P-T)-(P_d-T)}{(P_d-T)} \quad (\text{V.1})$$

Avec : P : poids de l'échantillon humide, y compris la tare ;

P_d : poids de l'échantillon sec, y compris la tare ;

T : poids de la tare.

De la même procédure, on réalise 3 essais pour chaque échantillon, on fait la moyenne et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.1) : Résultats de la teneur en eau

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
W(%)	28.21	20.77	27.68	23.36	26.53	22.68	21.05

1.1-Interprétations des résultats

Les teneurs en eau des différents points (échantillons) de notre site d'étude varient entre 20.77% et 28.21%, c'est des teneurs en eau assez élevés car leurs prélèvements sont réalisés au mois de Mars qui est un mois de fin d'hiver où la pluie est importante et où le sol est encore humide.

Tout les échantillons sont caractérisés par des teneurs en eau assez élevés, ce la veut dire qu'ils contiennent beaucoup d'eau, ce qui les rend moins résistant donc facilement à se glisser.

2-Indice des vides

On calcule l'indice des vides par la formule suivante :

$$e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad (V.2)$$

Avec : γ_s : poids volumique des grains solides ;

γ_d : poids volumique sec.

Les indices des vides de tous les échantillons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.2) : Résultats des indices des vides

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
e	0.79	0.51	0.78	0.67	0.8	0.72	0.77

2.2-Interprétations des résultats

Après le calcul, on a constaté que l'indice des vides de notre site d'étude varie entre 0.51 et 0.8, se sont des indices très élevés (le maximum égale à 1), car le volume des vides (V_v) est peut inférieurs au volume des grains solides (V_s), donc notre sol présente beaucoup de vide.

A la présence d'eau, tous les vides seront remplis de ce dernier, ce qui rend le sol moins résistant donc facilement à se glisser.

3-Porosité

On calcule l'indice des vides par la formule suivante :

$$\eta = e / (1+e) \quad (V.3)$$

Les porosités de tous les échantillons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.3) : Résultats des porosités

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
$\eta(\%)$	44.13	33.77	43.82	40.12	44.44	41.86	43.5

3.2-Interprétations des résultats

Les porosités de notre sol varient entre 33.77 et 44.44 (%), se sont des valeurs moyennes, ce la veut dire que le volume des vides est assez faible par rapport au volume total.

4-Degrés de saturation

On calcule le degré de saturation par la formule suivante :

$$S_r = (w.d_s)/e \quad (V.4)$$

Avec : d_s : densité des grains solides ;

w : teneur en eau.

Les degrés de saturation de tous les échantillons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.4) : Résultats des degrés de saturation

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
Sr(%)	94.95	93.83	94.36	86.71	94.18	83.76	70.09

4.2-Interprétations des résultats

De ce tableau, on constate que les degrés de saturations des différents échantillons de notre sol sont élevés (presque tout les vides sont remplis d'eau), ce la veut dire que le volume d'eau est peut inférieur au volume des vides car les teneurs en eau de ces échantillons sont élevées.

Pour l'échantillon N°07 le degré de saturation est compris entre 51% et 75%, d'après TERZAGHI (Tableau. (V.5)) cet échantillon est mouillé mais les autres échantillons sont détremés car l'indice de saturation est compris entre 76% et 99%.

Les échantillons de notre sol sont soit saturé ou détremé, donc notre sol est caractérisé par une faible résistance

Tableau. (V.5) : Tableau relatif à l'état de saturation du matériau

Sr (%)	Appréciation
100	Saturé
76-99	Détremé
51-75	Mouillé
26-50	Humide
1-25	Légèrement humide
0	Sec
D'après TERZAGHI	

5-Les densités

5.1-Densité humide

Pour déterminer la densité humide, on prend une quantité représentatives d'un échantillon où sont poids est connue (poids humide P_h), le paraffiné dont la densité de la paraffine égale à 0.9, le peser (poids humide de l'échantillon paraffiné P_1) et le mettre (échantillon paraffiné) dans le panier de la balance hydrostatique après le refroidissement puis le peser dans l'eau (poids paraffiné immergé P_2).

La densité humide est obtenue par la procédure suivante :

1- calcul du poids de la paraffine

$$\text{Poids de la paraffine} = P_1 - P_h \quad (\text{V.5})$$

2-calcul de volume brut

$$\text{Volume brut} = (P_1 - P_2) / 1\text{cm}^3 \quad (\text{V.6})$$

3-calcul de volume de la paraffine

$$\text{Volume de la paraffine} = \text{Poids de la paraffine} / 0.9 \quad (\text{V.7})$$

4-calcul de volume net

$$\text{Volume net} = \text{volume brut} - \text{volume de la paraffine} \quad (\text{V.8})$$

$$\text{Enfin } \gamma_h = P_h / \text{volume net} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (\text{V.9})$$

De la même procédure, on réalise 3 essais pour chaque échantillon, on fait la moyenne et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.6) : Résultats de la densité humide

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
γ_h (g/cm ³)	1.904	1.829	1.904	1.84	1.992	1.9	1.753

5.1.1-Interprétations des résultats

Les densités humides inscrites dans ce tableau varient entre 1.7 et 2 (g/cm³)

5.2-Densité sèche

On déduit la densité sèche comme suivant :

On a : Vt qui est le volume net précédent ;

$$P_e = W \times P_s \quad (\text{V.10})$$

Et

$$P_h = P_e + P_s \quad (\text{V.11})$$

$$\Rightarrow P_h = W \times P_s + P_s = (1 + W) P_s \quad (\text{V.12})$$

$$\Rightarrow P_s = P_h / (1 + W) \quad (\text{V.13})$$

$$\text{Enfin } \gamma_d = P_s / V_t \quad (\text{g/cm}^3) \quad (\text{V.14})$$

P_s : poids des grains solides ;

P_e : poids de l'eau ;

W : teneur en eau.

De la même procédure, on réalise 3 essais pour chaque échantillon, on fait la moyenne et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.7) : Résultats de la densité sèche

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
γ_d (g/cm ³)	1.486	1.514	1.491	1.492	1.574	1.548	1.448

5.2.2-Interprétations des résultats

De ce tableau, on constate que toutes les densités sèches sont inférieurs à 1.6 (g/cm³), d'après TERZAGHI, elles sont faibles (Tableau. (V.8)), donc les échantillons contiennent beaucoup de vides, ce qui rend le sol à la présence d'eau (tous les vides seront remplis d'eau) instable et le glissement est favorisé.

Tableau. (V.8) : Tableau relatif au poids volumique sec

γ_d (g/cm ³)	Appréciation
<1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
>1.8	Dense

5.3-Densité des grains solides (NF. P94-054)

Pour la détermination de la masse volumique des grains solides, on utilise le pycnomètre qui est un petit ballon d'environ 50 à 100 cm³, fermé dans sa partie haute par un bouchon rodé et environ 25g de l'échantillon mais dans notre essai en prend 50g.

Pour réaliser l'essai, on pèse le pycnomètre vide après l'élimination de toutes particules (m_1), puis on détermine avec précision la masse du pycnomètre rempli d'eau distillée (m_2) et la masse du pycnomètre avec l'échantillon (m_3) et enfin on pèse l'ensemble (m_4) c.-à-d. le pycnomètre, l'eau distillée et l'échantillon.

Afin d'avoir la masse volumique des grains solides en suit la formule suivante :

$$\rho_s = \rho_w (m_3 - m_1) / [(m_2 - m_1) - (m_4 - m_3)] \quad (\text{V.15})$$

Avec :

ρ_w : la masse volumique d'eau (1000Kg/m³) équivalent de (1g/cm³).

De la même procédure pour les autres échantillons (il faut bien nettoyer le pycnomètre avant de commencer l'autre essai), on obtient les résultats qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.9) : Résultats de la masse volumique ρ_s

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
ρ_s (g/cm ³)	2.659	2.293	2.659	2.487	2.84	2.659	2.564

6-Les limites d'Atterberg (NF. P94-051)

6.1-Limites de liquidité

La détermination de la limite de liquidité est effectuée à partir de la courbe de la teneur en eau mesurée à chaque essai en fonction du logarithme du nombre de coups $w=f(\log N)$ (N est le nombre de coups).

La limite de liquidité est la teneur en eau correspondante à $N=25$ coups, exprimée en pourcentage arrondi au nombre entier le plus proche.

On réalise 3 essais pour chaque échantillon, on calcul la teneur en eau pour chaque essai et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.10) : Résultats de la teneur en eau obtenues dans les essais des limites de liquidité

Echantillon	Essai 01		Essai 02		Essai 03	
	W(%)	N	W(%)	N	W(%)	N
1	49.68	29	50.75	28	53.09	16
2	41.96	32	40.8	34	43.76	20
3	40.13	30	38.98	35	40.62	20
4	54.14	23	52.86	27	52.97	29
5	41.76	17	38.69	33	40.23	27
6	49.84	20	49.29	22	48.07	28
7	48.93	27	48.02	29	51.66	16

Ce tableau est interprété dans les courbes suivantes.

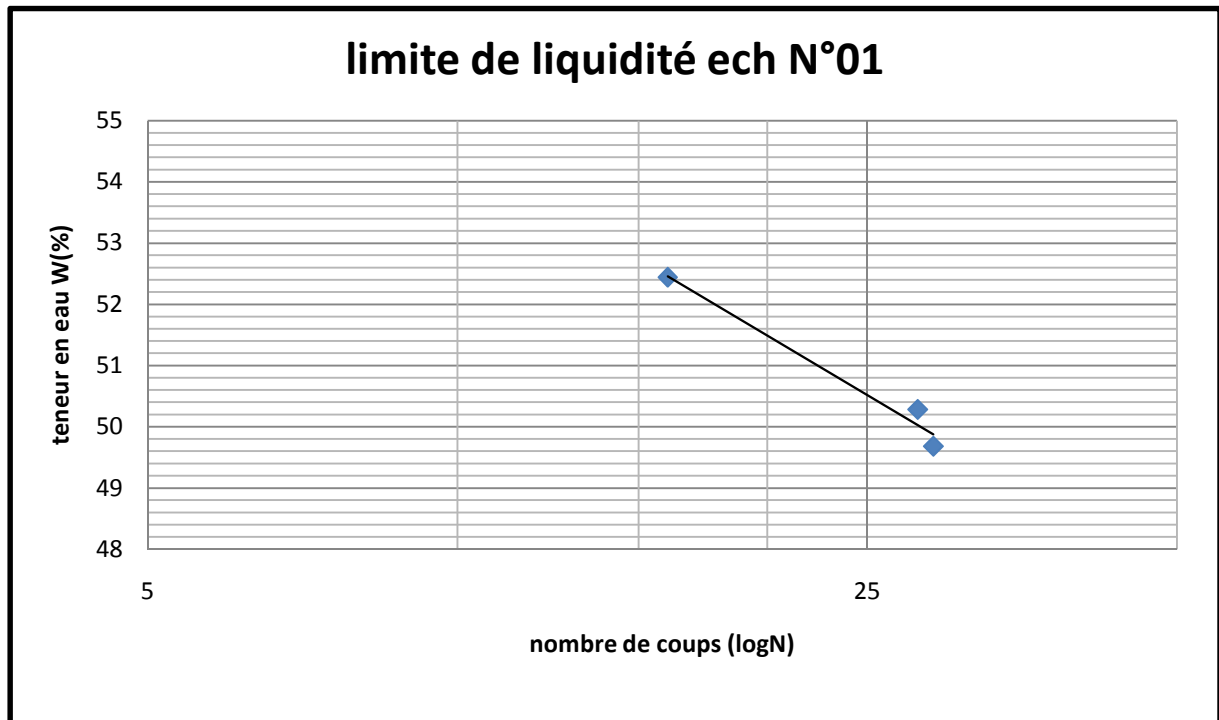


Fig. V.1: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°01)

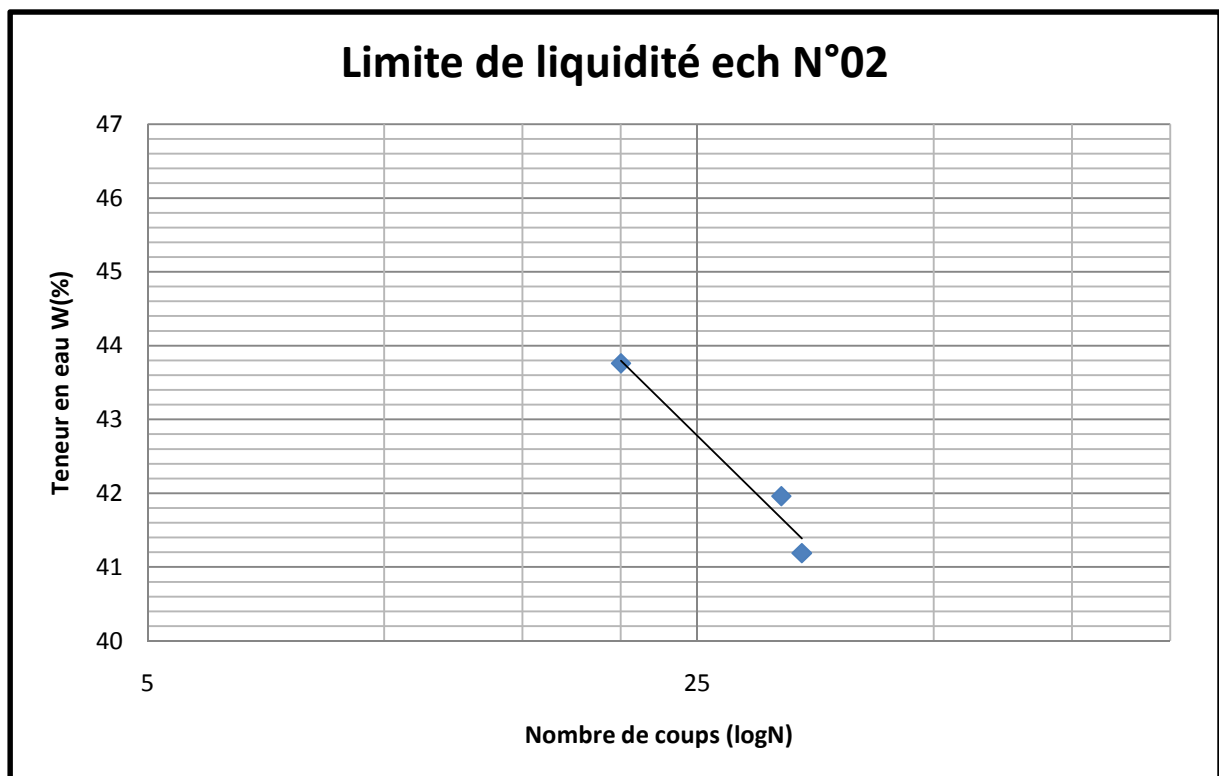


Fig. V.2: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°02)

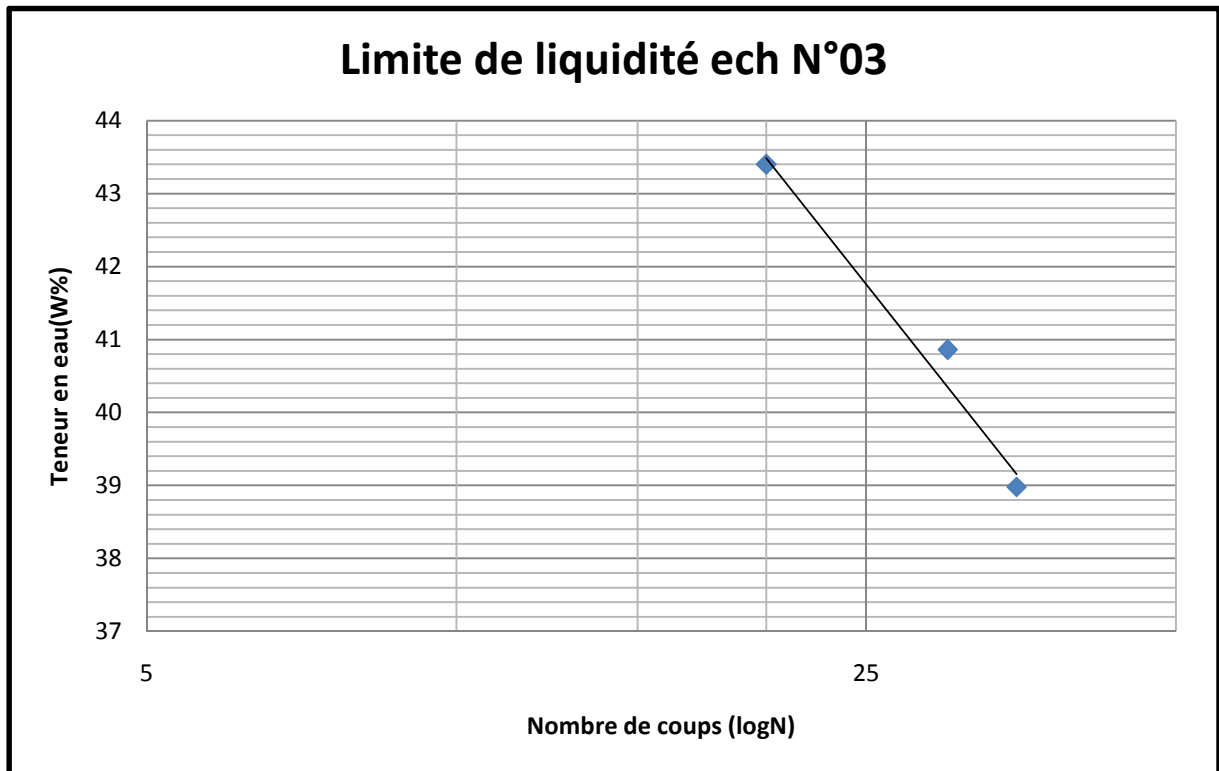


Fig. V.3: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°03)

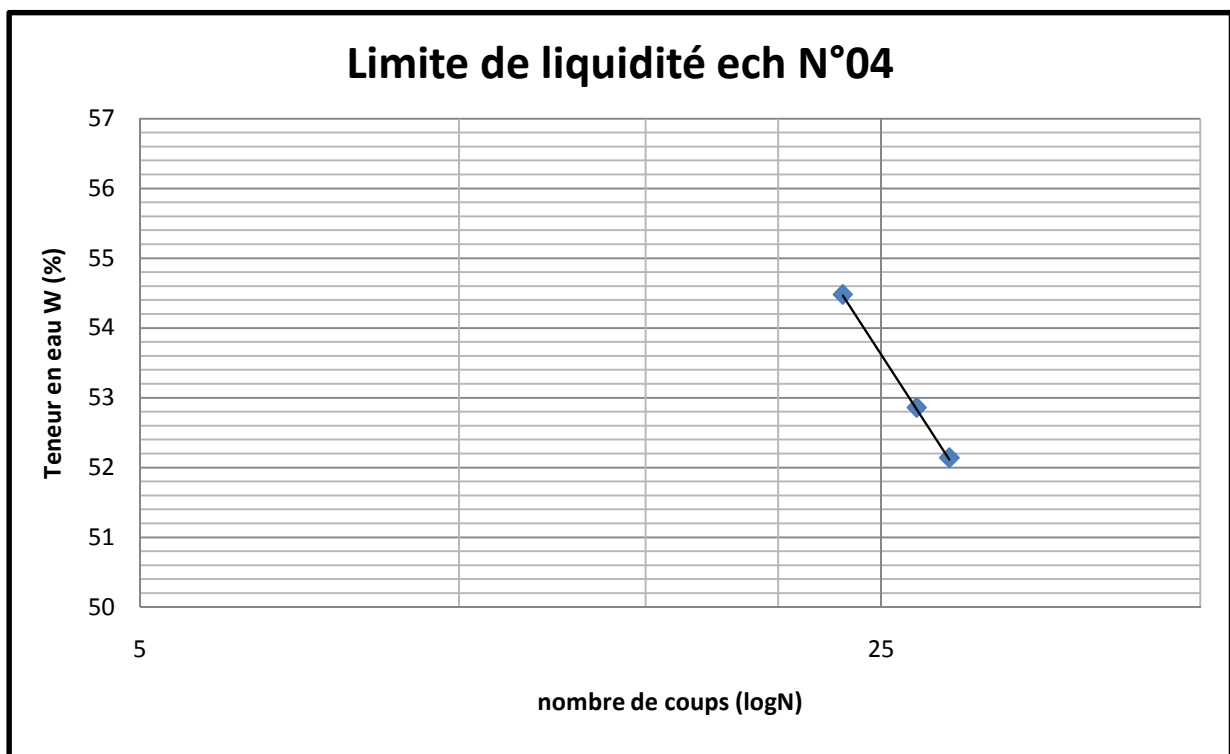


Fig. V.4: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°04)

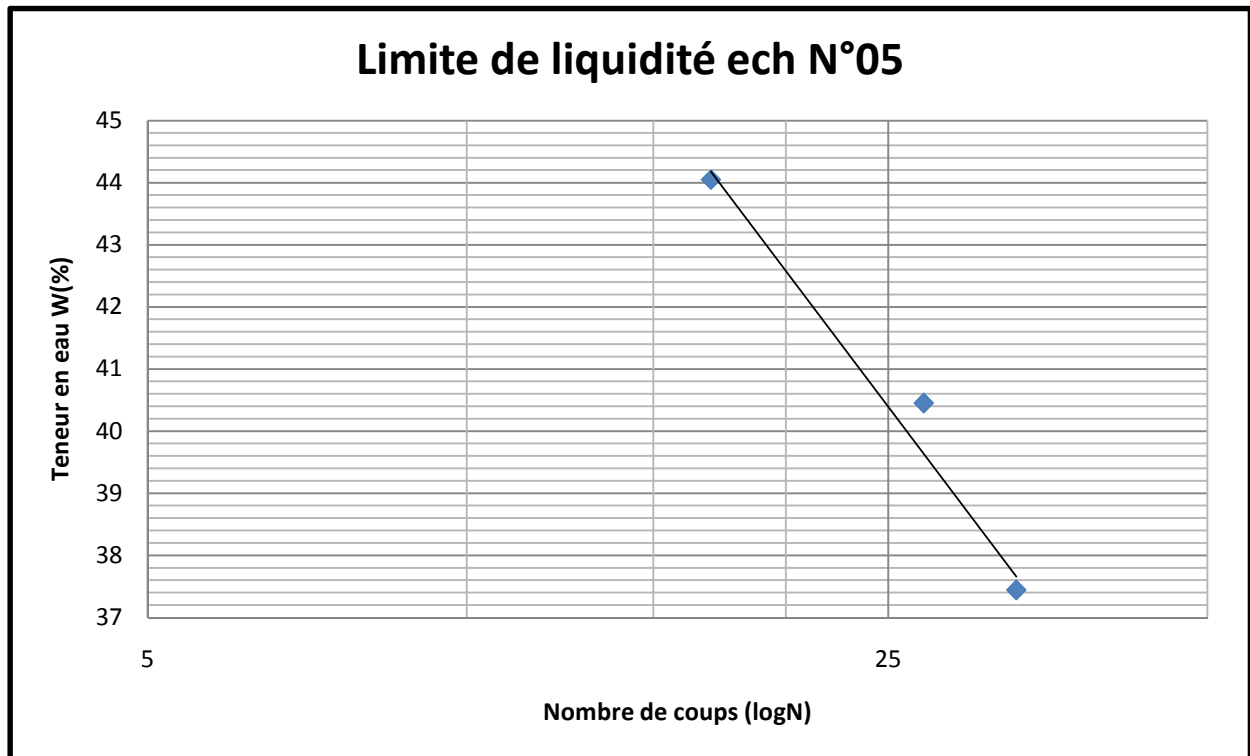


Fig. V.5: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°05)

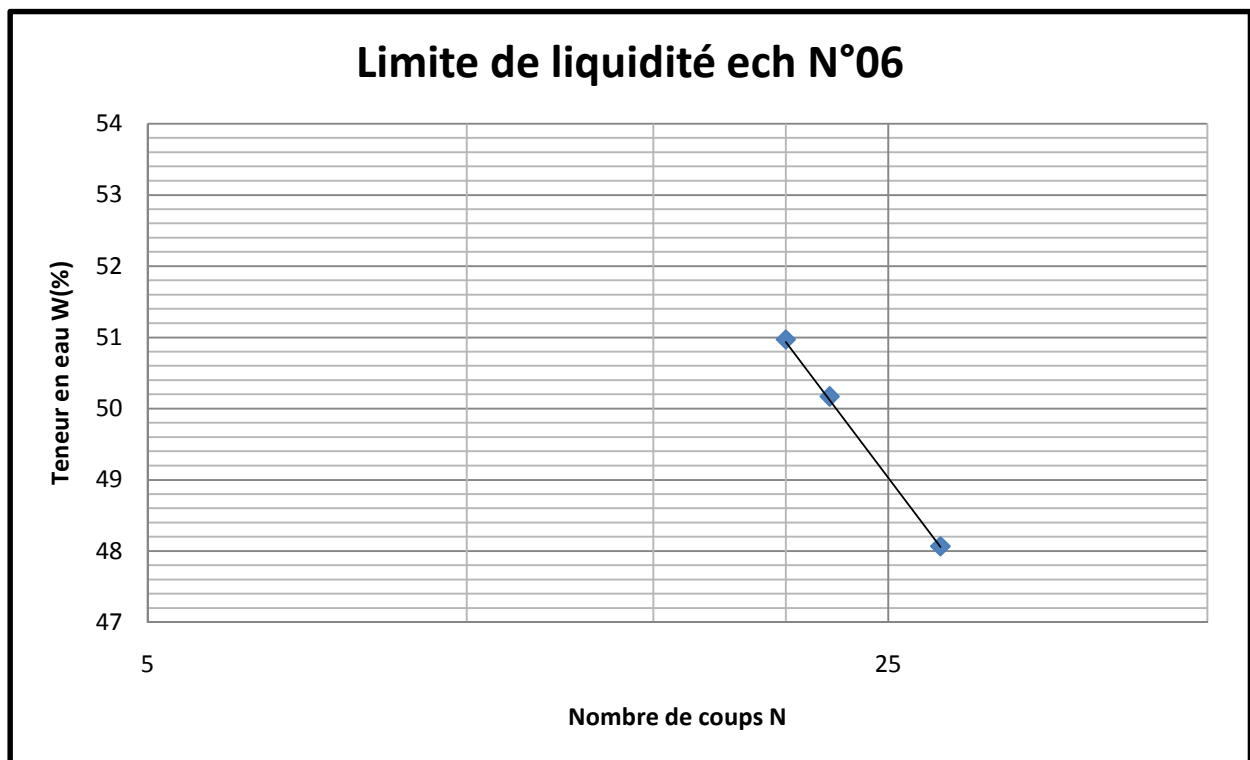


Fig. V.6: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°06)

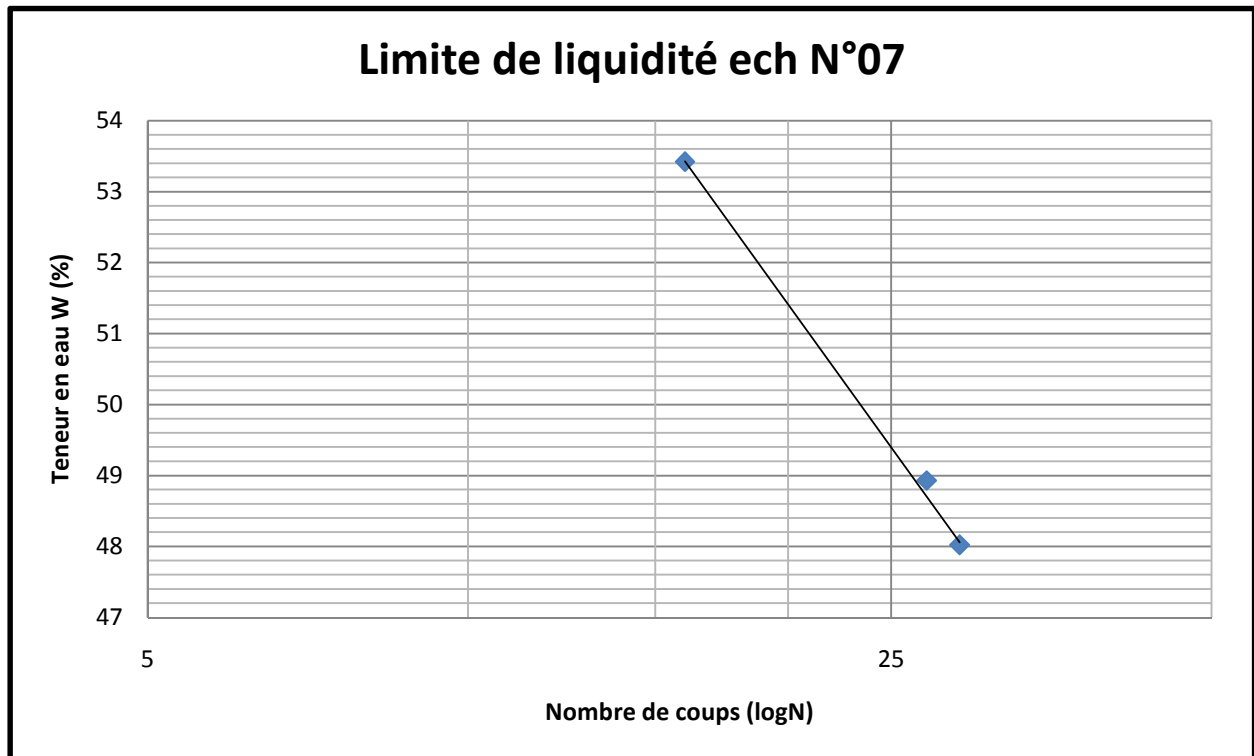


Fig. V.7: Courbe de limite de liquidité (échantillon N°07)

De ces courbes en déduit les limites de liquidités qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau. (V.11) : Résultats des limites de liquidité

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
$W_L(\%)$	50.53	42.75	41.75	53.62	40.4	49.05	49.36

6.1.1-Interprétations des résultats

Les limites de liquidités des échantillons N°02, 03, 05, 06 et 07 sont comprises entre 35% et 50%, selon Dakshanamurthy et Raman (1973), ce sont des sols caractérisés par un gonflement moyen et pour les échantillons N° 01 et 04, ce sont caractérisés par un gonflement élevé (voir Tableau. (V.12)).

Selon ce paragraphe, notre sol présente un gonflement (moyen ou élevé), ce qui veut dire que son volume augmente en augmentant la teneur en eau, donc y aura un détachement entre les particules (glissement).

Tableau. (V.12) : Tableau relatif à la limite de liquidité W_L

W_L	Appréciation
0 - 20	Non gonflant
20 - 35	Gonflement faible
35 - 50	Gonflement moyen
50 - 70	Gonflement élevé
70 - 90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique
D'après <i>Dakshanamurthy et Raman (1973)</i>	

6.2-Limites de plasticité

Après avoir réalisé 3 essais pour chaque échantillons, on calcul la teneur en eau comme indiqué précédemment, on fait la moyenne des 3 teneuses en eau et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.13) : Résultats des limites de plasticité

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
$W_p(\%)$	43.69	38.08	28.29	41.7	36.6	32.41	43.59

6.3-Indice de plasticité

Indice de plasticité est déterminé selon la formule suivante :

$$I_p = W_L - W_p \quad (\text{V.16})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.14) : Résultats des indices de plasticité

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
$I_p(\%)$	6.84	4.67	13.46	11.92	3.8	16.64	5.77

6.4-Interprétations des résultats et classifications

1-échantillon N°01

Pour cet échantillon son indice de plasticité est de 6.84 (%) et sa limite de liquidité est de 50.53 (%), selon l'abaque de Casagrande, il est classé dans les sols organiques très plastiques (Voir Fig. V.8).

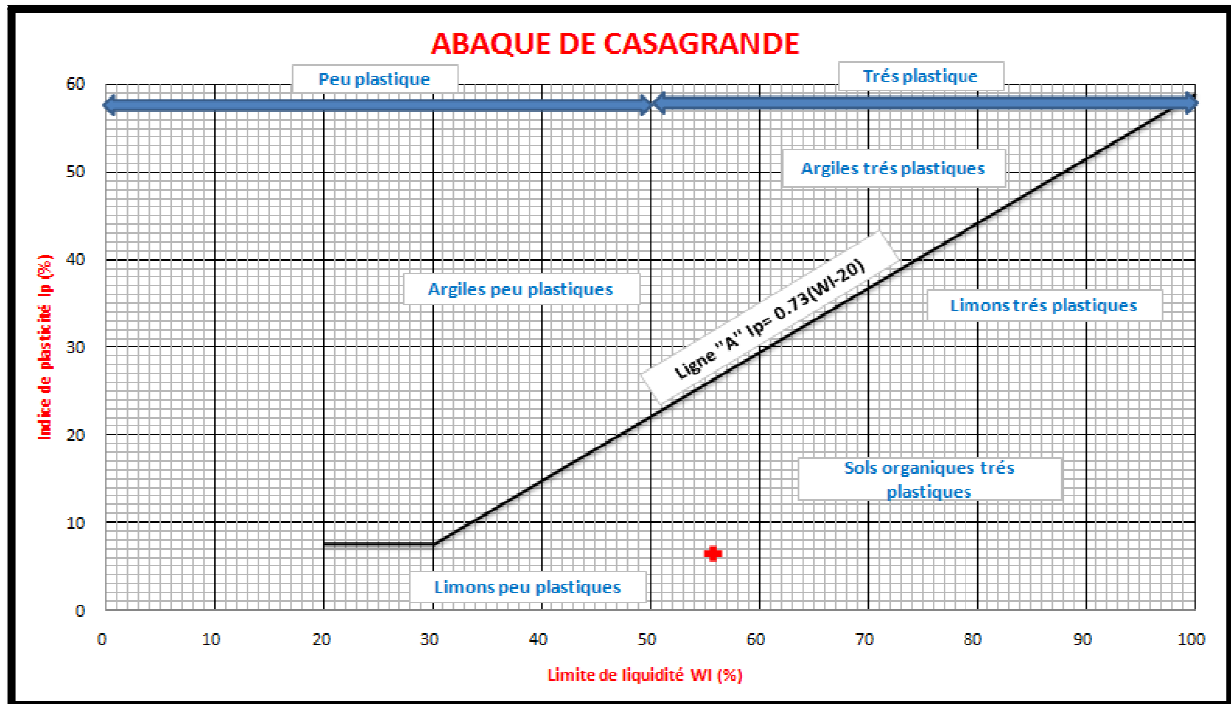


Fig. V.8: Classification de l'échantillon N°01

2-échantillon N°02

Pour cet échantillon son indice de plasticité est de 4.67(%) et sa limite de liquidité est de 42.75(%), selon l'abaque de Casagrande, il est classé dans les limons peu plastiques (Voir Fig. V.9).

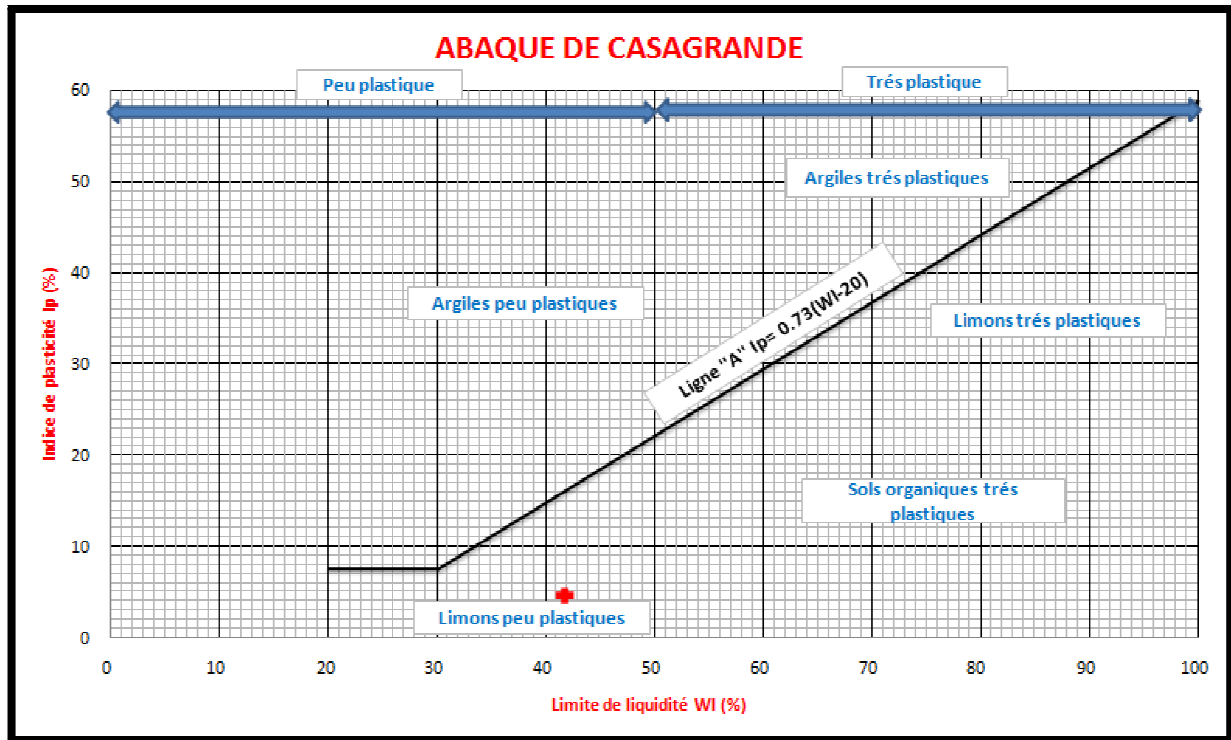


Fig. V.9: Classification de l'échantillon N°02

3-échantillon N°03

L'indice de plasticité de cet échantillon est de 13.46(%) et sa limite de liquidité est de 41.75(%) (Voir Fig. V.10), il est classé dans les limons peu plastiques selon l'abaque de Casagrande (voir figure suivante) et plus précisément, l'indice de plasticité est compris entre 7% et 17%, selon Atterberg, il est moyennement plastique (voir Tableau. (V.15))

Tableau. (V.15) : Tableau relatif à l'indice de plasticité

IP (%)	Appréciation
0	Plasticité nulle
<7	Peu plastique
7 - 17	Moyennement plastique
>17	Hautement plastique

D'après ATTERBERG

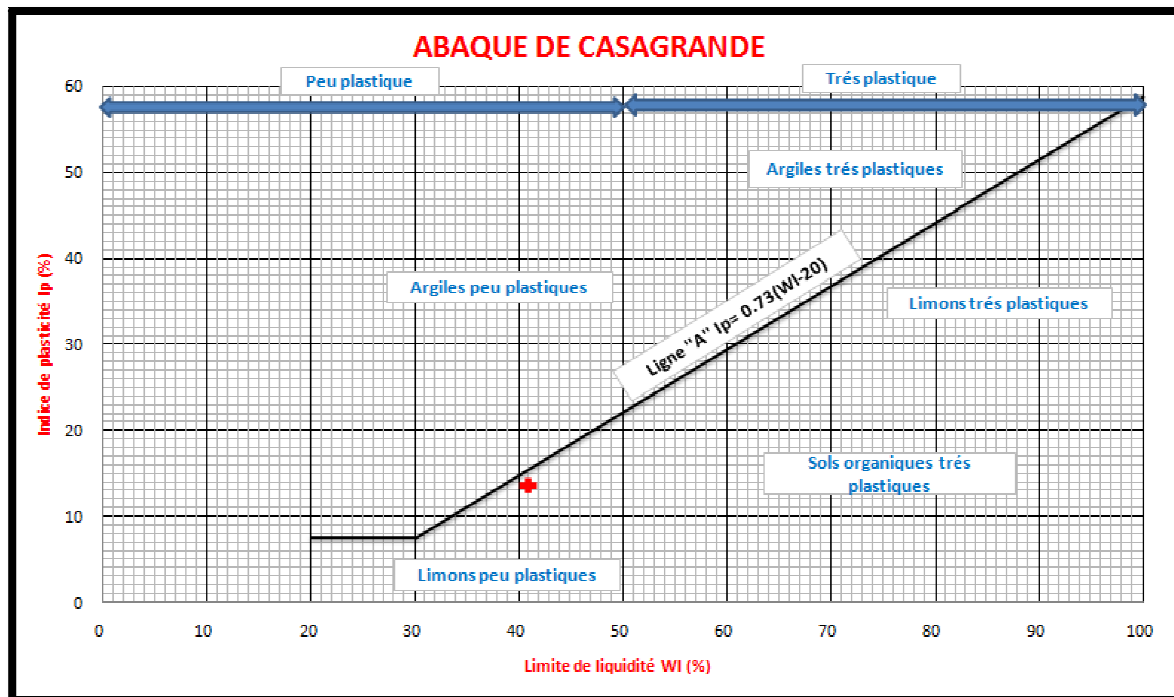


Fig. V.10: Classification de l'échantillon N°03

4-échantillon N°04

L'indice de plasticité de cet échantillon est de 11.92(%) et sa limite de liquidité est de 53.62(%) (Voir Fig. V.11), il est classé dans les sols organiques très plastiques selon l'abaque de Casagrande (voir Fig. V.11) et plus précisément, l'indice de plasticité est compris entre 7% et 17%, selon Atterberg, il est moyennement plastique (voir Tableau. (V.15)).

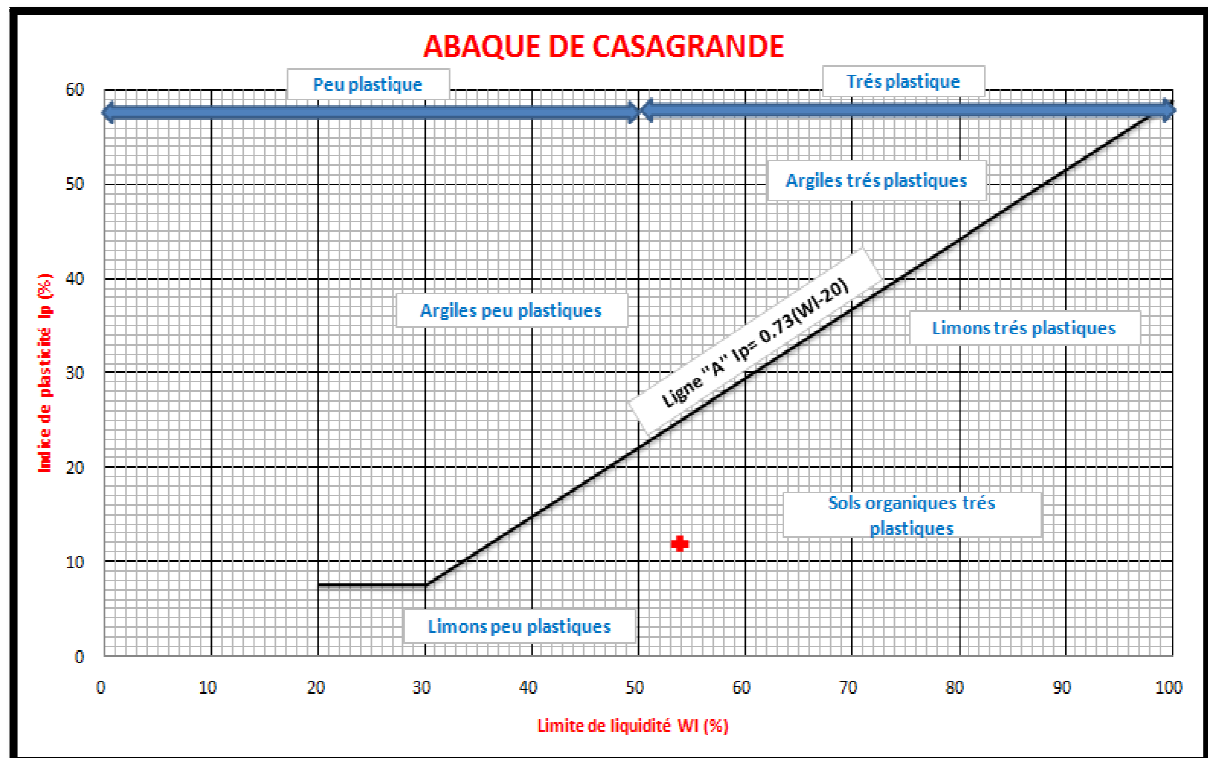


Fig. V.11: Classification de l'échantillon N°04

5-échantillon N°05

L'indice de plasticité de cet échantillon est de 3.8(%) et sa limite de liquidité est de 40.4(%), il est classé dans les limons peu plastiques selon l'abaque de Casagrande (voir Fig. V.12).

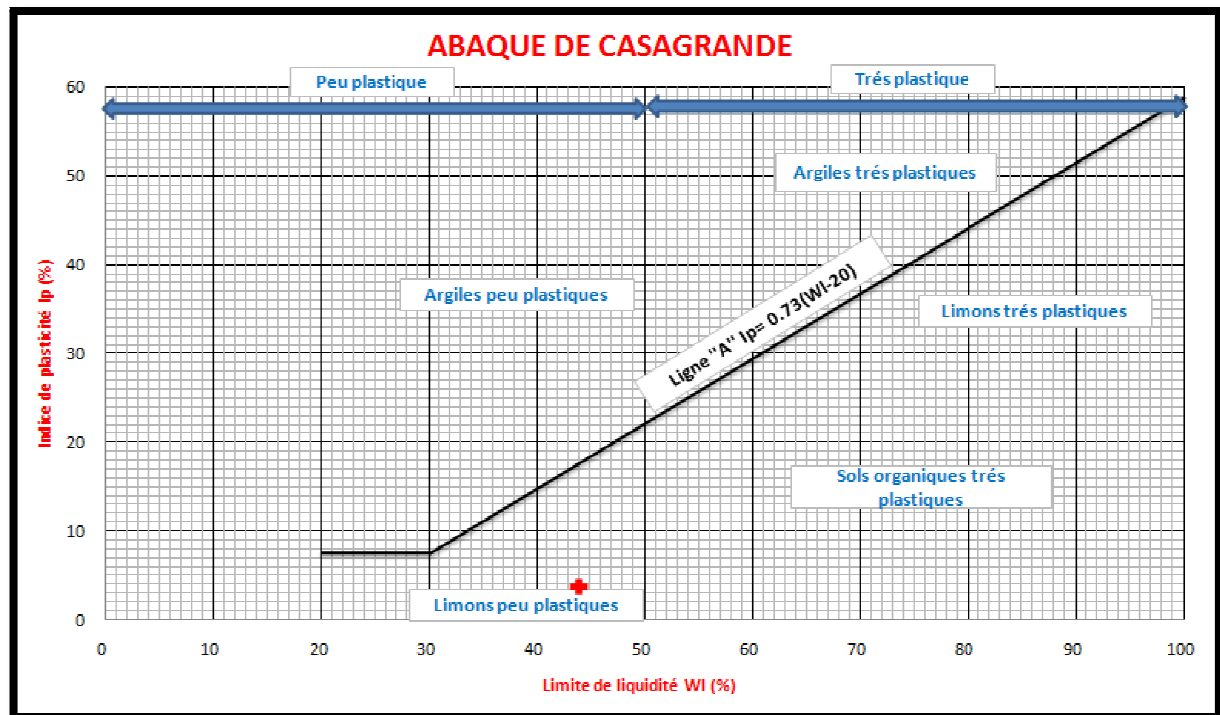


Fig. V.12: Classification de l'échantillon N°05

6-échantillon N°06

Pour cet échantillon son indice de plasticité est de 16.64 (%) et sa limite de liquidité est de 49.05 (%) (Voir Fig. V.13), selon l'abaque de Casagrande, il est classé dans les limons peu plastiques (voir figure suivante) et plus précisément, l'indice de plasticité est compris entre 7% et 17%, selon Atterberg, il est moyennement plastique (voir Tableau. (V.15)).

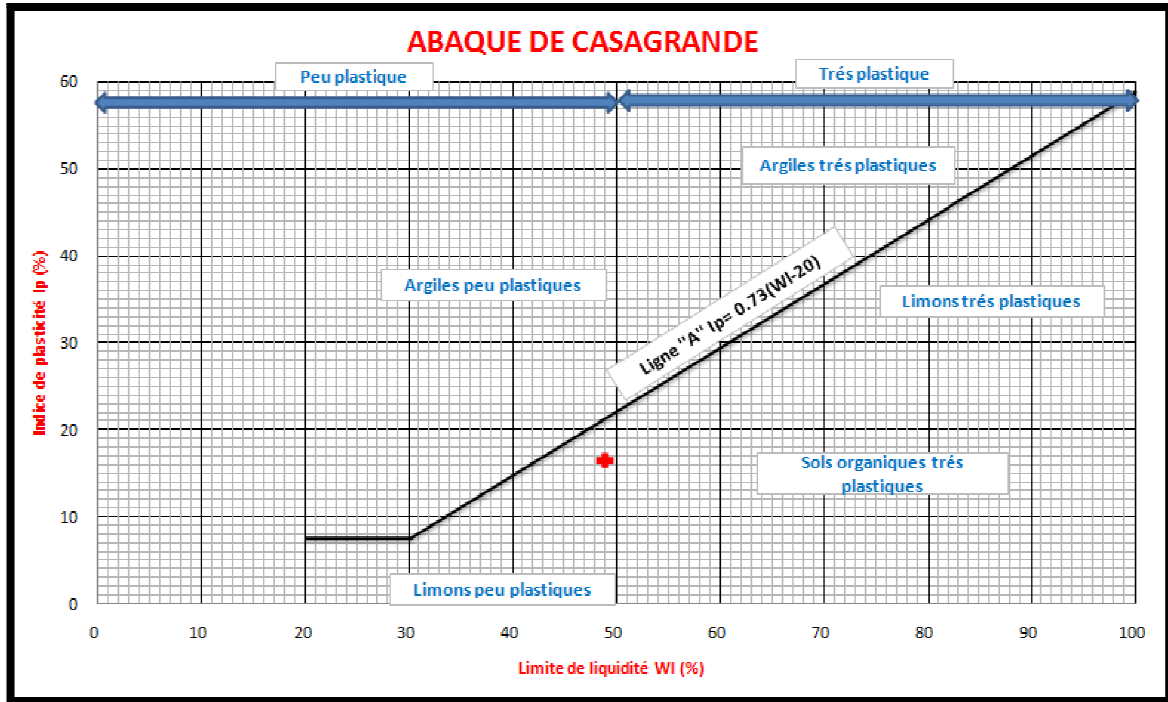


Fig. V.13: Classification de l'échantillon N°06

7-échantillon N°07

L'indice de plasticité de cet échantillon est de 5.77(%) et sa limite de liquidité est de 49.36(%), il est classé dans les limons peu plastiques selon l'abaque de Casagrande (voir Fig. V.14).

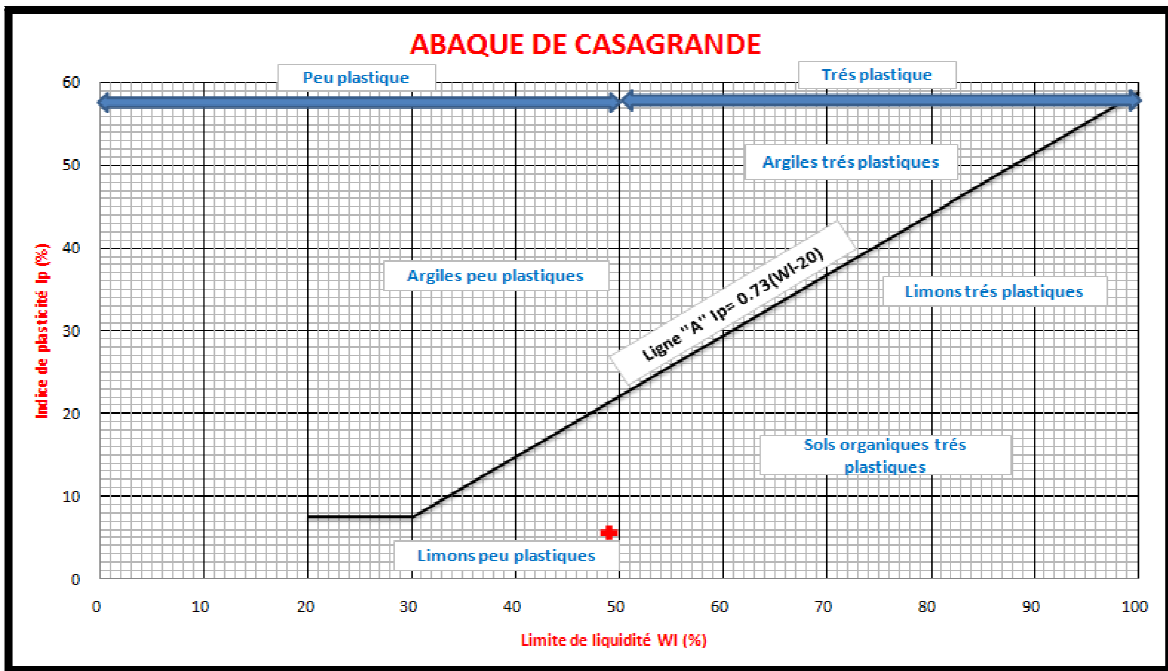


Fig. V.14: Classification de l'échantillon N°07

Tout les échantillons présentent une certaine plasticité (comme une pâte), donc les particules présentent des relations faible entre elles, ce qui rend le sol peut résistant surtout au frottement.

6.5-L'Activité (A)

D'après SKEMPTON (1953), l'Activité d'une argile est déterminée selon la formule suivante :

$$A = I_p / (\% \text{ d'éléments} < 2\mu\text{m}) \quad (\text{V.17})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.16) : Résultats de l'Activité

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
A	0.43	0.21	0.59	0.48	0.2	0.79	0.30

6.5.1-Interprétation des résultats

L'Activité de l'échantillon N°06 est comprise entre 0.75 et 1.25, Selon le tableau (V.17), l'argile de cet échantillon est normale, pour les échantillons N°01, 02, 04, 05 et 07 elle est comprise entre 0 et 0.5 donc c'est une argile inactive, enfin pour l'échantillon N°03, l'Activité est comprise entre 0.5 et .75 donc c'est une argile peu active.

Tableau. (V.17) : Tableau relatif à l'Activité

A_c	Dénomination
$0 < A_c < 0,5$	inactif
$0,5 < A_c < 0,75$	Peu actif
$0,75 < A_c < 1,25$	normal
$1,25 < A_c < 2$	actif
$2 < A_c$	Très actif

6.6-Indice de consistance

Indice de consistance est déterminé selon la formule suivante :

$$I_C = (W_L - W) / I_P \quad (\text{V.18})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.18) : Résultats des indices de consistance

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
I_C (%)	0.33	0.47	1.05	2.54	0.37	1.58	0.49

6.7-Indice de liquidité

L'indice de liquidité est déterminé selon la formule suivante :

$$I_L = (W - W_P) / I_P \quad (\text{V.19})$$

OU

$$I_C + I_L = 1 \Rightarrow I_L = 1 - I_C \quad (\text{V.20})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.19) : Résultats des indices de liquidité

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
I_L (%)	0.67	0.53	-0.05	-1.54	0.64	-0.58	0.51

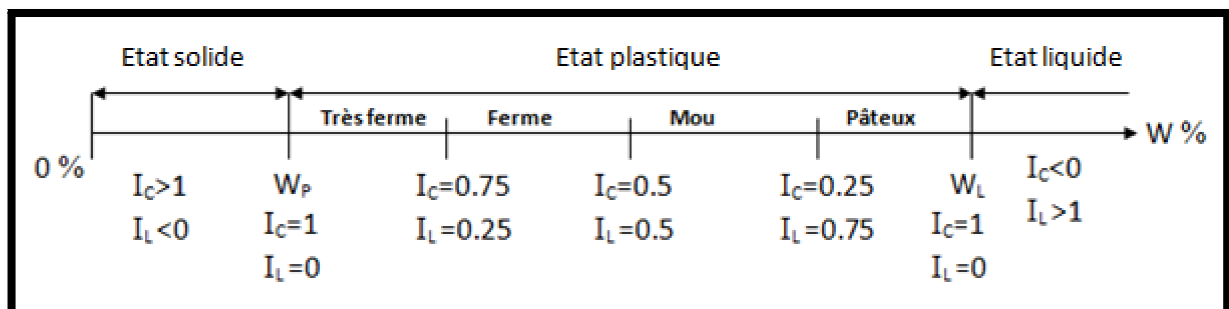
6.8-Classification en fonction des indices de consistances ou de liquidités et l'activité

La classification se fait à partir de l'indice de consistance selon le tableau (V.20) et la figure suivante (Voir Fig. V.15):

Tableau. (V.20) : Tableau relatif à l'indice de consistance

I_c	Appréciation
0 - 0.25	Pâteux
0.25 - 0.50	Mou
0.5 - 0.75	Ferme
0.75 - 1	Mi dur
>1	Dur

D'après ATTERBERG

**Fig. V.15: Désignation d'un sol argileux en fonction de son indice de consistance**

Selon ATTERBERG, la classification de ces échantillons est indiquée dans le tableau suivant:

Tableau. (V.21) : Etats des échantillons

Echantillons N°	1	2	3	4	5	6	7
Etats	Mou	Mou	dur	dur	Mou	dur	Mou

De ce tableau, les échantillons N°01, 02, 05, et 07 sont en état moux et les autres sont durs.

7- La granulométrie

7.1- La granulométrie par tamisage (NF. P94-056)

Pour avoir la courbe granulométrique, on calcule les refus cumulés après avoir pesé chaque refus d'un tamis, cela veut dire que le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé (soit R_1 la masse de ce refus) ainsi le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé (soit R_2 la masse de ce refus) donc la somme R_1+R_2 représente le refus cumulé sur le deuxième tamis.

Cette opération est poursuivie pour tous les autres tamis, puis on calcule les refus et les tamisats cumulés en pourcentage par la formule suivante :

1-Calcul du Refus en pourcentage

$$\text{Refus (\%)} = (R \times P) / 100 \quad (\text{V.21})$$

Avec : R : refus d'un tamis P : poids total de l'échantillon

2-Calcul du tamisat en pourcentage

$$\text{Tamisat (\%)} = 100 - \text{Refus (\%)} \quad (\text{V.22})$$

Après avoir réalisé un essai pour chaque échantillon, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. (V.22) : Résultats de la granulométrie par tamisage

Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	7
Tamis (mm)	Tamisat (%)						
20	97.78	100	100	100	100	100	100
10	97.5	98.41	99.74	99.29	100	100	98.98
5	96.77	97.25	98.55	98.39	97.69	99.16	98.63
2	95.31	95.84	96.59	97.14	92.71	97.54	96.8
1	93.28	94.47	93.87	94.52	87.56	95.5	93.85
0.4	79.12	92.06	86.55	86.59	80.2	90.83	88.32
0.2	68.15	90.03	77.43	80.24	76.39	85.5	84.4
0.1	61.79	88.76	70.26	76.26	73.88	81.2	82.07
0.08	60.95	88.42	68.91	75.56	72.01	80.34	81.56
fond	0	0	0	0	0	0	0

Ce tableau (Tableau. (V.22)) est interprété dans les courbes suivantes :

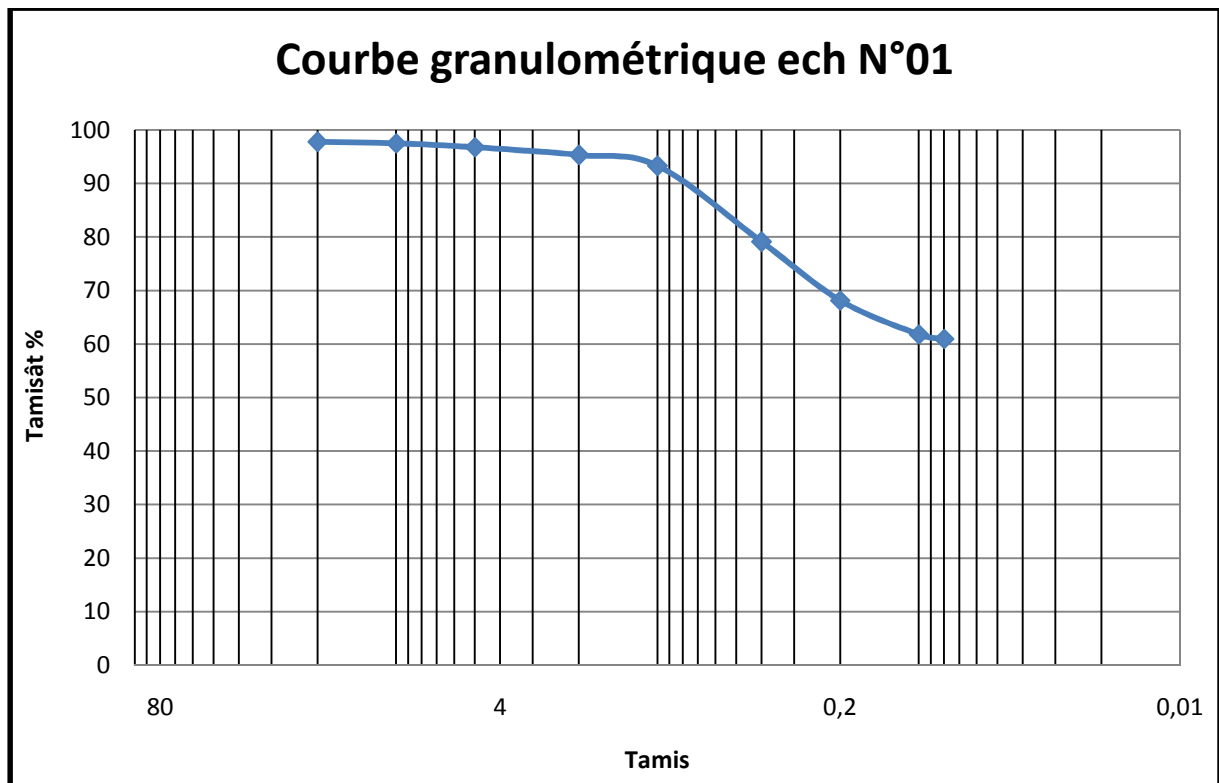


Fig. V.16: Courbe granulométrique ech N°01 (par tamisage)

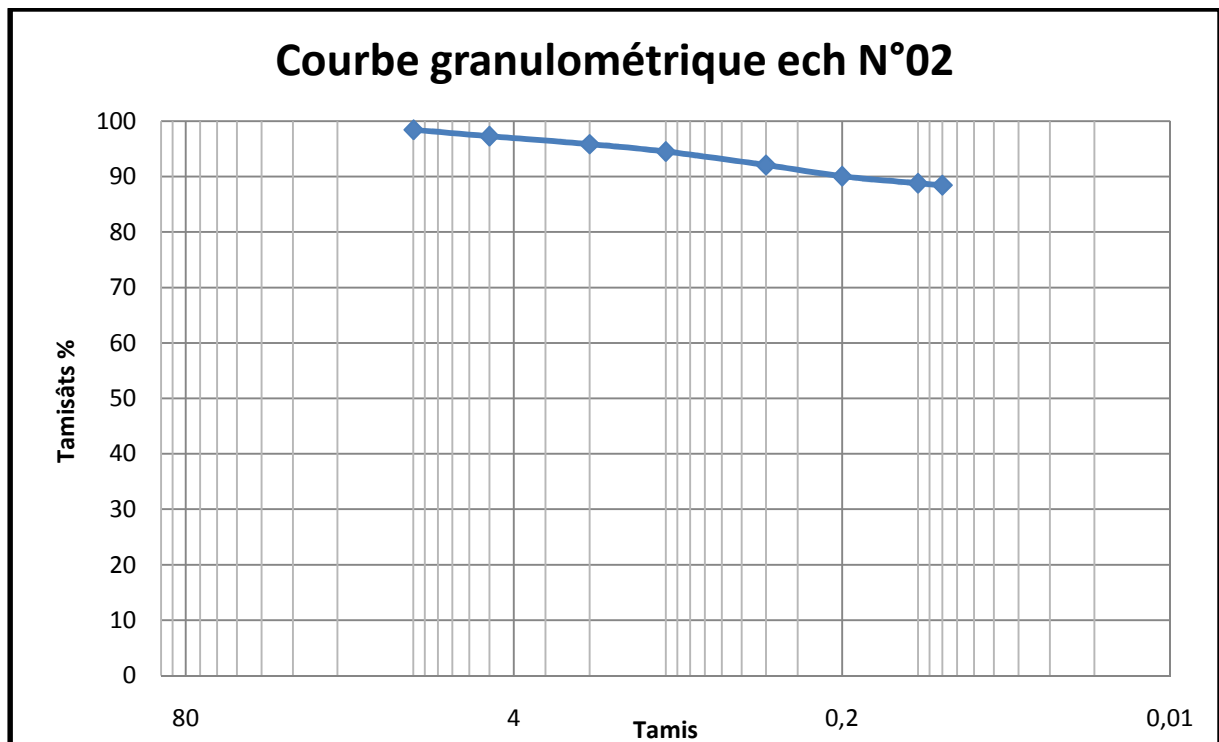


Fig. V.17: Courbe granulométrique ech N°02 (par tamisage)

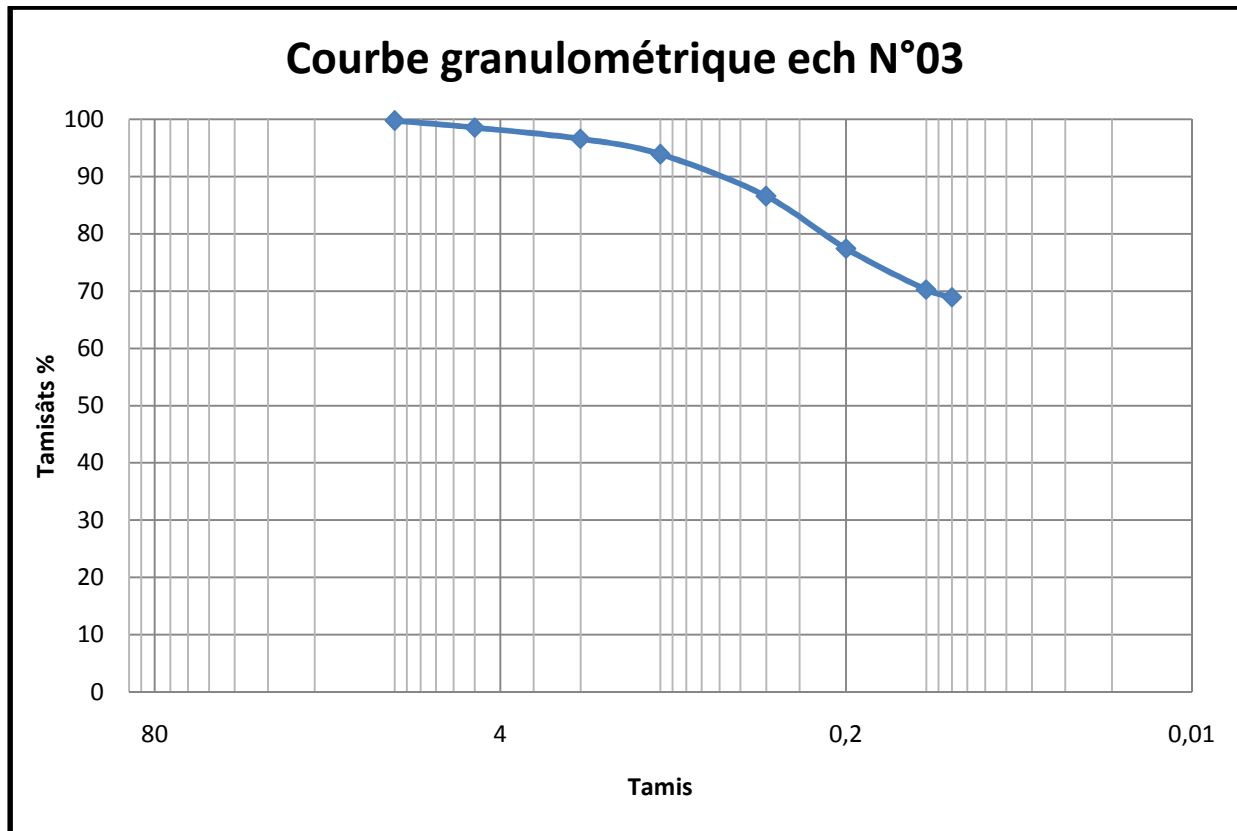


Fig. V.18: Courbe granulométrique ech N°03 (par tamisage)

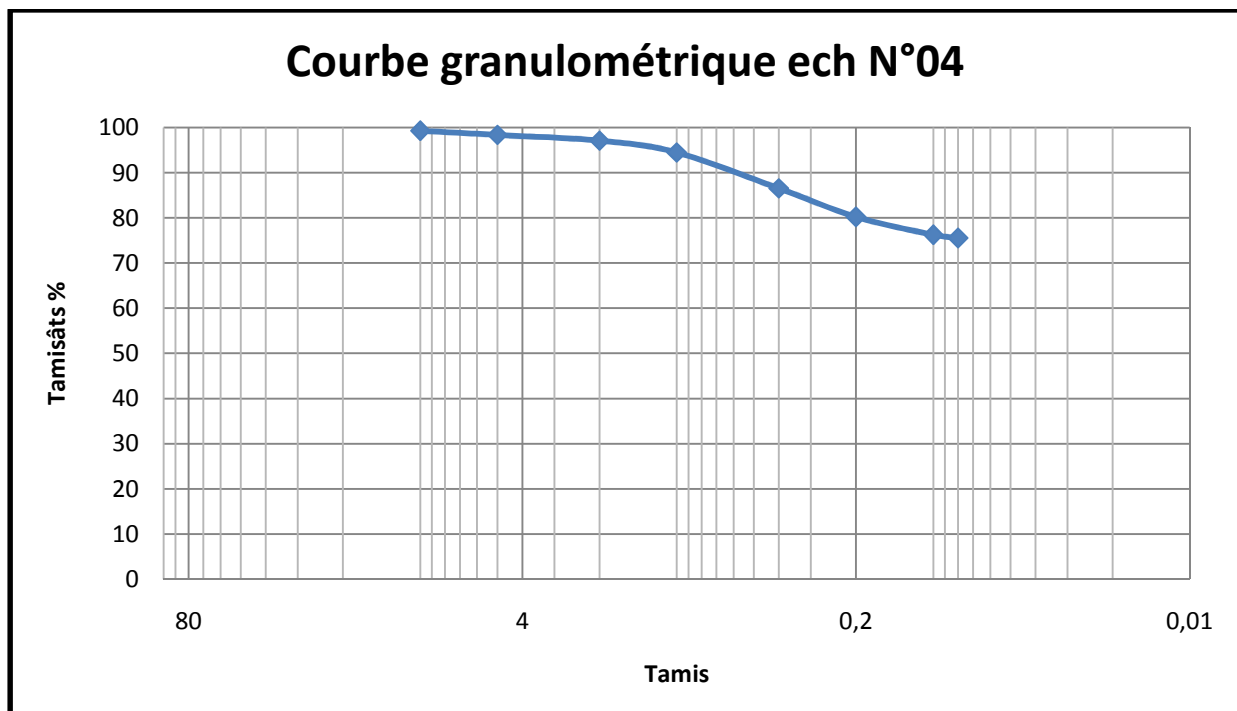


Fig. V.19: Courbe granulométrique ech N°04 (par tamisage)

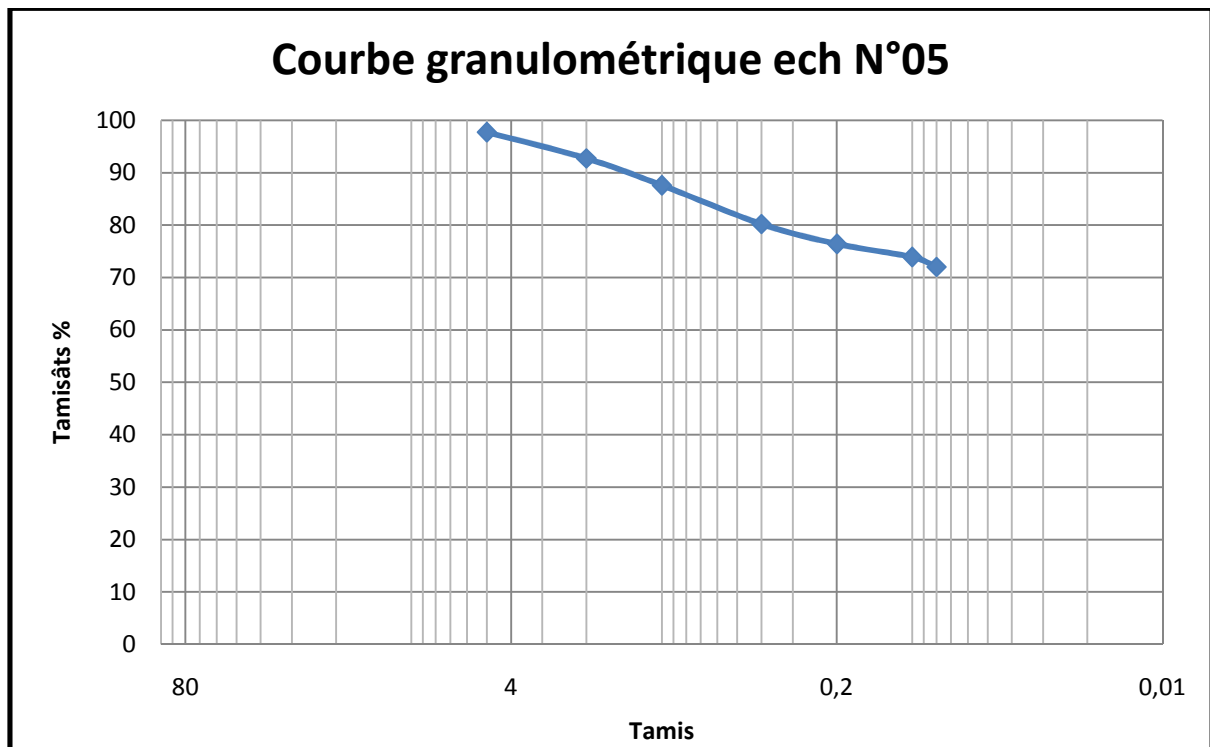


Fig. V.20: Courbe granulométrique ech N°05 (par tamisage)

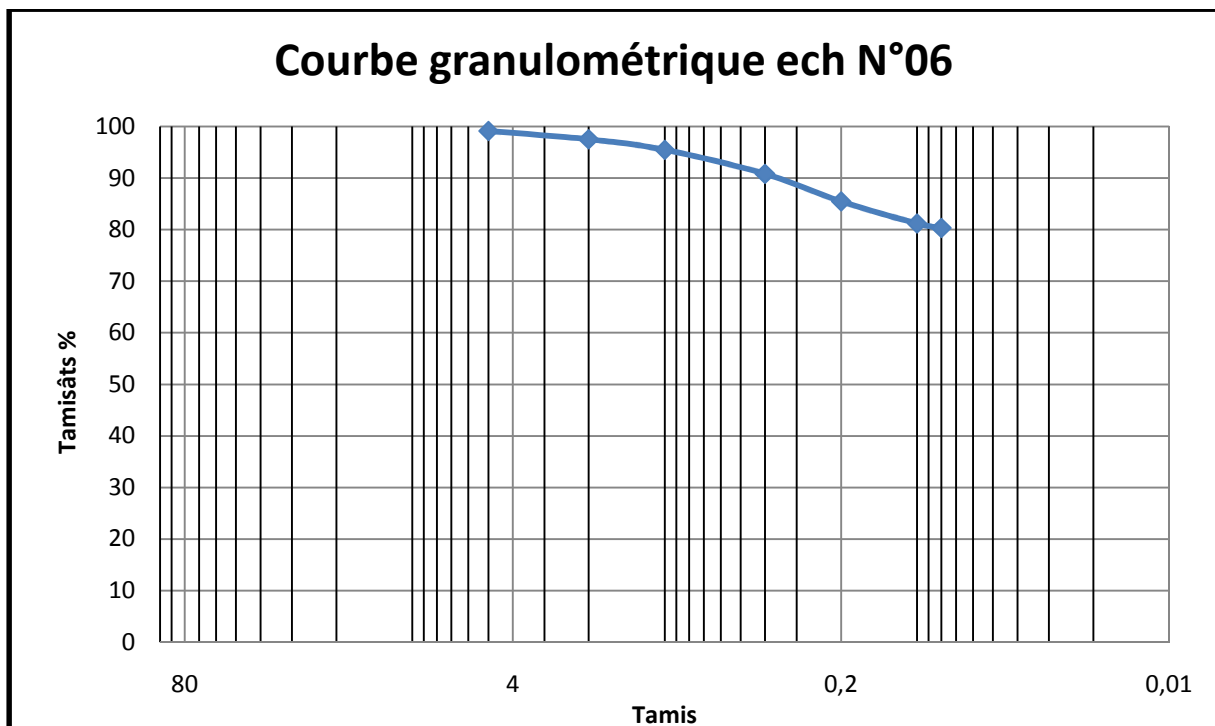


Fig. V.21: Courbe granulométrique ech N°06 (par tamisage)

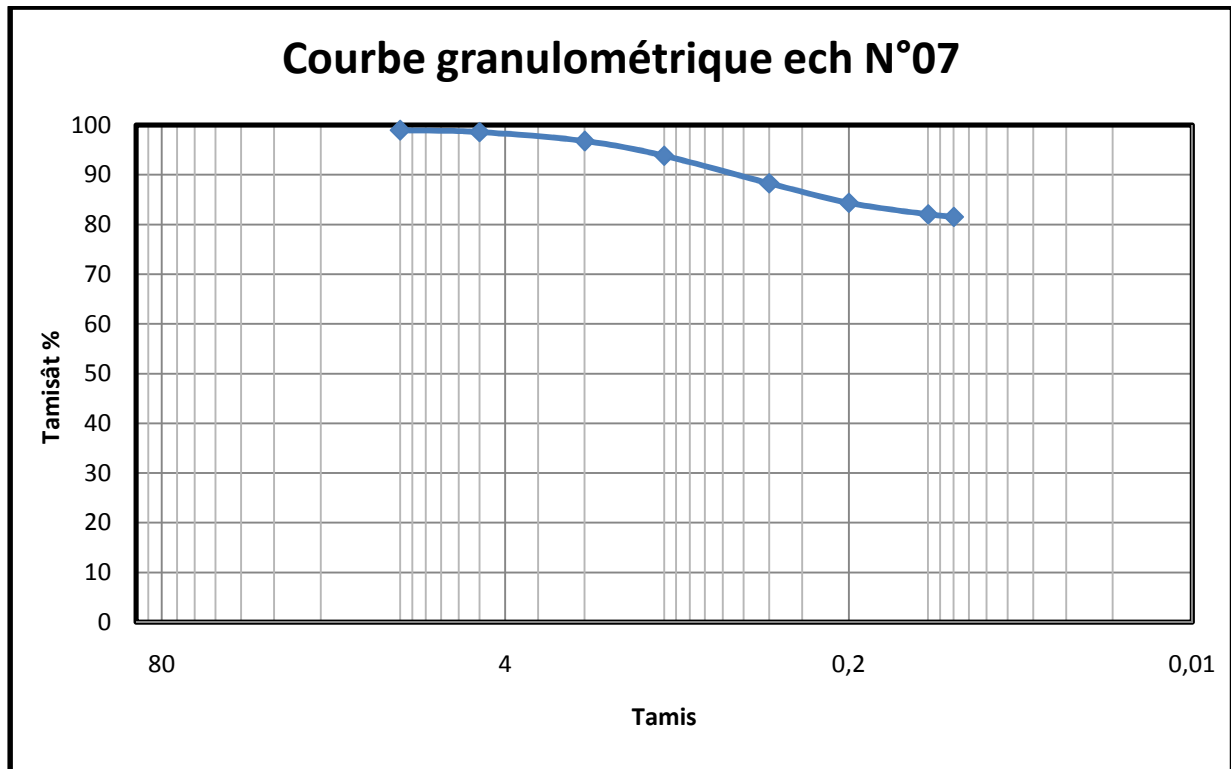


Fig. V.22: Courbe granulométrique ech N°07 (par tamisage)

8.1.1-Interprétation des résultats

De ces courbes, pour tous les échantillons, le pourcentage des passants à $80\mu\text{m}$ est supérieur à 50%, d'après L.C.T.P (voir Tableau. (V.23), ce sont des sols fins, donc la perméabilité est faible, ce qui rend le sol réserve l'eau et ne le laisse pas à s'infiltrer.

La présence d'eau provoquera une diminution de la résistance du sol, l'augmentation de la plasticité ainsi la variation du volume donc le gonflement.

Tableau. (V.23) : Tableau relatif au pourcentage des passants à 80μ

Pourcentage des passants à 80μ	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol pulvérulent
D'après L.C.T.P	

7.2- La granulométrie par sédimentométrie (NF. P94-051)

Après avoir réalisé un essai pour chaque échantillon et à chaque mesure le nombre de graduation (R) correspondant est relevé ainsi la densité (r), on intègre un certain nombre de correction à un instant (t) qui sont :

- 1-**Ct** : correction due aux variations de température au cours de l'essai ;
- 2-**Cm** : correction due à la hauteur du ménisque ;
- 3-**Cd** : correction due au défloculant.

La lecture corrigée prend en compte l'ensemble de ces corrections et s'exprime par :

$$R_c = R + m \quad (\text{V.23})$$

Avec

$$m = C_t + C_m + C_d \quad (\text{V.24})$$

Ensuite, on calcul le diamètre (D) des particules on utilisant la loi de Stokes qui donne la vitesse de chute des particules sphérique dans un liquide, ceci peut s'écrire pour un liquide et un solide donné comme suit :

$$D = K (Hr/t)^{1/2} \quad (\text{V.25})$$

avec

$$K^2 = 18\eta / (\gamma_s - \gamma_w) \quad (\text{V.26})$$

Avec :

D : diamètre de la particule en mètres ;

Hr : profondeur du centre de poussée dans la suspension à l'instant (t) ;

η : viscosité dynamique de la solution, celle-ci est en fonction température (Tableau. (V.24)) ;

γ_s : poids volumique de l'eau (10KN/m³) ;

γ_w : poids volumique des grains solides.

Tableau. (V.24) : Viscosité dynamique en fonction de la température

Température $\theta^{\circ}\text{C}$	Viscosité dynamique 10^{-3}Pa.s	Température $\theta^{\circ}\text{C}$	Viscosité dynamique 10^{-3}Pa.s
10	1.307	21	0.9779
11	1.271	22	0.9548
12	1.235	23	0.9325
13	1.202	24	0.9111
14	1.169	25	0.8904
15	1.139	26	0.8705
16	1.109	27	0.8513
17	1.081	28	0.8327
18	1.053	29	0.8148
19	1.027	30	0.7975
20	1.002	31	0.7808

Enfin, on calcule les tamisats cumulés en pourcentage (%) des grains de diamètre inférieur à D par la formule suivante :

$$\text{Tamisats \%} = \frac{V \cdot \gamma_s \cdot R_c \cdot \gamma_w}{10 \cdot P (\gamma_s - \gamma_w)} \quad (\text{V.27})$$

Avec :

V : volume de la suspension (en m^3) ;

Rc : lecture corrigée.

De la même procédure, on calcul les tamisats pour les autres diamètres et les résultats sont donnés dans les courbes suivantes :

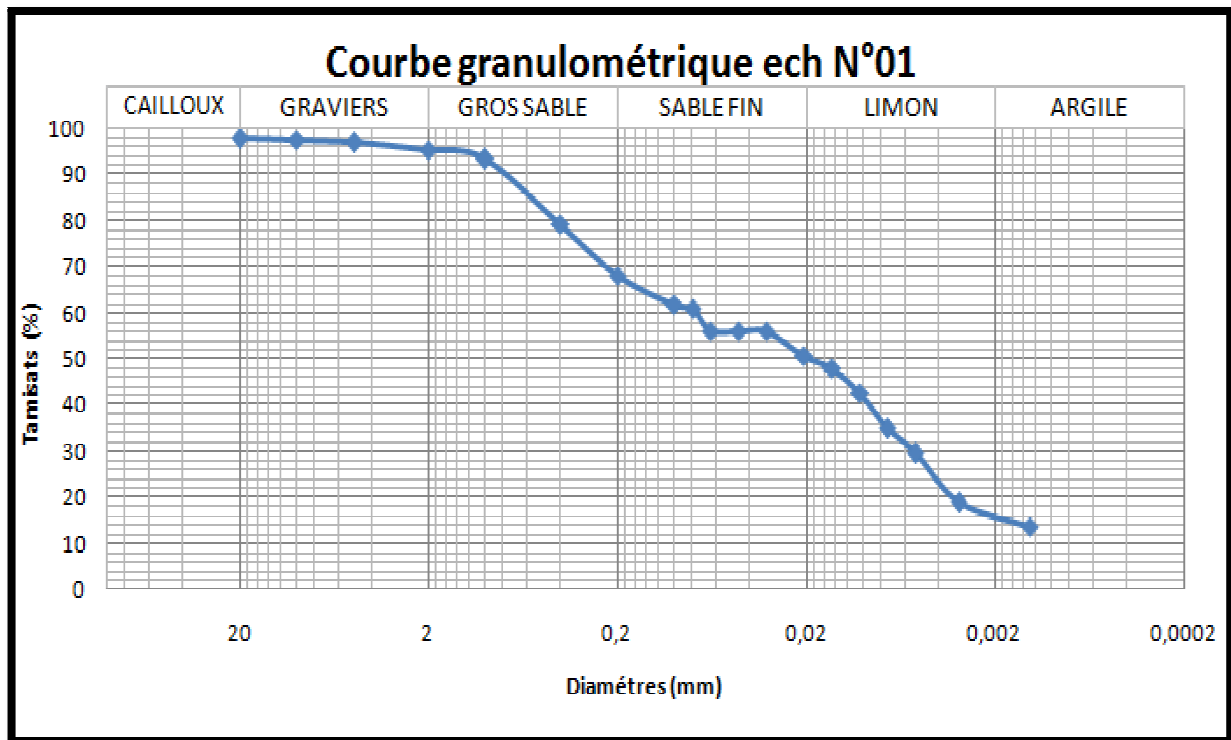


Fig. V.23: Courbe granulométrique ech N°01

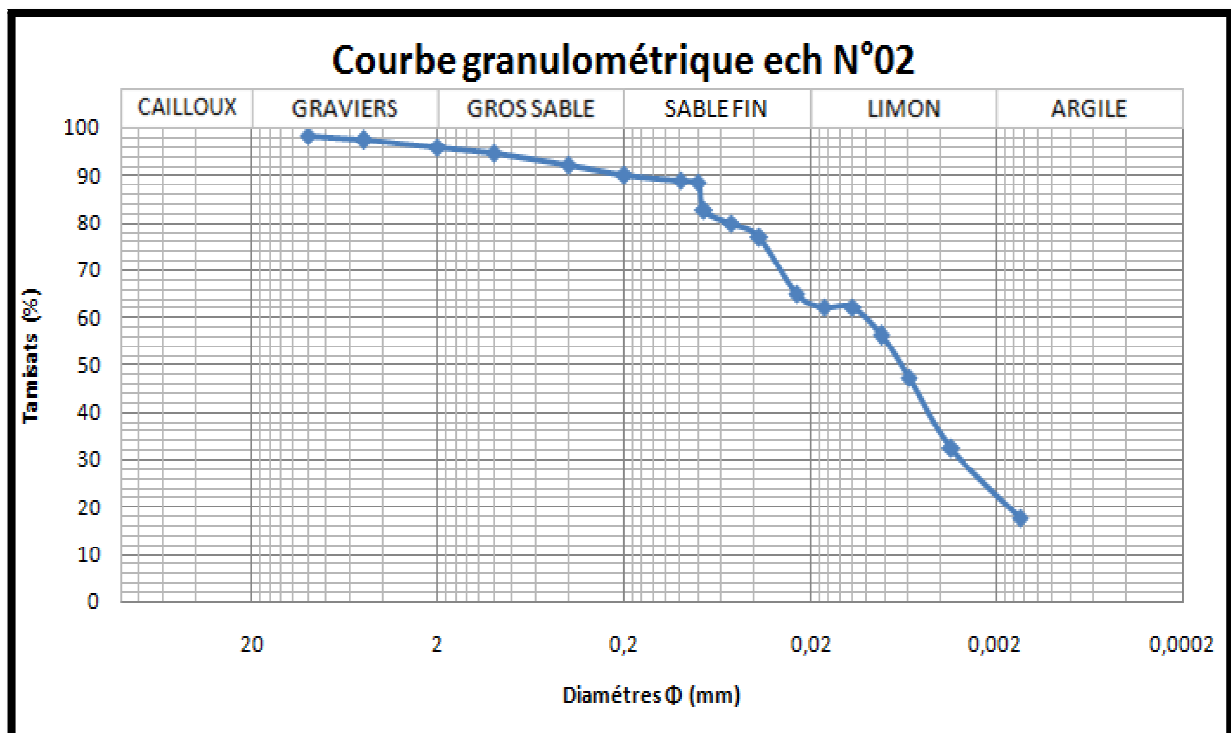


Fig. V.24: Courbe granulométrique ech N°02

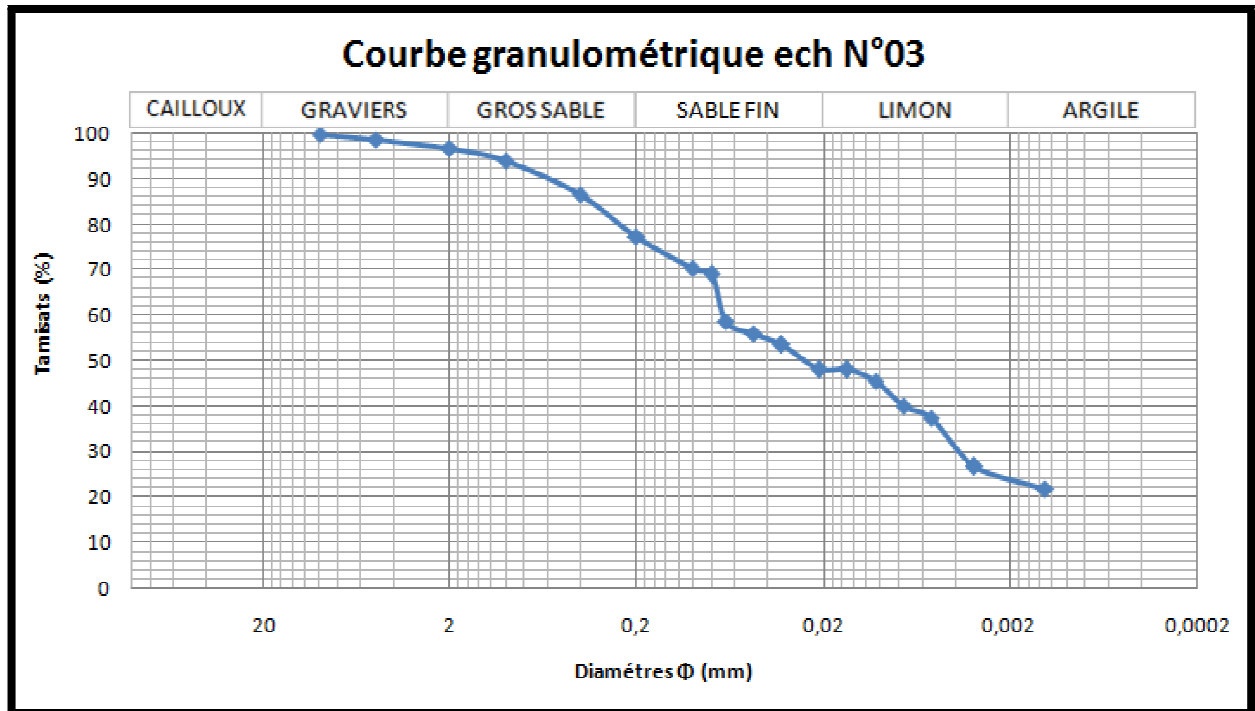


Fig. V.25: Courbe granulométrique ech N°03

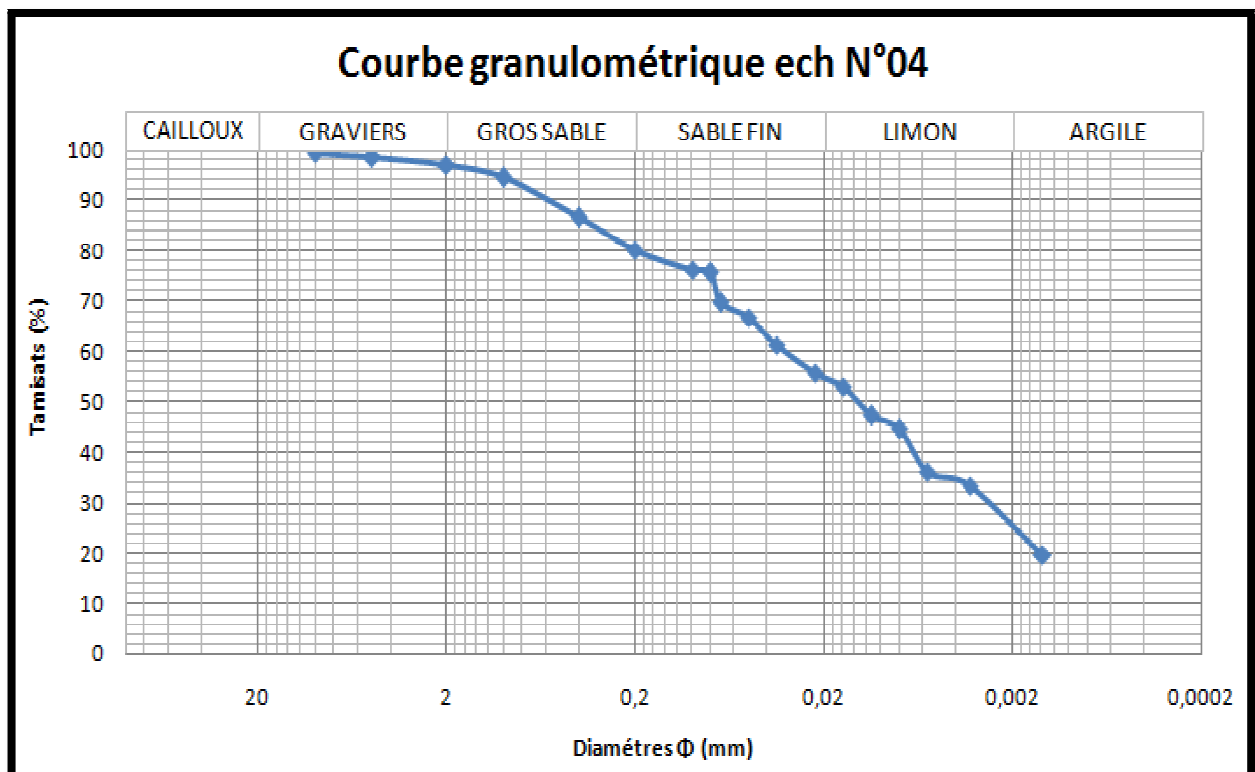


Fig. V.26: Courbe granulométrique ech N°04

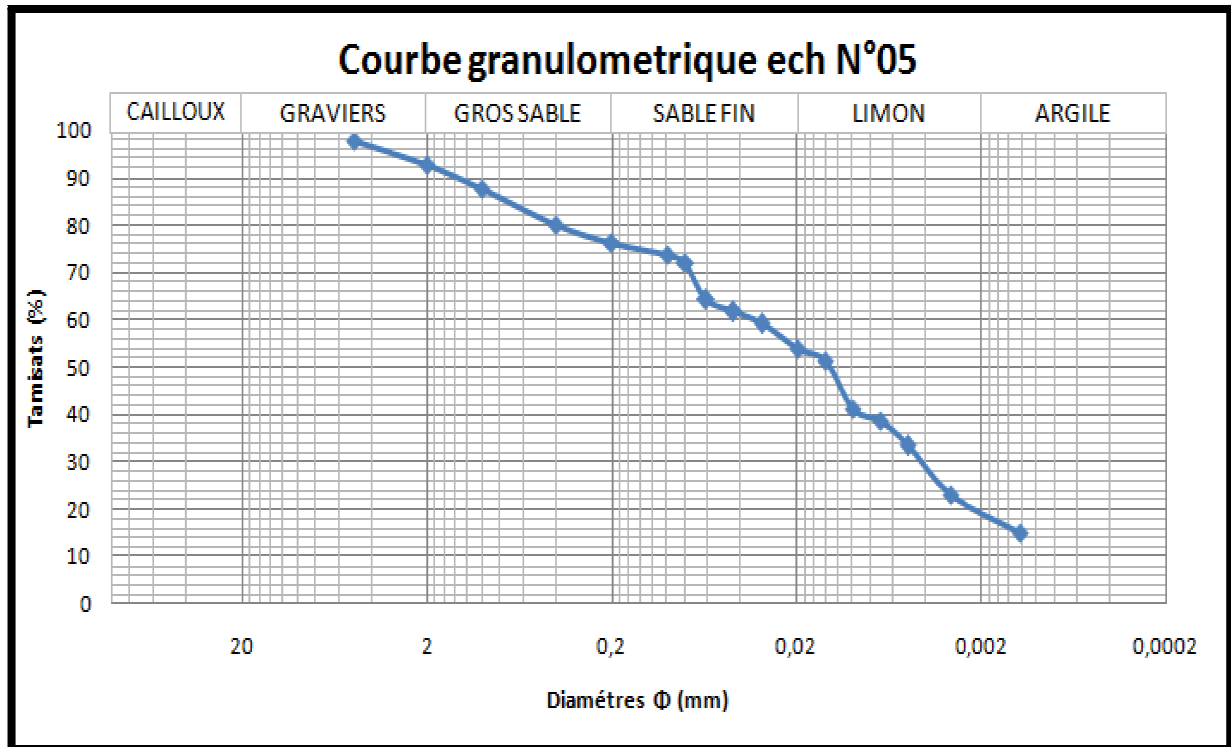


Fig. V.27: Courbe granulométrique ech N°05

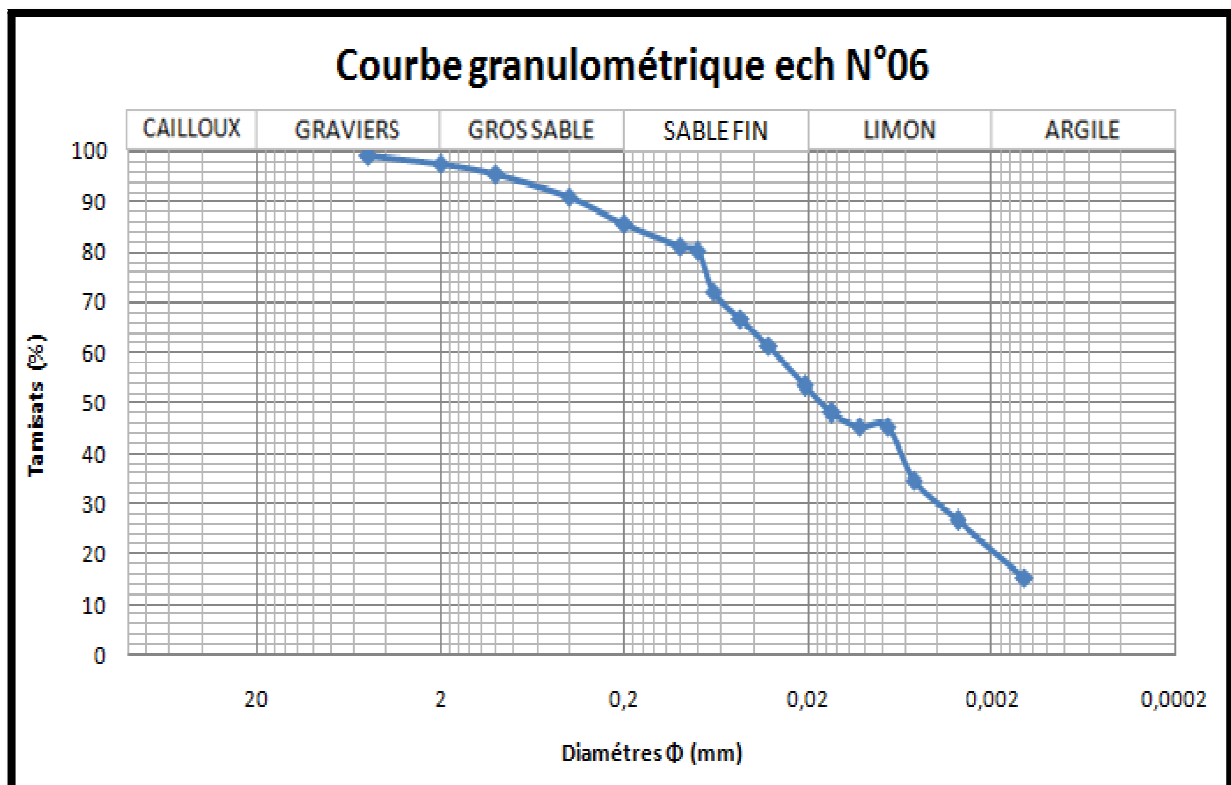


Fig. V.28: Courbe granulométrique ech N°06

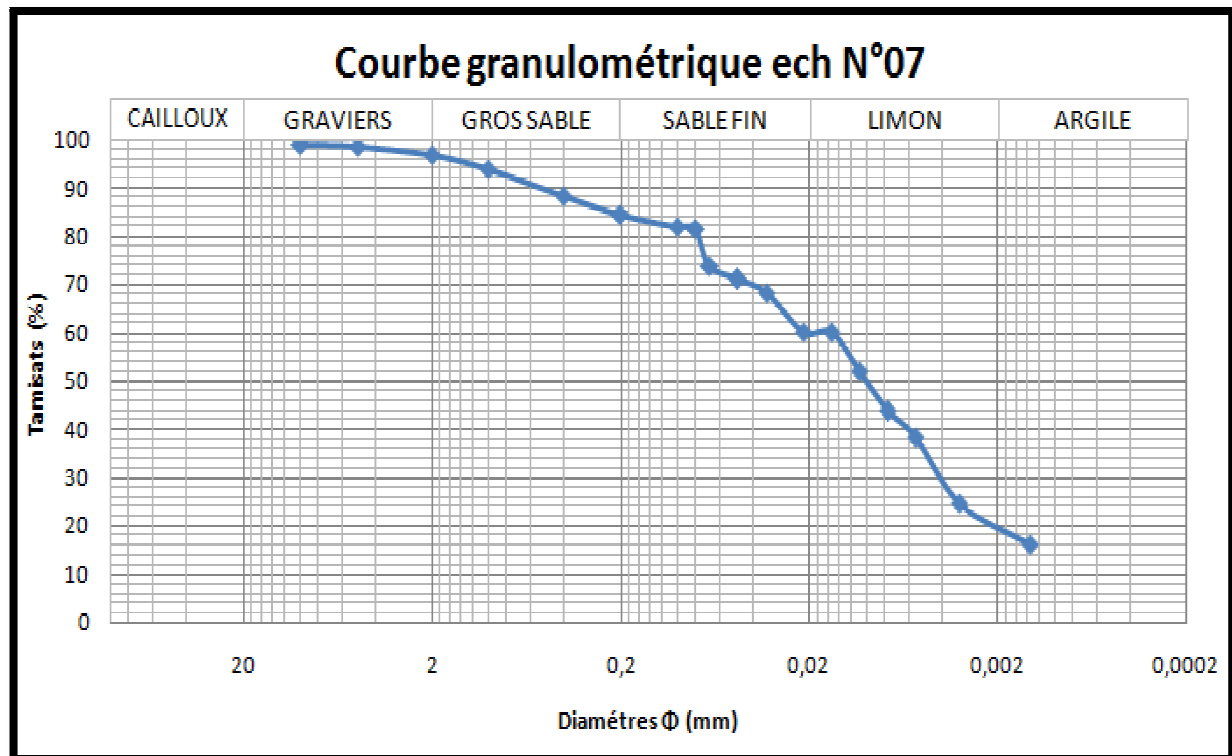


Fig. V.29: Courbe granulométrique ech N°07

7.3-Interprétation des résultats

Les courbes granulométriques obtenues sont des granulométries étalées et elles montrent que tous les échantillons sont constitués de graviers, gros sable, sable fin, limon et argile où les quantités de chaque constituant varient d'un échantillon à un autre.

Les quantités d'argile varient entre 16% celle de l'échantillon N°01 et 25% celle de l'échantillon N°04 par contre les quantités de limon varient entre 25% celle de l'échantillon N°03 et 41% celle de l'échantillon N°07.

La présence des argiles et des limons rend le sol plastique et gonflant, ces deux caractéristiques favorisent le glissement car en présence de ces derniers le sol devient moins résistant.

II- Les caractéristiques mécaniques

1-Les essais de cisaillement (NF. P94-071-1)

Le principe de l'interprétation des résultats des essais de cisaillement est de tracer 3 courbes qui sont :

- 1-la contrainte de cisaillement (τ) en fonction de déformation horizontale (ϵ_h) ;
- 2 -la déformation verticale (ϵ_v) en fonction de déformation horizontale (ϵ_h) ;
- 3- la contrainte de cisaillement (τ) en fonction de la contrainte normale (σ).

Pour calculer la contrainte de cisaillement, on suit la formule suivante :

$$\tau = \frac{La.0,162}{Sc} \quad (V.28)$$

Avec : Sc : section qui est égale à

$$Sc = l (l - \Delta L) \quad (V.29)$$

Avec : l : est le côté de la boîte de casagrande qui est égale à 60mm

ΔL : est la variation du côté de la boîte de casagrande.

$$\epsilon_h = \Delta L / l \quad (V.30) \quad \text{Et} \quad \epsilon_v = \Delta v / v \quad (V.31)$$

Avec : v : volume de la boîte de casagrande (60x60x20) mm.

Δv : la variation du volume de la boîte de casagrande qui est égale à $\Delta h \times$ Section la boîte de casagrande.

Après avoir réalisé 3 essais de différente contrainte normale (1,2 et 3 bars) pour chaque échantillon, les résultats sont donnés dans les courbes suivantes :

1.1-Courbes de cisaillement

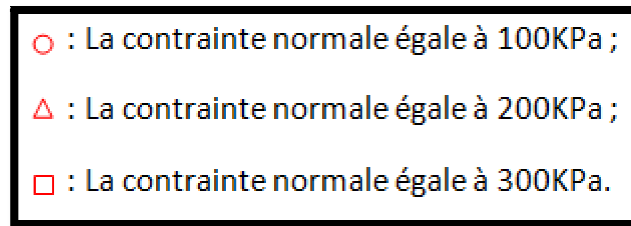


Fig. V.30: Légende des courbes de cisaillement

1.1.1-Echantillons N°01

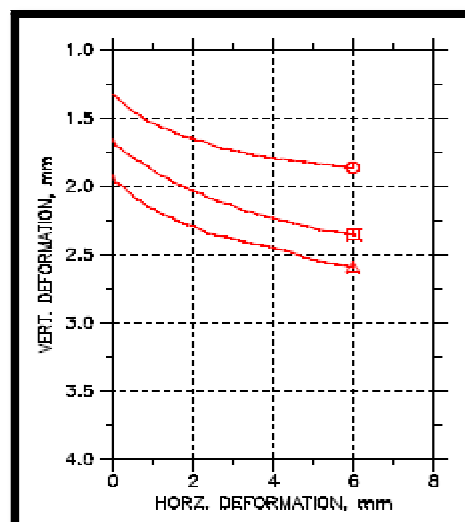
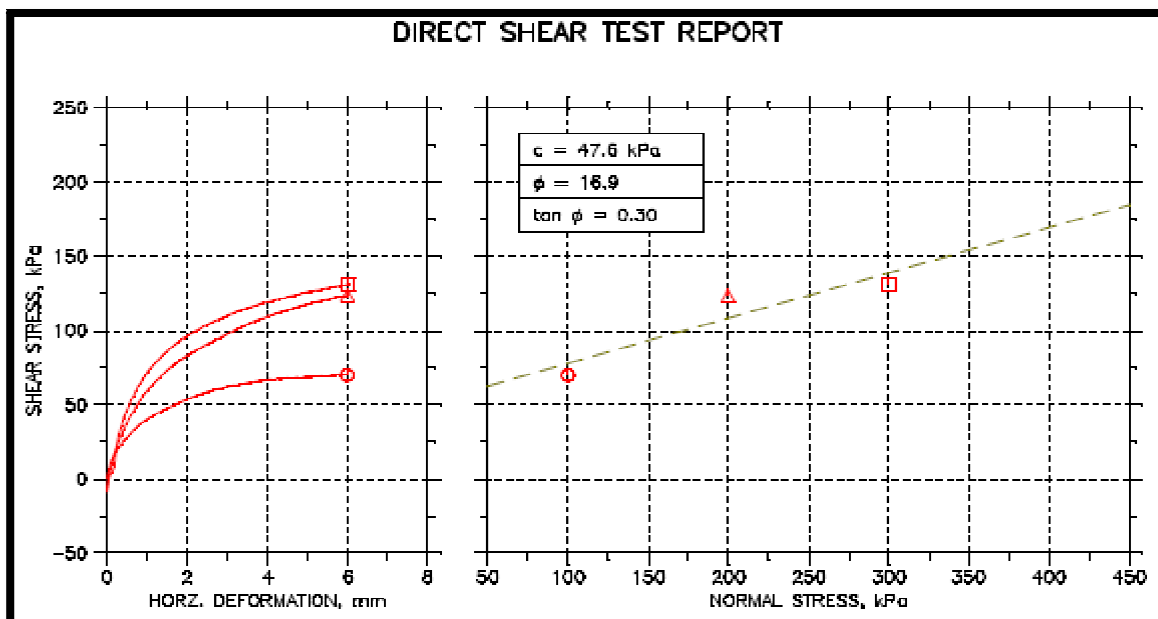


Fig. V.31: Courbes de cisaillement (échantillon N°01)

De la courbe intrinsèque, la cohésion (c') de l'échantillon N°01 est de 47.6KPa et l'angle de frottement interne (ϕ') est de 16.9° , c'est un sol cohérent et peu frottant, ce la veut dire qu'il y a des enchevêtrements entre les particules et des frottements faibles, donc le glissement est favorisé.

1.1.2-Echantillons N°02

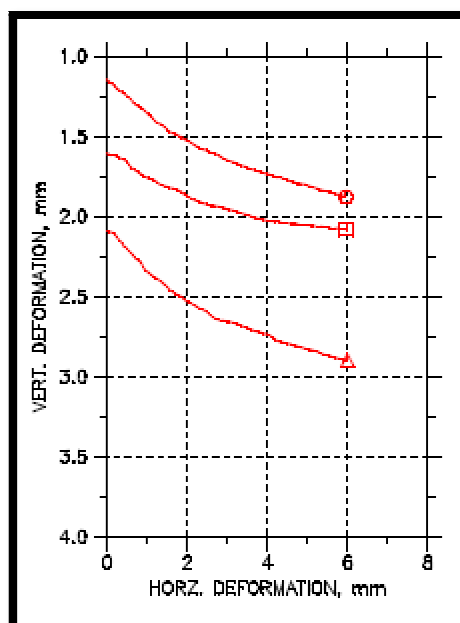
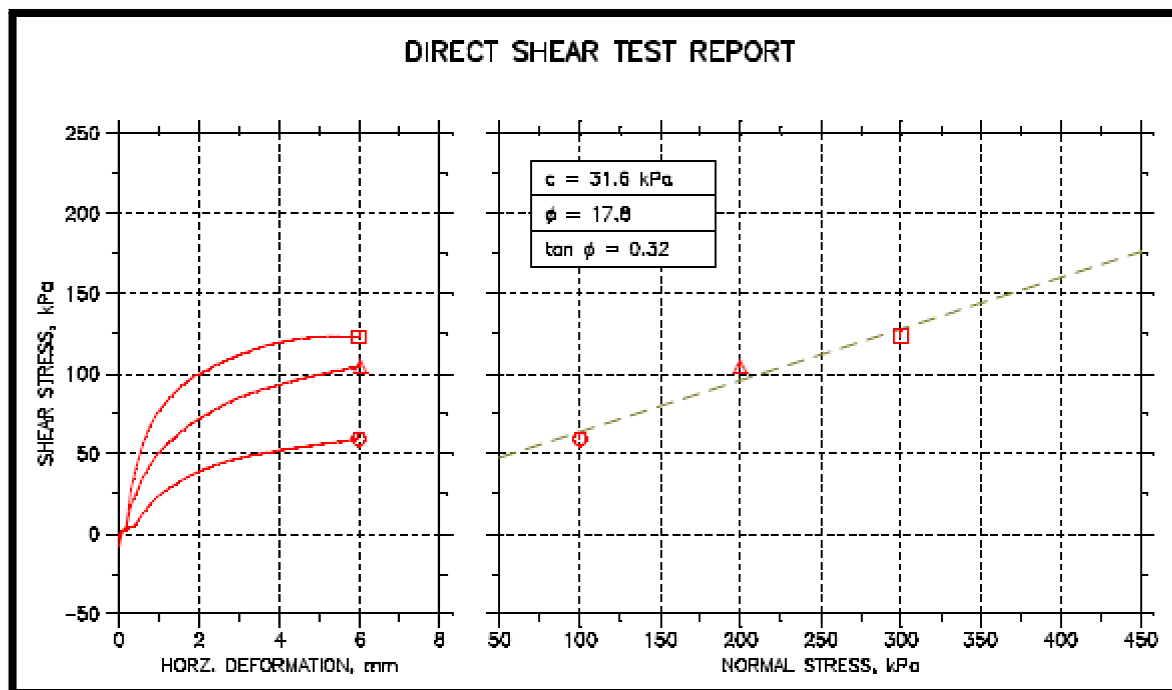


Fig. V.32: Courbes de cisaillement (échantillon N°02)

La courbe intrinsèque résultant de l'échantillon N°02 donne un sol à une cohésion (c') de 31.6KPa et l'angle de frottement interne (ϕ') est de 17.8°, c'est un sol cohérent et peu frottant, donc le glissement est favorisé.

1.1.3-Echantillons N°03

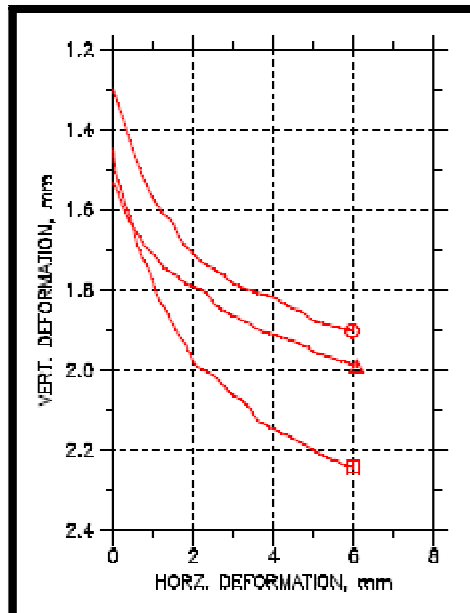
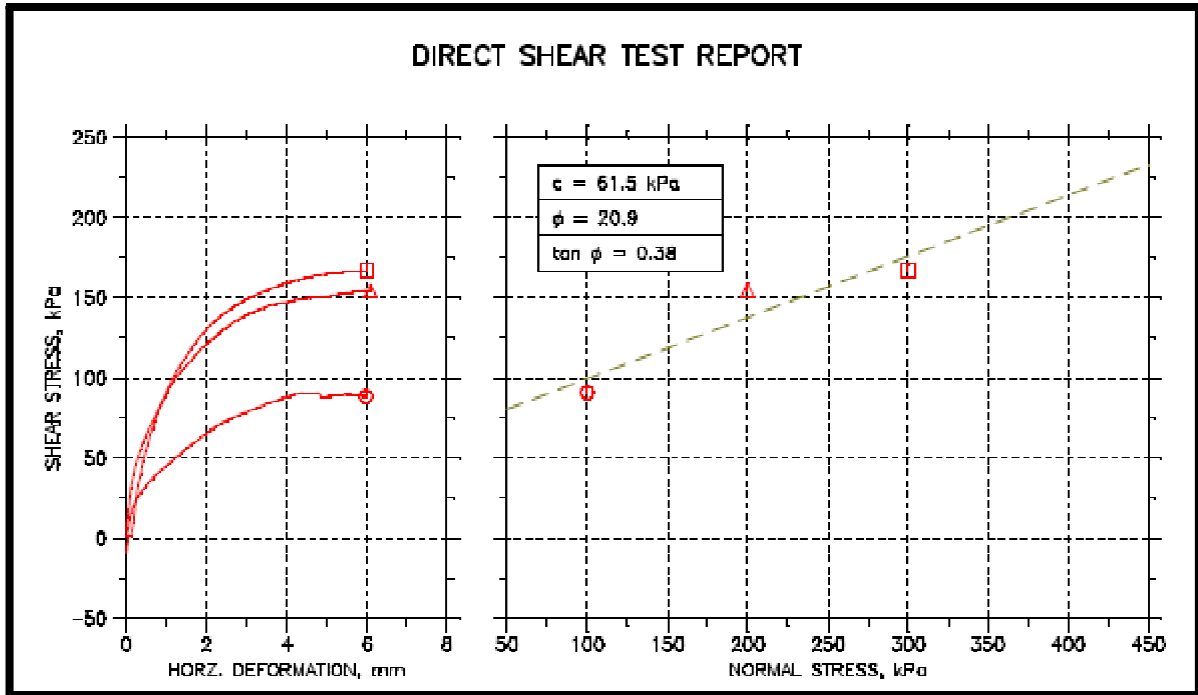


Fig. V.33: Courbe de cisaillement (échantillon N°03)

De la courbe intrinsèque, la cohésion (c') de l'échantillon N°03 est de 61.5KPa et l'angle de frottement interne (ϕ') est de 20.9°, c'est un sol cohérent et peu frottant, donc le glissement est favorisé.

1.1.4-Echantillons N°04

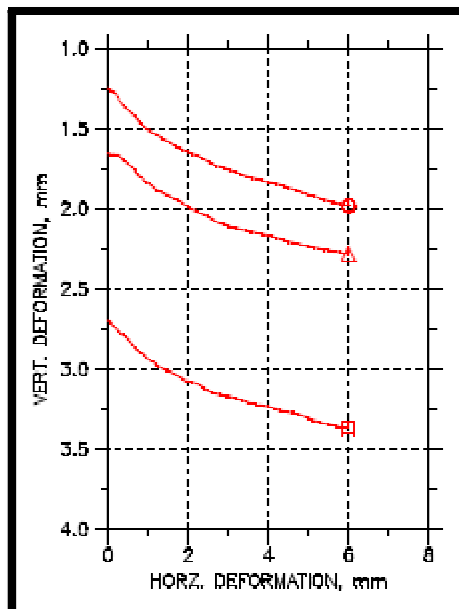
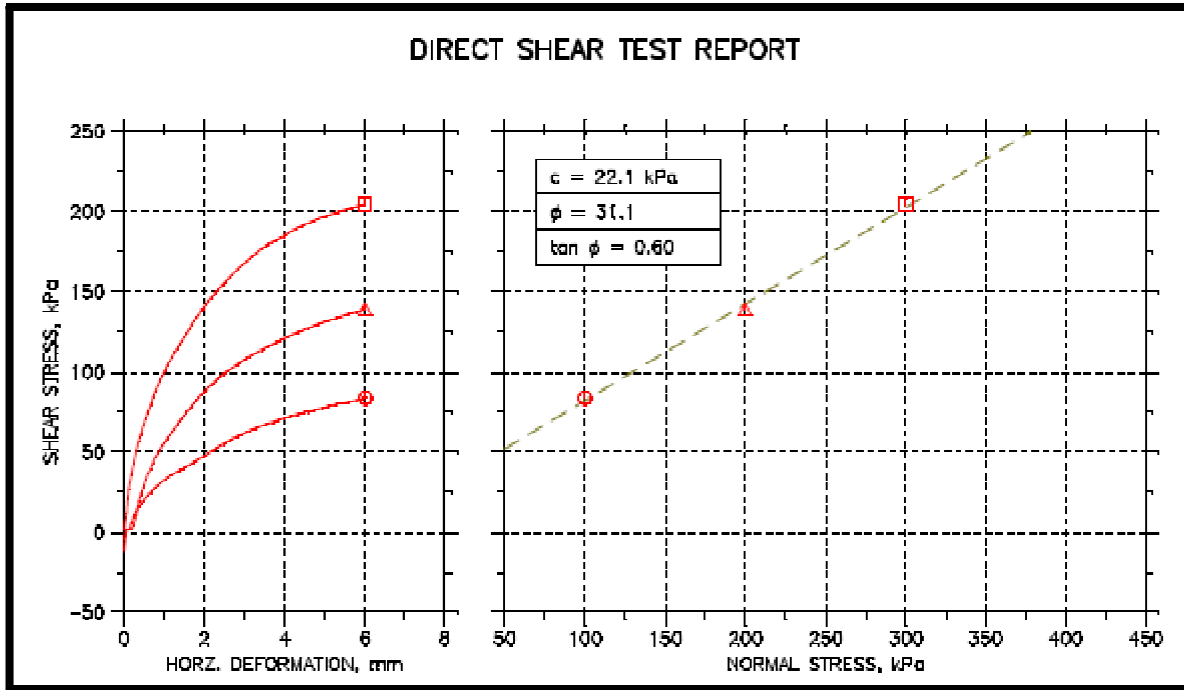


Fig. V.34: Courbes de cisaillement (échantillon N°04)

De la courbe intrinsèque, la cohésion (c') de l'échantillon N°04 est de 22.1KPa et l'angle de frottement interne (ϕ') est de 30.1° , c'est un sol peu cohérent et frottant, ce la veut dire que ce sol contient peu de particules fines.

1.1.5-Echantillons N°05

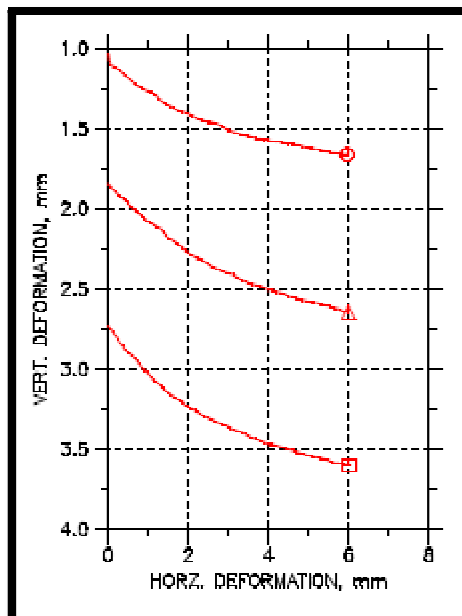
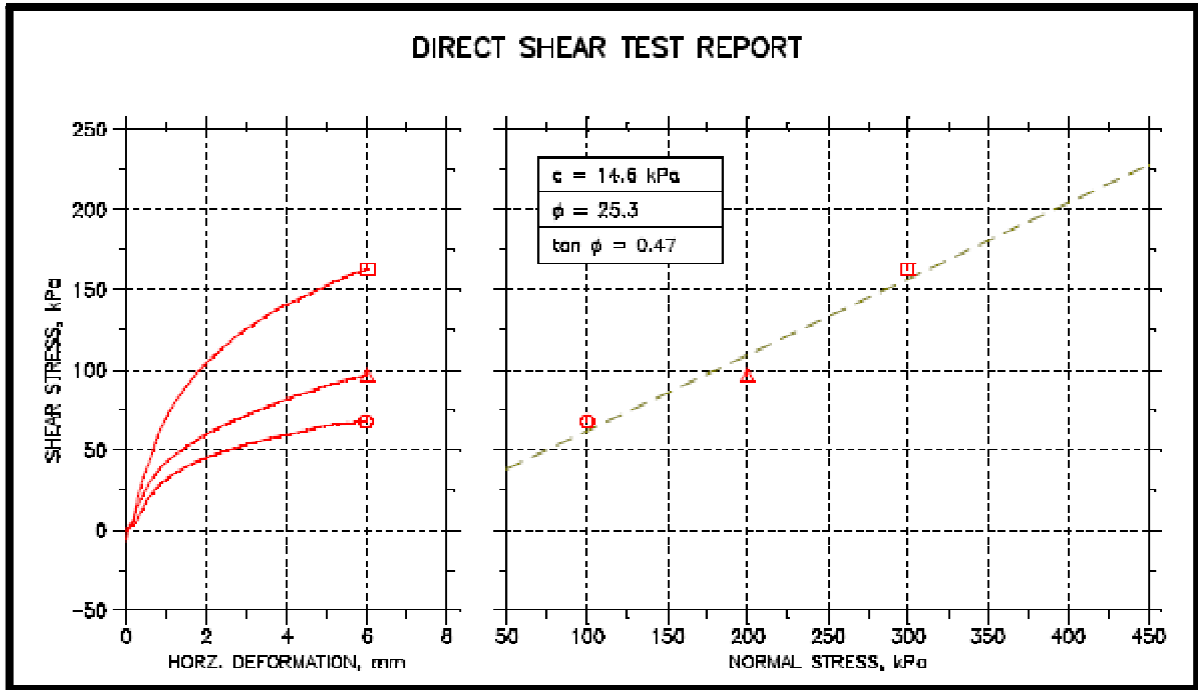


Fig. V.35: Courbes de cisailment (échantillon N°05)

La cohésion (c') de l'échantillon N°05 est de 14.6KPa et l'angle de frottement interne (ϕ') est de 25.3°, c'est un sol peu cohérent et frottant, donc le glissement n'est favorisé par ce sol.

1.1.6-Echantillons N°06

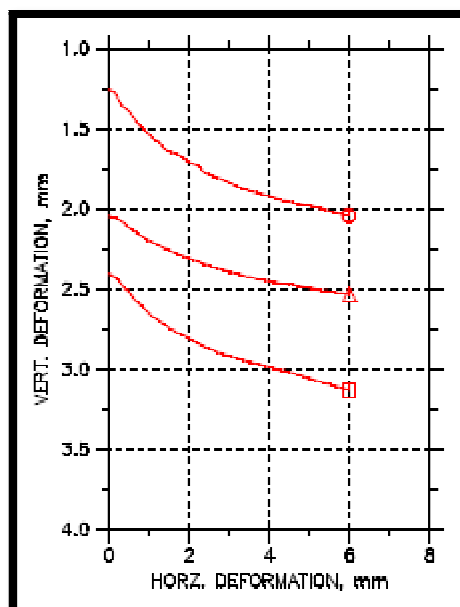
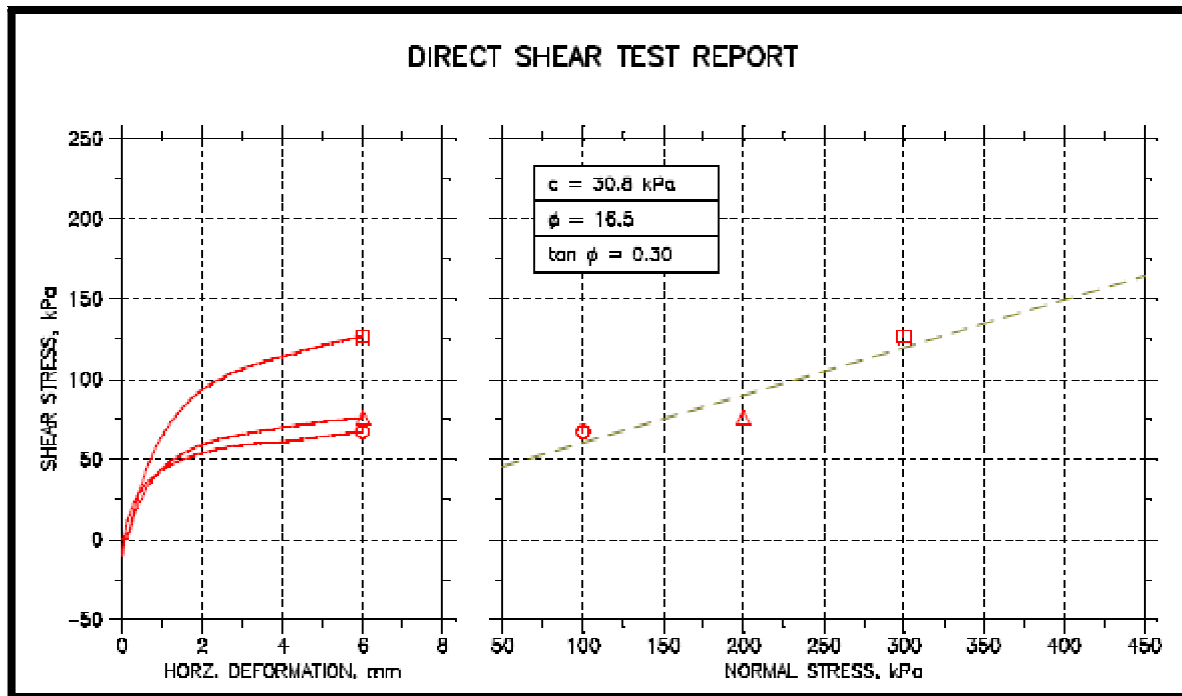


Fig. V.36: Courbes de cisaillement (échantillon N°06)

Cette courbe intrinsèque nous indique que la cohésion (c') de l'échantillon N°06 est de 30.8KPa et l'angle de frottement interne (φ') est de 16.5°, c'est un sol cohérent et peu frottant, donc le glissement est favorisé.

2- Interprétations des résultats

2.1-Courbes intrinsèques (τ)=f (σ)

Les courbes intrinsèques sont obtenues à partir des contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales, elles sont proportionnelle car on augmentant les contraintes normales, les efforts de cisaillements augmentent ce qui signifie l'augmentation des contraintes de cisaillements.

Toutes les courbes intrinsèques obtenues dans les résultats des essais au cisaillement de nos échantillons ont la forme d'une ligne avec une certaine pente et qui démarre à partir d'une certaine valeur située sur l'axe des contraintes de cisaillement, ce la veut dire que tous nos échantillons ont des cohésions différentes et des angles de frottement internes.

Les cohésions obtenues varient de 14.6KPa celle de l'échantillon N°05 à 61.5KPa celle de l'échantillon N°03, ce que signifie que ce dernier contient d'une grande quantité de particules fines.

Les angles de frottement internes obtenues varient de 16.9° celle de l'échantillon N°01 à 30.1° celle de l'échantillon N°04, ce que signifie que ce dernier le plus résistant au cisaillement.

2.2-Courbes contraintes-déformations (τ)= f (ϵ_h)

Ces courbes sont obtenues à partir des contraintes de cisaillements en fonction des déformations horizontales, elles sont proportionnelles car on augmentant les déformations horizontales, les efforts de cisaillements augmentent ce qui signifie l'augmentation des contraintes de cisaillements et ce la est dû à la variation des indices des vides, car pour les petites déformations l'indice des vides est grand donc les efforts de cisaillement sont faibles et qui diminue et possède plus de frottement pour les grandes déformations où ca nécessite des grands efforts pour le cisaillement .

Les contraintes de cisaillements sont aussi proportionnelles aux contraintes normales car on les augmentant, les contraintes de cisaillements augmentent, ce la veut dire qu'il faut avoir des efforts plus grands que des contraintes normales pour avoir un cisaillement.

Toutes les courbes contraintes-déformations obtenues ont la même forme, ce sont des matériaux lâches car toutes les courbes ne présentent pas de pics c.à.d. qu'il n'y a pas de maximum, elles se stabilisent et possède un palier vers les grandes déformations ($\epsilon_h = 6\text{mm}$), ainsi tout les échantillons ont des indices des vides élevés ce qui nécessite des efforts faibles pour le cisaillement.

2.3-Courbes de variations de volumes (ϵ_v)=f (ϵ_h)

On les obtient à partir des déformations verticales en fonction des déformations horizontales, se sont des courbes qui nous donne la variation de volume de l'échantillon au cours de cisaillement.

Toutes les courbes de variations de volumes obtenues après les essais de cisaillement sur nos échantillons ont la même forme c.à.d. on augmentant les déformations horizontales, les déformations verticales augmentent et le volume de l'échantillon diminue.

Les courbes montrent que le volume de tous les échantillons diminue on augmentant les déformations horizontales et ne revient pas ou dépasse pas sont état initial pour les grandes déformations ($\epsilon_h = 6\text{mm}$) donc se sont des matériaux contractés.

2-Les essais de l'odomètre (NF. P94-090-1)

Après avoir réalisé notre essai, on trace la courbe d'œdométrique $e=\log(\sigma'_v)$ comme suite :

1-calcul des contraintes normales effectives (σ'_v)

$$\sigma'_v = \text{charge} / S \quad (\text{V.32}) \quad \text{Avec} \quad \text{charge} = M \times R \quad (\text{V.33})$$

M : la masse du chargement ;

R ; rapport du bras de levier (notre cas est de 10) ;

S : section droite de l'éprouvette.

2-calcul des indices des vides (e)

$$e = (h - h_p) / h_p \quad (\text{V.34}) \quad \text{Avec} \quad h = h_0 - \Delta h \quad (\text{V.35}) \quad \text{et}$$

$$h_p = P_s / \gamma_s \cdot S \quad (\text{V.36})$$

Avec : h_0 : hauteur de l'éprouvette ;

Δh : tassement (lecture) ;

P_s : poids sec de l'échantillon ;

γ_s : poids volumique de l'échantillon.

De la courbe œdométrique, on détermine les caractéristiques de compressibilités e_0 , C_c , C_s et σ'_p comme indiqué dans le chapitre précédent.

2.1-échantillon N°04

Les paramètres e_0 , C_c , C_g , C_s et σ'_p de l'échantillon N°04 sont déterminés par la courbe suivante

1- $e_0 = (h_0 - h_p) / h_p = (20 - 12.171) / 12.171 = 0.64$;

2- $C_s = C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v = (0.65 - 0.56) / (\log 6000 - \log 30) = 0,039 = 3.9\%$. (Droite DL) ;

3- $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v = (0.62 - 0.53) / (\log 600 - \log 200) = 0,188 = 18.8\%$.(droite MN) ;

4- σ'_p est la contrainte de préconsolidation qui est la projection du point C sur l'axe des contraintes ($\sigma'_p = 210\text{KPa}$).

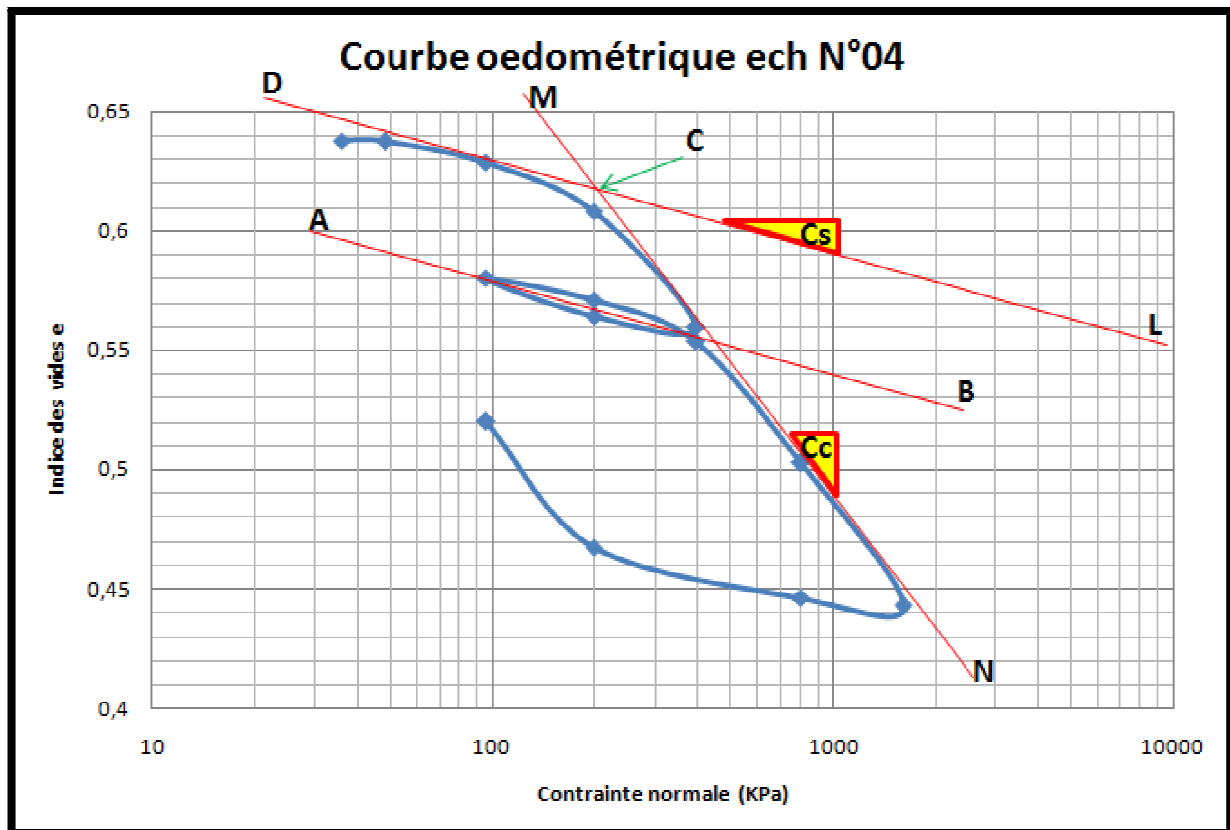


Fig. V.37: courbe œdométrique (Echantillon N°04)

2.2-échantillon N°05

Les paramètres e_0 , C_c , C_s et σ'_p de l'échantillon N°04 sont déterminés par la courbe suivante

$$1- e_0 = (h_0 - h_p) / h_p = (20 - 11.106) / 11.106 = 0.8.$$

$$2- C_s = C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v = (0.77 - 0.75) / (\log 900 - \log 40) = 0,0147 = 1.47\% \text{ (Droite DL).}$$

$$3- C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v = (0.77 - 0.66) / (\log 600 - \log 50) = 0,101 = 10.1\% \text{ (droite MN).}$$

4- σ'_p est la contrainte de préconsolidation qui est la projection du point C sur l'axe des contraintes ($\sigma'_p = 62 \text{ KPa}$).

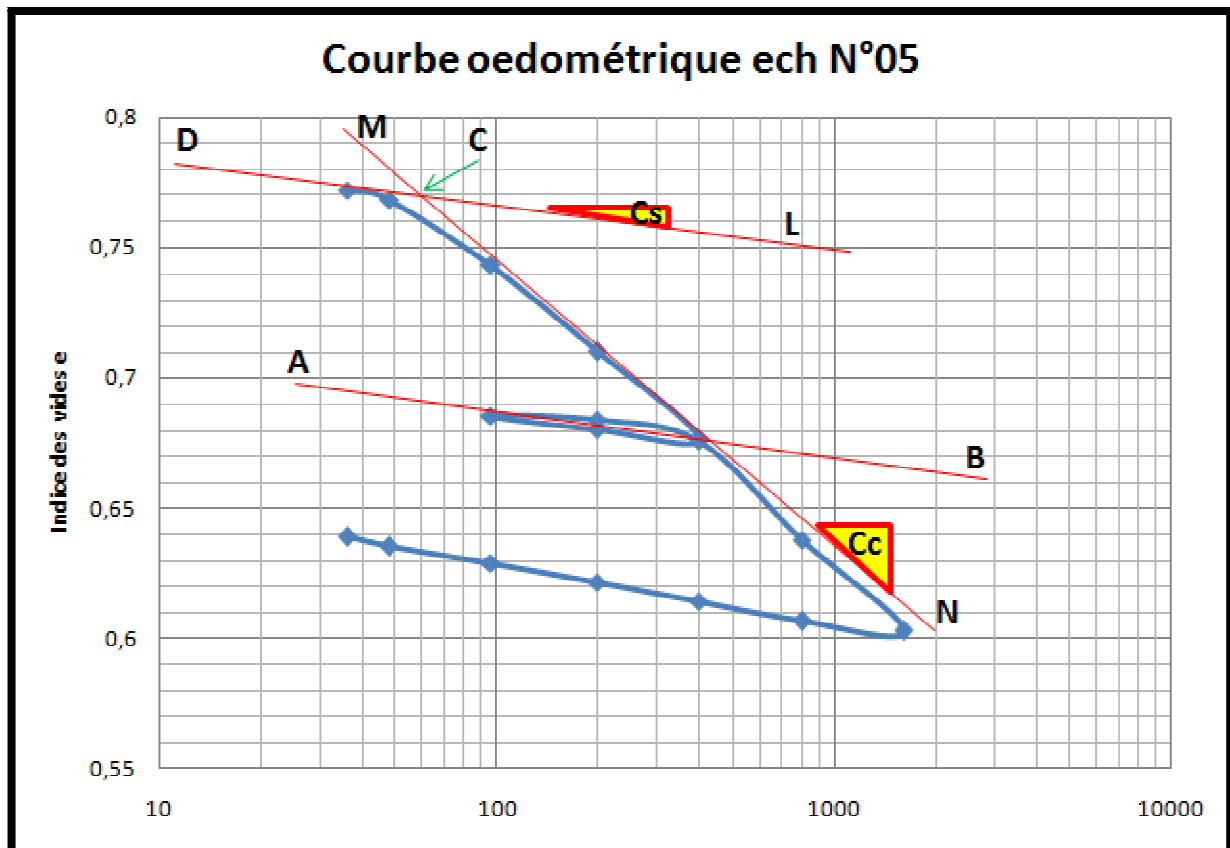


Fig. V.38: courbe œdométrique (Echantillon N°05)

2.3-Interprétations des résultats

Les deux courbes comportent trois segments bien distincts, le premier à une faible pente qui est dû à la réduction des vides et le tassement de l'échantillon qui demeurent faibles aussi longtemps et par la suite s'inclinera fortement à l'approche de la pression de pré-consolidation (σ'_p).

Pour la courbe œdométrique de l'échantillon N°04, le premier segment est assez grand et possède une grande pente ($C_s=3.9\%$), ce la veut dire qu'on augmentant la contrainte, l'indice des vides diminue lentement et que cet échantillon mais une grande durée pour atteindre la contrainte de préconsolidation, c'est le cas contraire pour l'échantillon N°05 ($C_s=1.47\%$), ce la est du que ce dernier (ech N°05) à une densité humide plus grande que l'autre (ech N°04).

Pour les deux échantillons, le coefficient de recompression (C_s) est compris entre 1.5% et 5%, d'après Seed et al c'est un sol moyennement sensible au gonflement, l'échantillon N°04 est le plus sensible au gonflement par rapport au N°05 (voir Tableau. (V.25)).

Ces deux échantillons présentent des gonflements, ce qui rend le sol moins résistant à la présence d'eau où le volume augmente jusqu'à la rupture, donc le glissement est favorisé.

Tableau. (V.25) : Tableau relatif au gonflement

C_g (%)	Potentiel de gonflement
0 - 1,5	Faible
1,5 - 5	Moyen
5 - 25	Elevé
> 25	Très élevé
D'après Seed et al. (1962)	

Pendant le chargement de l'échantillon, quand la contrainte dépasse la contrainte de préconsolidation, le tassement s'accroît et l'indice des vides diminue considérablement, c'est le second segment.

Pour les deux échantillons, l'indice de compression est compris entre 10% et 20%, d'après TERZGHI, ce sont des sols moyennement compressibles (voir Tableau. (V.26)).

Tableau. (V.26) : Tableau relatif à la compressibilité

C_c (%)	Appréciation
<0.02	Incompressible
0.02 - 0.05	Très peu compressible
0.05 - 0.1	Peu compressible
0.1 - 0.2	Moyennement compressible
0.2 - 0.3	Assez compressible
0.3 - 0.5	Très compressible
>0.5	Extrêmement compressible
D'après TERZGHI	

Le troisième segment met en évidence le gonflement de l'échantillon d'argile qui survient lorsque la contrainte est relâchée, c'est un léger gonflement élastique du sol qui se traduit par une faible augmentation de l'indice des vides et une légère remontée de la courbe.

Dans le troisième segment, pour l'échantillon N°04, la courbe possède une grande remontée c.à.d. l'indice des vides augmente en diminuant la contrainte, le gonflement est présent et c'est le même cas pour l'échantillon N°05 mais faible par rapport au premier.

Conclusion

Dans ce chapitre on a vu des différents résultats obtenus de différents essais qui sont réalisés au laboratoire où on a commencé par les caractéristiques physiques de ces échantillons qui sont les teneurs en eau où les résultats obtenus sont assez élevés, les porosités, les indices des vides, les degrés de saturation, les densités, les limites d'Atterberg et la granulométrie qui nous confirme que ces échantillons sont des mélanges d'une grande quantité de limon.

Enfin, on a terminé par les caractéristiques mécaniques qui sont les cohésions, l'angle de frottement et les caractéristiques œdométriques où on a constaté que ce sont des sols moyennement compressibles et moyennement gonflants.

Conclusion de la deuxième partie

Selon l'étude géotechnique réalisée sur le sol constituant le terrain de Tala N'Tgana et les archives (cartes géologiques), on conclut que les couches constituant ce sol favorisent les glissements.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols obtenues au laboratoire confirment ce phénomène ; les essais sont effectués au niveau de notre laboratoire L.G.E.A.

Afin de proposer une solution adéquate (économique et sécurisante) une étude approfondie (sondages, levé topographique) est recommandée.

Conclusion générale

La partie bibliographique nous a aidé à bien situer notre site d'étude selon plusieurs situations telle que la situation géographique, topographique, climatique et sismique ainsi elle nous a permis de classer le sol et avoir des informations sur les constituants de ce terrain.

Les résultats obtenus des différents essais confirment que le sol du site de notre étude est caractérisé par la présence de beaucoup de vides, ce qui rend à la présence d'eau les teneurs en eau, les porosités, les indices des vides et les degrés de saturations assez élevés et les densités faibles et tout ça rend le sol peu résistant au glissement.

A partir des limites de liquidités obtenues, le sol est plastique c'est-à-dire que les relations entre les particules sont faibles à la présence d'eau, donc il est peu résistant au glissement et elles nous ont confirmées qu'il est gonflant et ce ci aussi par l'essai de l'odomètre, c'est-à-dire y a une variation de volume pendant la variation d'eau et la présence d'une grande quantité de ce dernier ramènera le sol à la rupture.

Le sol présente aussi des frottements faibles, ce qui le rend difficile à stabiliser et facilite le glissement ainsi il est cohérent. Finalement, tous les résultats obtenus confirment que ce sol est constitué de matériaux favorisant le glissement.

Afin de cerner tout le mouvement du versant de Tala N'Tgana nous recommandons de :

- Prévoir un système de surveillance de cette région en suivant son mouvement dans le temps car c'est un grand risque pour ces habitants ;
- Elaborer un levé Topographique complet du site ;
- Réaliser une étude géologique approfondie et des sondages carottés surtout à l'amont de ce site afin de maîtriser les différentes couches constituants ce terrain ;
- Réaliser une étude Hydrogéologique approfondie afin de pouvoir dimensionner les systèmes de drainages et d'évacuation des eaux de surface.

Bibliographie

A large, stylized shadow of the word "Bibliographie" is cast below the main title. The shadow is rendered in a golden-brown color with a halftone dot pattern and is tilted to match the perspective of the main title.

Bibliographie

- [1] **A. BENEAISSA**, Glissements de terrains calcul de la stabilité ; Edition Office des publications Universitaire, Constantine Algérie 03-2008. [95 pages].
- [2] **A. BOUAFIA**, Génie civil Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition Pages bleues ; université de Blida ; Algérie, 2011. [390 pages]
- [3] **A. BOUAFIA** ; Introduction à la géotechnique, Edition Office des publications universitaire, T1/T2, Algérie 2011 [231 pages]
- [4] **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]
- [5] **BENKECHKACHE Imene**, investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de Constantine ; mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister option : VILLE ET RISQUES URBAINS ; Université Mentouri de Constantine 2012. [231 pages]
- [6] **BRUNO MARTINS-CAMPINA**, Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe) ; thèse présentée pour l'obtention du grade de docteur spécialité: Géologie Appliquée ; université de BORDEAUX 1; ECOLE DOCTORALE DES SCIENCES DE LA TERRE ET DE LA MER ; Soutenue le 26 septembre 2005. [269pages]
- [7] **C. CHERCHALI**, Tunnel Calcul des talus renforcés (Clouage des sols) Tome V, Office des publications universitaires 01-1994, [166 pages]
- [8] **CHEDAD SOUHILA**, Apport de l'étude hydrogéologique dans l'étude et le traitement des glissements de terrains cas du site de Bougaa, Algérie Nord orientale ; thèse présentée pour l'obtention du diplôme de magister ; option : Géologie ; 2009. [130 pages]
- [9] **DANIEL CORDARY**, Mécanique des sols ; Edition LAVOISIER ; TEC-DOC ; Paris ; janvier 1995. [359pages]

Bibliographie

- [10] **DORINE ETIENNE**, Evaluation quantitative et cartographie du risque "glissement de terrain» Application au Bassin de Barcelonnette (Alpes de Haute Provence - France) », mastère 2, Spécialité "Risques Technologiques et Naturels" ; Parcours "Risques naturels"; Université Louis Pasteur; Strasbourg 1; France 2007. [58pages]
- [11] **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]
- [12] **F. ARNAUD**, influence de la végétation arborée sur l'activité des glissements de terrain superficiels, mémoire master recherche, Université Louis Pasteur de Strasbourg, France 2007. [70 pages]
- [13] **F. SCHLOSSER**, essai de laboratoire et en place de mécanique des sols ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ; Juin 1973.
- [14] **Gérard Philipponnat- Bertrand Hubert** ; Fondations et ouvrages en terre; 3^e Edition ; Eyrolles ; Paris ; France ; 2002. [548 pages]
- [15] **H .CAMBEFORT** : Géotechnique de l'ingénieur reconnaissance des sols, Editions Eyrolles, Paris, 1980. [345 pages]
- [16] **Hugues Georges 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 Haiti, Thèse de Doctorat science de l'ingénieur, préparé à l'université libre de Bruxelles, 2010/2011 ; [182 pages]
- [17] **J.Costet - G.Sanglerat** ; Cours pratique de mécanique des sols ; 3^e édition ; Dunod ; 1983 ; France. Tome1 [285pages] et Tome2 [447 pages]
- [18] **J-L. DURVILLE. G. SEVE.**, Stabilité des pentes: Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254; 1996.

[19] **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.

[20] **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]

[21] **L. AIT SAADI**, Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses ; thèse de doctorat de l'INSA, Lyon ; France 2003. [302 pages]

[22] **MELBOUCI Bachir** ; Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement; Editions Elamel ; Algérie 2009. [303 pages]

[23] **M. M'ZOUGHEM, W.CHENAF**A étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira (Sétif) Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en géologie 2005-2006 a L'université de Ferhat Abbas Sétif. [67pages]

[24] **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]

[25] **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]

[26] : **R. DERGHOUIM- M. MEKSAOUINE**, influence des points de perte des réseaux hydrauliques sur les glissements de terrain (cas du Ciloc de Constantine) – conférence internationale sur la science des matériaux (CSM6) Beyrouth, Liban, juillet 2008. [p 255 à 264]

Bibliographie

[27] R.Dupain - R.Lanchon – J.C.Saint-Arroman ; Granulat, sols, ciment et bétons ; 2^e Edition ; CASTEILLA ; Paris ; France. [237 pages]

[28] R. MEDDOUR, Bioclimatologie, phytogéographie et phytosociologie en Algérie, Exemple des groupements forestiers et préforestiers de la Kabylie Djurdjurèenne, Thèse préparé en vue d'obtention du diplôme de doctorat en science à l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 12/2010. [461 pages]

[29] 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, France 2000. [369 pages]

Annexes

Annexes

Annexe. A

1- Teneur en eau

Ech N°	Essai N°	poids tare	poids total	Psec+tare	Ph	Ps	Pw	w	w%	w% arrondi
1	1	20,8	73,9	62,3	53,1	41,5	11,6	0,27951807	27,95180723	28,21
1	2	21,1	102,7	85	81,6	63,9	17,7	0,27699531	27,69953052	28,21
1	3	104,2	276,4	237,7	172,2	133,5	38,7	0,28988764	28,98876404	28,21
2	1	40,6	100,4	89,9	59,8	49,3	10,5	0,21298174	21,29817444	20,77
2	2	32,6	93,9	83,3	61,3	50,7	10,6	0,20907298	20,90729783	20,77
2	3	104,2	187,1	173,2	82,9	69	13,9	0,20144928	20,14492754	20,77
3	1	196	349,2	315,5	153,2	119,5	33,7	0,28200837	28,20083682	27,68
3	2	188,2	319,2	292,2	131	104	27	0,25961538	25,96153846	27,68
3	3	195,6	321	292,9	125,4	97,3	28,1	0,28879753	28,87975334	27,68
4	1	178,4	271,2	252,1	92,8	73,7	19,1	0,25915875	25,91587517	23,36
4	2	32,6	121,2	105,5	88,6	72,9	15,7	0,21536351	21,53635117	23,36
4	3	154,8	403,8	357,8	249	203	46	0,22660099	22,66009852	23,36
5	1	27,4	147,4	122,1	120	94,7	25,3	0,26715945	26,71594509	26,53
5	2	27,5	125,3	105,2	97,8	77,7	20,1	0,25868726	25,86872587	26,53
5	3	25,3	171,5	140,4	146,2	115,1	31,1	0,27019983	27,01998262	26,53
6	1	26,7	115,8	99	89,1	72,3	16,8	0,23236515	23,23651452	22,68
6	2	24,5	100	85,9	75,5	61,4	14,1	0,22964169	22,96416938	22,68
6	3	22,9	103,2	88,8	80,3	65,9	14,4	0,2185129	21,85128983	22,68
7	1	194,2	256,7	245,7	62,5	51,5	11	0,21359223	21,3592233	21,05
7	2	246,4	380,8	357,3	134,4	110,9	23,5	0,21190261	21,1902615	21,05
7	3	243,9	407,7	379,7	163,8	135,8	28	0,20618557	20,6185567	21,05

2- Indice des vides

Ech N°	γ_s	γ_d	γ_s / γ_d	e	e arrondi
1	2,659	1,486	1,789367429	0,78936743	0,79
2	2,293	1,514	1,514531044	0,51453104	0,51
3	2,659	1,491	1,783366868	0,78336687	0,78
4	2,487	1,492	1,66689008	0,66689008	0,67
5	2,84	1,574	1,804320203	0,8043202	0,8
6	2,659	1,548	1,717700258	0,71770026	0,72
7	2,564	1,448	1,770718232	0,77071823	0,77

Annexes

3-degré de saturation

Ech N°	w	ds	e	w*ds	(w*ds)/e	Sr (%)	Sr arrondi
1	0,2821	2,659	0,79	0,7501039	0,94949861	94,9498608	94,95
2	0,2077	2,293	0,51	0,4762561	0,93383549	93,383549	93,83
3	0,2768	2,659	0,78	0,7360112	0,9436041	94,3604103	94,36
4	0,2336	2,487	0,67	0,5809632	0,86710925	86,7109254	86,71
5	0,2653	2,84	0,8	0,753452	0,941815	94,1815	94,18
6	0,2268	2,659	0,72	0,6030612	0,837585	83,7585	83,76
7	0,2105	2,564	0,77	0,539722	0,70093766	70,0937662	70,09

4-Porosité

Ech N°	e	e+1	e/(e+1)	η%	η% arrondi
1	0,79	1,79	0,44134078	44,1340782	44,13
2	0,51	1,51	0,33774834	33,7748344	33,77
3	0,78	1,78	0,43820225	43,8202247	43,82
4	0,67	1,67	0,4011976	40,1197605	40,12
5	0,8	1,8	0,44444444	44,4444444	44,44
6	0,72	1,72	0,41860465	41,8604651	41,86
7	0,77	1,77	0,43502825	43,5028249	43,5

5-Densité humide

Ech N°	Essai N°	ph	ph+parfine	ph+par+eau	poids paraf	volu brut	volu parafi	volume net	γh (g/cm3)	Moyenne	γh arrondi
1	1	142,6	151,7	65	9,1	86,7	10,11111111	76,5888889	1,861888873	1,904651856	1,904
1	2	185,9	190,5	89,7	4,6	100,8	5,11111111	95,6888889	1,942754296		
1	3	235,1	243,8	111	8,7	132,8	9,66666667	123,133333	1,909312398		
2	1	101,1	107,8	47	6,7	60,8	7,44444444	53,3555556	1,894835485	1,828999108	1,829
2	2	105,9	114,6	45,7	8,7	68,9	9,66666667	59,2333333	1,787844682		
2	3	142,1	146,1	62,9	4	83,2	4,44444444	78,7555556	1,804317156		
3	1	114,7	123,7	55	9	68,7	10	58,7	1,954003407	1,90399625	1,904
3	2	155,6	163,1	71,7	7,5	91,4	8,33333333	83,0666667	1,873194222		
3	3	192,5	199,4	89,6	6,9	109,8	7,66666667	102,133333	1,884791123		
4	1	84,6	87,7	38,3	3,1	49,4	3,44444444	45,9555556	1,840909091	1,840696157	1,84
4	2	106,9	110,8	47,7	3,9	63,1	4,33333333	58,7666667	1,819058423		
4	3	123,5	129,6	56,5	6,1	73,1	6,77777778	66,3222222	1,862120958		
5	1	101,6	109,3	51,3	7,7	58	8,55555556	49,4444444	2,054831461	1,991798556	1,992
5	2	168,1	179,8	80,8	11,7	99	13	86	1,954651163		
5	3	251,2	262,2	122,2	11	140	12,2222222	127,777778	1,965913043		
6	1	106	117,4	48,1	11,4	69,3	12,6666667	56,6333333	1,871689229	1,899755922	1,9
6	2	149,2	162,8	69,9	13,6	92,9	15,1111111	77,7888889	1,918011713		
6	3	206,7	218,9	97,1	12,2	121,8	13,5555556	108,244444	1,909566824		
7	1	76,3	83,2	33,3	6,9	49,9	7,66666667	42,2333333	1,806629834	1,753411927	1,753
7	2	113,3	120,9	48	7,6	72,9	8,44444444	64,4555556	1,757800379		
7	3	144,2	156,5	57,8	12,3	98,7	13,6666667	85,0333333	1,695805566		

Annexes

6-Densité sèche

Ech N°	Essai N°	Vt cm3	Ph	w+1	Ps	vd (g/cm3)	moyenne	vd arrondis
1	1	76,5888889	142,6	1,2821	111,223773	1,45221814	1,485572	1,486
1	2	95,6888889	185,9	1,2821	144,99649	1,51529077		
1	3	123,133333	235,1	1,2821	183,371032	1,48920708		
2	1	53,3555556	101,1	1,2077	83,7128426	1,56896206	1,51444821	1,514
2	2	59,2333333	105,9	1,2077	87,6873396	1,48037152		
2	3	78,7555556	142,1	1,2077	117,661671	1,49401106		
3	1	58,7	114,7	1,2768	89,8339599	1,53039114	1,49122513	1,491
3	2	83,0666667	155,6	1,2768	121,867168	1,46710074		
3	3	102,133333	192,5	1,2768	150,767544	1,47618352		
4	1	45,9555556	84,6	1,2336	68,5797665	1,49230633	1,49213372	1,492
4	2	58,7666667	106,9	1,2336	86,656939	1,4745934		
4	3	66,3222222	123,5	1,2336	100,113489	1,50950143		
5	1	49,4444444	101,6	1,2653	80,2971627	1,62398756	1,57417099	1,574
5	2	86	168,1	1,2653	132,853869	1,54481243		
5	3	127,777778	251,2	1,2653	198,529993	1,55371299		
6	1	56,6333333	106	1,2268	86,4036518	1,52566778	1,54854575	1,548
6	2	77,7888889	149,2	1,2268	121,617216	1,56342657		
6	3	108,244444	206,7	1,2268	168,487121	1,5565429		
7	1	42,2333333	76,3	1,2105	63,031805	1,49246579	1,44850221	1,448
7	2	64,4555556	113,3	1,2105	93,5976869	1,45212753		
7	3	85,0333333	144,2	1,2105	119,124329	1,40091331		

Annexes

7-Limite de liquidité

Echantillon	tar+ ph	tare+ Ps	poids tare	ph	Ps	Pw	w	w%	moyenne	moye arrondi
1	39,2	34,6	25,4	13,8	9,2	4,6	0,5	50	49,6835443	49,68
1	38,7	34,8	26,9	11,8	7,9	3,9	0,49367089	49,3670886		
1	36,5	32	23,1	13,4	8,9	4,5	0,50561798	50,5617978	50,28089888	50,28
1	41,9	36,5	25,7	16,2	10,8	5,4	0,5	50		
1	32,8	28,5	20,4	12,4	8,1	4,3	0,5308642	53,0864198	52,44682433	52,44
1	39,3	35	26,7	12,6	8,3	4,3	0,51807229	51,8072289		
2	35,7	31,7	22,3	13,4	9,4	4	0,42553191	42,5531915	41,96625092	41,96
2	38,5	33,7	22,1	16,4	11,6	4,8	0,4137931	41,3793103		
2	38,4	33,9	22,7	15,7	11,2	4,5	0,40178571	40,1785714	41,19020315	41,19
2	41	36,4	25,5	15,5	10,9	4,6	0,42201835	42,2018349		
2	45,7	40	27,3	18,4	12,7	5,7	0,4488189	44,8818898	43,76447429	43,76
2	43,8	38	24,4	19,4	13,6	5,8	0,42647059	42,6470588		
3	34,9	32,7	27,3	7,6	5,4	2,2	0,40740741	40,7407407	40,86217385	40,86
3	36,1	33,6	27,5	8,6	6,1	2,5	0,40983607	40,9836066		
3	37,1	33,7	25	12,1	8,7	3,4	0,3908046	39,0804598	38,98467433	38,98
3	31,3	28,5	21,3	10	7,2	2,8	0,38888889	38,8888889		
3	32	28,8	21,6	10,4	7,2	3,2	0,44444444	44,4444444	43,4086629	43,4
3	35,5	33	27,1	8,4	5,9	2,5	0,42372881	42,3728814		
4	34,9	30,7	22,9	12	7,8	4,2	0,53846154	53,8461538	54,48717949	54,48
4	38,9	34,6	26,8	12,1	7,8	4,3	0,55128205	55,1282051		
4	37,6	33,9	26,8	10,8	7,1	3,7	0,52112676	52,1126761	52,86793223	52,86
4	38,1	34,4	27,5	10,6	6,9	3,7	0,53623188	53,6231884		
4	30,5	27,2	20,8	9,7	6,4	3,3	0,515625	51,5625	52,14488636	52,14
4	29,7	26,8	21,3	8,4	5,5	2,9	0,52727273	52,7272727		
5	197,1	192	181,6	15,5	10,4	5,1	0,49038462	49,0384615	44,05048077	44,05
5	207	202	189,2	17,8	12,8	5	0,390625	39,0625		
5	24,8	20,6	9,4	15,4	11,2	4,2	0,375	37,5	37,44158879	37,44
5	21,9	17,9	7,2	14,7	10,7	4	0,37383178	37,3831776		
5	20,2	16,4	7	13,2	9,4	3,8	0,40425532	40,4255319	40,4508612	40,45
5	19	15,6	7,2	11,8	8,4	3,4	0,4047619	40,4761905		
6	44,9	40,9	33,2	11,7	7,7	4	0,51948052	51,9480519	50,97402597	50,97
6	45,3	41,3	33,3	12	8	4	0,5	50		
6	38,5	34,7	26,8	11,7	7,9	3,8	0,48101266	48,1012658	50,1700359	50,17
6	35,4	31,9	25,2	10,2	6,7	3,5	0,52238806	52,238806		
6	32,9	29,2	21,4	11,5	7,8	3,7	0,47435897	47,4358974	48,07692308	48,07
6	32,5	28,7	20,9	11,6	7,8	3,8	0,48717949	48,7179487		
7	44,3	40,6	33,1	11,2	7,5	3,7	0,49333333	49,3333333	48,93137255	48,93
7	42,9	39,6	32,8	10,1	6,8	3,3	0,48529412	48,5294118		
7	32	28,5	21,2	10,8	7,3	3,5	0,47945205	47,9452055	48,02323565	48,02
7	32,6	28,8	20,9	11,7	7,9	3,8	0,48101266	48,1012658		
7	36,1	32,9	26,8	9,3	6,1	3,2	0,52459016	52,4590164	53,42249065	53,42
7	49,5	46,4	40,7	8,8	5,7	3,1	0,54385985	54,3859649		

Annexes

8-Limite de plasticité

Ech N°	Essai N°	ph tar+tech	pd tar+tech	tare	ph	ps	pw	W	w%	Moyenne	W% arrondi
1	1	44,3	43,3	41	3,3	2,3	1	0,43478261	43,47826087	43,69074861	43,69
1	2	24,2	23,3	21,2	3	2,1	0,9	0,42857143	42,85714286		
1	3	19	17,3	13,5	5,5	3,8	1,7	0,44736842	44,73684211		
2	1	36,5	35,4	32,6	3,9	2,8	1,1	0,39285714	39,28571429	38,08459527	38,08
2	2	37,1	36	33,1	4	2,9	1,1	0,37931034	37,93103448		
2	3	30,6	29,6	26,9	3,7	2,7	1	0,37037037	37,03703704		
3	1	26,6	25,7	22,6	4	3,1	0,9	0,29032258	29,03225806	28,29213797	28,29
3	2	16,9	16,3	14,1	2,8	2,2	0,6	0,27272727	27,27272727		
3	3	29,1	28,1	24,6	4,5	3,5	1	0,28571429	28,57142857		
4	1	44,3	43,3	40,9	3,4	2,4	1	0,41666667	41,66666667	41,70551671	41,7
4	2	32	30,6	27,3	4,7	3,3	1,4	0,42424242	42,42424242		
4	3	19,2	17,6	13,7	5,5	3,9	1,6	0,41025641	41,02564103		
5	1	13,2	12,3	9,8	3,4	2,5	0,9	0,36	36	36,6031746	36,6
5	2	13,5	12,4	9,4	4,1	3	1,1	0,36666667	36,66666667		
5	3	208	206,7	203,2	4,8	3,5	1,3	0,37142857	37,14285714		
6	1	30,1	28,8	24,9	5,2	3,9	1,3	0,33333333	33,33333333	32,413165	32,41
6	2	31,8	29,9	23,8	8	6,1	1,9	0,31147541	31,14754098		
6	3	32,2	30,3	24,5	7,7	5,8	1,9	0,32758621	32,75862069		
7	1	30,3	28,8	25,3	5	3,5	1,5	0,42857143	42,85714286	43,59772979	43,59
7	2	30,8	29,4	26,2	4,6	3,2	1,4	0,4375	43,75		
7	3	29,9	28	23,7	6,2	4,3	1,9	0,44186047	44,18604651		

9-Indice de plasticité

Ech N°	Wl(%)	Wp(%)	Ip(%)
1	50,53	43,69	6,84
2	42,75	38,08	4,67
3	41,75	28,29	13,46
4	53,62	41,7	11,92
5	40,4	36,6	3,8
6	49,05	32,41	16,64
7	49,36	43,59	5,77

10-Activité

Ech N°	Ip	elmnt<2µm	A
1	6,84	16	0,43
2	4,67	22	0,21
3	13,46	23	0,59
4	11,92	25	0,48
5	3,8	19	0,2
6	16,64	21	0,79
7	5,77	19	0,30

11-Indice de consistance et de liquidité

Ech N°	W	Ip	WL	Ic	IL
1	0,2821	0,684	0,5053	0,33	0,67
2	0,2077	0,467	0,4275	0,47	0,53
3	0,2768	0,1346	0,4175	1,05	-0,05
4	0,2336	0,1192	0,5362	2,54	-1,54
5	0,2653	0,38	0,404	0,37	0,64
6	0,2268	0,1664	0,4905	1,58	-0,58
7	0,2105	0,577	0,4936	0,49	0,51

12-Granulométrie (par tamisage)

1-Echantillon N°01

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa arron
20	21,166	21,166	2116,6	2,21656718	97,7834328	97,78
10	2,696	23,862	2386,2	2,49890041	97,5010996	97,5
5	6,989	30,851	3085,1	3,23080951	96,7691905	96,77
2	13,878	44,729	4472,9	4,68415541	95,3158446	95,31
1	19,469	64,198	6419,8	6,72300764	93,2769924	93,28
0,4	135,184	199,382	19938,2	20,8798827	79,1201173	79,12
0,2	104,732	304,114	30411,4	31,8477327	68,1522673	68,15
0,1	60,703	364,817	36481,7	38,2047335	61,7952665	61,79
0,08	8,087	372,904	37290,4	39,0516284	60,9483716	60,95
fond	581,996	954,9	95490	100	0	0

2-Echantillon N°02

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa arron
10	7,987	7,987	798,7	1,59198724	98,4080128	98,41
5	5,791	13,778	1377,8	2,74626271	97,2537373	97,25
2	7,089	20,867	2086,7	4,15925852	95,8407415	95,84
1	6,889	27,756	2775,6	5,53238987	94,4676101	94,47
0,4	12,081	39,837	3983,7	7,94040263	92,0595974	92,06
0,2	10,184	50,021	5002,1	9,97030098	90,029699	90,03
0,1	6,39	56,411	5641,1	11,2439705	88,7560295	88,76
0,08	1,697	58,108	5810,8	11,5822205	88,4177795	88,42
fond	443,592	501,7	50170	100	0	0

Annexes

3-Echantillon N°03

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa eduit
10	2,196	2,196	219,6	0,26718579	99,7328142	99,74
5	9,685	11,881	1188,1	1,44555299	98,554447	98,55
2	16,174	28,055	2805,5	3,41343229	96,5865677	96,59
1	22,364	50,419	5041,9	6,13444458	93,8655554	93,87
0,4	60,104	110,523	11052,3	13,4472564	86,5527436	86,55
0,2	74,98	185,503	18550,3	22,5700207	77,4299793	77,43
0,1	58,906	244,409	24440,9	29,7370726	70,2629274	70,26
0,08	11,082	255,491	25549,1	31,0854119	68,9145881	68,91
fond	566,409	821,9	82190	100	0	0

4-Echantillon N°04

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa eduit
10	3,894	3,894	389,4	0,7050516	99,2949484	99,29
5	4,992	8,886	888,6	1,6089082	98,3910918	98,39
2	6,889	15,775	1577,5	2,85623755	97,1437624	97,14
1	14,477	30,252	3025,2	5,4774579	94,5225421	94,52
0,4	43,83	74,082	7408,2	13,4133623	86,5866377	86,59
0,2	35,044	109,126	10912,6	19,7584646	80,2415354	80,24
0,1	21,965	131,091	13109,1	23,7354699	76,2645301	76,26
0,08	3,894	134,985	13498,5	24,4405215	75,5594785	75,56
fond	417,315	552,3	55230	100	0	0

5-Echantillon N°05

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa arron
5	23,862	23,862	2386,2	2,31120599	97,68879401	97,69
2	51,418	75,28	7528	7,29140838	92,70859162	92,71
1	53,115	128,395	12839,5	12,4359774	87,56402259	87,56
0,4	76,078	204,473	20447,3	19,8046778	80,19532219	80,2
0,2	39,237	243,71	24371	23,6050629	76,39493708	76,39
0,1	25,958	269,668	26966,8	26,1192816	73,88071845	73,88
0,08	19,269	288,937	28893,7	27,9856225	72,01437748	72,01
fond	743,511	1032,448	103244,8	100	0	0

Annexes

6-Echantillon N°06

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa arron
5	4,493	4,493	449,3	0,84423149	99,1557685	99,16
2	8,586	13,079	1307,9	2,45753476	97,5424652	97,54
1	10,883	23,962	2396,2	4,50244269	95,4975573	95,5
0,4	24,86	48,822	4882,2	9,17361894	90,8263811	90,83
0,2	28,355	77,177	7717,7	14,5015032	85,4984968	85,5
0,1	22,863	100,04	10004	18,7974446	81,2025554	81,2
0,08	4,593	104,633	10463,3	19,660466	80,339534	80,34
fond	427,567	532,2	53220	100	0	0

7-Echantillon N°07

tamis mm	refus partiel	ref cumulé	refus en %	refus %	tamisa cu %	tamisa arron
10	3,794	3,794	379,4	1,02008717	98,9799128	98,98
5	1,298	5,092	509,2	1,36907851	98,6309215	98,63
2	6,789	11,881	1188,1	3,19442689	96,8055731	96,8
1	10,982	22,863	2286,3	6,14714099	93,852859	93,85
0,4	20,567	43,43	4343	11,6769598	88,3230402	88,32
0,2	14,577	58,007	5800,7	15,5962563	84,4037437	84,4
0,1	8,686	66,693	6669,3	17,9316482	82,0683518	82,07
0,08	1,897	68,59	6859	18,4416918	81,5583082	81,56
fond	303,339	371,929	37192,9	100	0	0

Annexes

13-Granulométrie (par sédimentométrie)

13.1-Diamètres

Ech N°	t	t(s)	R	Θ	D(micro m)	D arrondi
1	0,5	30	18,5	24	65,02482309	65,02
1	1	60	18,5	24	45,97949335	45,98
1	2	120	18,5	24	32,51241154	32,51
1	5	300	17,5	24	20,69817263	20,70
1	10	600	17	24	14,68349659	14,68
1	20	1200	16	24	10,44990111	10,45
1	40	2400	14,5	24	7,459801568	7,46
1	80	4800	13,5	24	5,307899208	5,31
1	240	14400	11,5	23,5	3,121399913	3,12
1	1440	86400	5,5	24	1,313648357	1,31
2	0,5	30	20	22	74,65900862	74,66
2	1	60	19,5	22	52,96965985	52,97
2	2	120	19	22	37,5804866	37,58
2	5	300	19	22	23,76798665	23,77
2	10	600	18,5	22	16,86234571	16,86
2	20	1200	18,5	22	11,923479	11,92
2	40	2400	17,5	23	8,387046169	8,39
2	80	4800	16	23,5	5,953853429	5,95
2	240	14400	13,5	23	3,512239012	3,51
2	1440	86400	10	22	1,482070016	1,48
3	0,5	30	18,5	22	66,58601965	66,59
3	1	60	18	22	47,23883238	47,24
3	2	120	17,5	22	33,51242727	33,51
3	5	300	17	22	21,26416629	21,26
3	10	600	17	22	15,03603618	15,04
3	20	1200	16,5	22,5	10,60374992	10,60
3	40	2400	15,5	22,5	7,54612966	7,55
3	80	4800	15	22,5	5,352860506	5,35
3	240	31	13	23	67,0466592	67,05
3	1440	86400	12	21,5	1,300748291	1,30
4	0,5	30	18,5	21,5	70,74900014	70,75
4	1	60	18,5	21,5	50,02709776	50,03
4	2	120	18	21,5	35,49125925	35,49
4	5	300	18	21,5	22,44664325	22,45
4	10	600	17,5	21,5	15,92421873	15,92
4	20	1200	16,5	21,5	11,3333674	11,33
4	40	2400	16	21,5	8,039671615	8,04
4	80	4800	14,5	21,5	5,739227031	5,74
4	240	14400	14	21,5	3,323932541	3,32
4	1440	86400	11,5	21,5	1,377998973	1,38

Annexes

5	0,5	30	19,5	23,5	61,71552104	61,72
5	1	60	19	23,5	43,78542958	43,79
5	2	120	19	23,5	30,96097417	30,96
5	5	300	18,5	23,5	19,64650055	19,65
5	10	600	18	23,5	13,9380271	13,94
5	20	1200	16	23,5	9,984313429	9,98
5	40	2400	15,5	23,5	7,082533742	7,08
5	80	4800	14,5	23,5	5,039858031	5,04
5	240	14400	12,5	24	2,92814014	2,93
5	1440	86400	9	24	1,221192189	1,22
6	0,5	30	19,5	22,5	65,75518604	65,76
6	1	60	18,5	22,5	46,8064623	46,81
6	2	120	18,5	22,5	33,09716689	33,10
6	5	300	18	22,5	21,0015773	21,00
6	10	600	17	22,5	14,94758814	14,95
6	20	1200	16,5	22,5	10,60374992	10,60
6	40	32	16,5	22,5	64,93444165	64,93
6	80	4800	14,5	22,5	5,36974811	5,37
6	240	14400	13	23	3,110833331	3,11
6	1440	86400	9	21,5	1,324752769	1,32
7	0,5	30	21	22	67,44641125	67,45
7	1	60	20,5	22	47,84880322	47,85
7	2	120	20,5	22	33,83421323	33,83
7	5	300	19	22	21,61381352	21,61
7	10	600	19	22	15,28327411	15,28
7	20	1200	17,5	22	10,91427323	10,91
7	40	2400	16	23	7,701196603	7,70
7	80	4800	15	22,5	5,512833338	5,51
7	240	14400	12,5	23	3,213660863	3,21
7	1440	86400	9,5	22	1,351979494	1,35

Annexes

13.2-Pourcentages des tamisâts

ech	t	t(s)	R	p	p(%)
1	0,5	30	10,5	56,0970464	56,10
1	1	60	10,5	56,0970464	56,10
1	2	120	10,5	56,0970464	56,10
1	5	300	9,5	50,7544706	50,75
1	10	600	9	48,0831826	48,08
1	20	1200	8	42,7406068	42,74
1	40	2400	6,5	34,726743	34,73
1	80	4800	5,5	29,3841672	29,38
1	240	14400	3,5	18,6990155	18,70
1	1440	86400	2,55	13,6235684	13,62
2	0,5	30	14	82,7584429	82,76
2	1	60	13,5	79,8027842	79,80
2	2	120	13	76,8471255	76,85
2	5	300	11	65,0244908	65,02
2	10	600	10,5	62,0688322	62,07
2	20	1200	10,5	62,0688322	62,07
2	40	2400	9,5	56,1575148	56,16
2	80	4800	8	47,2905388	47,29
2	240	14400	5,5	32,5122454	32,51
2	1440	86400	3	17,733952	17,73
3	0,5	30	11	58,7683343	58,77
3	1	60	10,5	56,0970464	56,10
3	2	120	10	53,4257585	53,43
3	5	300	9	48,0831826	48,08
3	10	600	9	48,0831826	48,08
3	20	1200	8,5	45,4118947	45,41
3	40	2400	7,5	40,0693189	40,07
3	80	4800	7	37,3980309	37,40
3	240	14400	5	26,7128792	26,71
3	1440	86400	4	21,3703034	21,37
4	0,5	30	12,5	69,6872898	69,69
4	1	60	12	66,8997983	66,90
4	2	120	11	61,3248151	61,32
4	5	300	10	55,7498319	55,75
4	10	600	9,5	52,9623403	52,96
4	20	1200	8,5	47,3873571	47,39
4	40	2400	8	44,5998655	44,60
4	80	4800	6,5	36,2373907	36,24
4	240	14400	6	33,4498991	33,45
4	1440	86400	3,5	19,5124412	19,51
5	0,5	30	12,5	64,3115942	64,31
5	1	60	12	61,7391304	61,74

Annexes

5	2	120	11,5	59,1666667	59,17
5	5	300	10,5	54,0217391	54,02
5	10	600	10	51,4492754	51,45
5	20	1200	8	41,1594203	41,16
5	40	2400	7,5	38,5869565	38,59
5	80	4800	6,5	33,442029	33,44
5	240	14400	4,5	23,1521739	23,15
5	1440	86400	2,9	14,9202899	14,92
6	0,5	30	13,5	72,124774	72,12
6	1	60	12,5	66,7821981	66,78
6	2	120	11,5	61,4396223	61,44
6	5	300	10	53,4257585	53,43
6	10	600	9	48,0831826	48,08
6	20	1200	8,5	45,4118947	45,41
6	40	2400	8,5	45,4118947	45,41
6	80	4800	6,5	34,726743	34,73
6	240	14400	5	26,7128792	26,71
6	1440	86400	2,9	15,49347	15,49
7	0,5	30	13,5	73,7723785	73,77
7	1	60	13	71,0400682	71,04
7	2	120	12,5	68,3077579	68,31
7	5	300	11	60,1108269	60,11
7	10	600	11	60,1108269	60,11
7	20	1200	9,5	51,913896	51,91
7	40	2400	8	43,716965	43,72
7	80	4800	7	38,2523444	38,25
7	240	14400	4,5	24,5907928	24,59
7	1440	86400	2,95	16,1206309	16,12

Annexes

14-Oedomètre

1-Echantillon N°04

S (cm2)	masse	charge	contrainte	h0	Δh	ps	vs	hp	Δh(mm)	h	hp (mm)	e
19,625	0,7	7	35,6687898	20	6,5	59,405	2,487	1,21713163	0,065	19,935	12,17131632	0,637867218
19,625	0,94	9,4	47,8980892	20	7	59,405	2,487	1,21713163	0,07	19,93	12,17131632	0,637456416
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	17,8	59,405	2,487	1,21713163	0,178	19,822	12,17131632	0,628583094
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	42,5	59,405	2,487	1,21713163	0,425	19,575	12,17131632	0,60828948
19,625	7,75	77,5	394,904459	20	102	59,405	2,487	1,21713163	1,02	18,98	12,17131632	0,559404053
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	96,5	59,405	2,487	1,21713163	0,965	19,035	12,17131632	0,563922874
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	77	59,405	2,487	1,21713163	0,77	19,23	12,17131632	0,579944148
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	88	59,405	2,487	1,21713163	0,88	19,12	12,17131632	0,570906506
19,625	7,75	77,5	394,904459	20	109	59,405	2,487	1,21713163	1,09	18,91	12,17131632	0,553652826
19,625	15,75	157,5	802,547771	20	171	59,405	2,487	1,21713163	1,71	18,29	12,17131632	0,502713389
19,625	31,4	314	1600	20	244	59,405	2,487	1,21713163	2,44	17,56	12,17131632	0,44273631
19,625	15,75	157,5	802,547771	20	240	59,405	2,487	1,21713163	2,4	17,6	12,17131632	0,446022725
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	214	59,405	2,487	1,21713163	2,14	17,86	12,17131632	0,467384425
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	150	59,405	2,487	1,21713163	1,5	18,5	12,17131632	0,519967069

2-Echantillon N°05

S (cm2)	masse	charge	contrainte	h0	Δh	Δh(mm)	ps	vs	h	hp	hp (mm)	e
19,625	0,7	7	35,6687898	20	32	0,32	61,9	2,84	19,68	1,110612721	11,10612721	0,77199483
19,625	0,94	9,4	47,8980892	20	36	0,36	61,9	2,84	19,64	1,110612721	11,10612721	0,768393215
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	64	0,64	61,9	2,84	19,36	1,110612721	11,10612721	0,743181906
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	101	1,01	61,9	2,84	18,99	1,110612721	11,10612721	0,709866963
19,625	7,75	77,5	394,904459	20	138	1,38	61,9	2,84	18,62	1,110612721	11,10612721	0,676552019
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	134	1,34	61,9	2,84	18,66	1,110612721	11,10612721	0,680153635
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	128,5	1,285	61,9	2,84	18,715	1,110612721	11,10612721	0,685105856
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	130	1,3	61,9	2,84	18,7	1,110612721	11,10612721	0,68375525
19,625	7,75	77,5	394,904459	20	139	1,39	61,9	2,84	18,61	1,110612721	11,10612721	0,675651616
19,625	15,75	157,5	802,547771	20	181	1,81	61,9	2,84	18,19	1,110612721	11,10612721	0,637834653
19,625	31,4	314	1600	20	220	2,2	61,9	2,84	17,8	1,110612721	11,10612721	0,602718901
19,625	15,75	157,5	802,547771	20	216	2,16	61,9	2,84	17,84	1,110612721	11,10612721	0,606320517
19,625	7,75	77,5	394,904459	20	207,5	2,075	61,9	2,84	17,925	1,110612721	11,10612721	0,61397395
19,625	3,88	38,8	197,707006	20	199	1,99	61,9	2,84	18,01	1,110612721	11,10612721	0,621627383
19,625	1,88	18,8	95,7961783	20	191	1,91	61,9	2,84	18,09	1,110612721	11,10612721	0,628830614
19,625	0,94	9,4	47,8980892	20	184	1,84	61,9	2,84	18,16	1,110612721	11,10612721	0,635133441
19,625	0,7	7	35,6687898	20	180	1,8	61,9	2,84	18,2	1,110612721	11,10612721	0,638735057

Annexe. B







