



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Unité de Recherche en Ingénierie et Environnement

URIE

Thèse de Doctorat en Génie Civil

Présentée par :

LARIBI Abdallah

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'ENP
Magister en Mécanique Des Sols de l'ENP

Intitulée

Approche pluridisciplinaire pour l'étude et la modélisation des versants instables - Cas du glissement d'El Biar, Alger -

Soutenue publiquement le mercredi 10 juin 2015 devant le jury composé de :

Président :	BALI Abderrahim	Professeur	ENP
Rapporteurs :	SERIDI Ahcène	Professeur	Université de Boumerdès
	DECHEMI Nouredine	Professeur	ENP
Examineurs :	BELKACEMI Smaïn	Professeur	ENP
	BAHAR Ramdane	Professeur	USTHB
	MAZA Mustapha	Professeur	Université de Béjaïa
	CHERRARED Marzouk	Professeur	USTHB

ENP 2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

قَالَ تَعَالَى: ﴿ أَفَمَنْ أَتَسَسَ بِئِنَّهُ، عَلَى تَقْوَى مِنْ اللَّهِ وَرِضْوَانٍ خَيْرٌ
أَمْ مَنْ أَتَسَسَ بِئِنَّهُ، عَلَى شَفَا جُرْفٍ هَارٍ فَأَنْهَارٍ بِهِ، فِي نَارٍ جَهَنَّمَ وَاللَّهُ
لَا يَهْدِي الْقَوْمَ الظَّالِمِينَ ﴾ ﴿١٠٩﴾

سورة التوبة - الآية 109.

قَالَ تَعَالَى: ﴿ وَتَرَى الْأَرْضَ هَامِدَةً فَإِذَا أَنْزَلْنَا عَلَيْهَا الْمَاءَ اهْتَزَّتْ
وَرَبَّتْ وَأَنْبَتَتْ مِنْ كُلِّ زَوْجٍ بَهِيحٍ ﴾ ﴿٥﴾

سورة الحج - الآية 5.

صَدَقَ اللَّهُ الْعَظِيمُ

الإهداء

إلى المرحومة التي حملتني وهنأ على وهن.

إلى روح والدي الذي سقط شهيداً في حرب التحرير المجيدة.

إلى المغفور لهما جدي وجدتي، اللذين رباني طفلاً صغيراً ورعياني شاباً يافعاً.

إلى أختي حدة وزوجها علي، رحمه الله، الذي اعتبرني أخواً له لم تلده أمه.

إلى المجاهد والمعلم القدوة، والد زوجتي، الحاج العيد رحمة الله عليه.

إلى قرّة عيني.. زوجتي الكريمة.

إلى ابنتي خديجة وزوجها فاروق وابنهما زكرياء.

إلى ابني محمد الأمين وزوجته حبيبة.

إلى ابني عبدالرحيم وخطيبته سماح.

إلى ابني عبدالجليل مع تمنياتي له بالتوفيق والسداد في دينه ودنياه.

إلى إخوتي وسائر الأحاب.

إلى كل من يحمل همّ الأمة ويؤدي بجمّة عالية ما عليه من مهمّة.

إلى هؤلاء جميعاً.. أهدي ثمرة جهدي.

عبدالله لعريبي

REMERCIEMENTS

La rédaction des remerciements est un moment inoubliable dans ma vie de doctorant. Elle marque, d'une part, la fin d'un travail laborieux et constitue, d'autre part, une opportunité pour exprimer mes sentiments les plus sincères aux personnes, sans lesquelles cette thèse n'aurait pas vu le jour.

Mes premiers remerciements vont vers notre Créateur ALLAH, le Clément et le Miséricordieux, pour m'avoir donné volonté et patience pour concrétiser cette thèse de doctorat.

Mes remerciements, s'adressent ensuite, à mes directeurs de thèse : Mr Ahcène SERIDI, Professeur à l'université de Boumerdès et Mr Noureddine DECHEMI, Professeur à l'ENP ; pour leur direction très avisée, leur pertinents points de vue, leur entière disponibilité et leurs hautes qualités humaines.

Je tiens à remercier également Mr Moussa Ougrine, Chef du département de photogrammétrie de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT) de Hussein Dey (Alger) et Mr Jan Walstra, Docteur et Chercheur au « Geological Survey of Belgium, Royal Belgian Institute of Natural Sciences, Brussels, Belgium » ; pour m'avoir appris une nouvelle discipline, en l'occurrence la photogrammétrie numérique, et pour leur contribution dans l'étude spatio-temporelle par photogrammétrie numérique.

Je suis sensible à l'honneur que me fait Mr Aberrahim BALI, Professeur à l'ENP, pour avoir bien voulu présider ce jury.

Je suis également sensible à l'honneur que me fait Mr Smaïn BELKACEMI, Professeur à l'ENP, d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je remercie vivement Mr Ramdane BAHAR, Professeur à l'USTHB, pour avoir bien voulu lire cette thèse et de la juger.

J'exprime toute ma gratitude à Mr Mustapha MAZA, Professeur à l'Université de Béjaïa pour l'intérêt particulier qu'il a manifesté à l'égard de cette thèse et pour sa participation au Jury.

Je remercie chaleureusement Mr Marzouk CHERRARED, Professeur à l'USTHB, d'avoir répondu favorablement et spontanément pour examiner cette thèse.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'achèvement de cette thèse et plus particulièrement :

- Mme Ratiba MITICHE-KETTAB, Professeur et chef du Département de Génie Civil de l'ENP.
- Mme Meriem MORSLI, Professeur au Département de Génie Civil de l'ENP.
- Mr Ali BOUAFI, Professeur au Département de Génie Civil de l'Université de Blida.

- Mr Said RECHAK, Professeur au Département de Génie Mécanique de l'ENP.
- Mr Djamel SAIS, Maitre-assistant à l'Institut de Génie Mécanique de l'USTHB.
- Mr Mohamed Seghir LAOUISSI, Ingénieur en Génie Civil (USA) et ancien PDG de GTP (Grands Travaux Pétroliers, filiale de SONATRACH).
- Mr Abdelkrim MECHIA, ancien Directeur de la Direction des Ressources en Eau (DRE) de la Wilaya d'Alger.
- Mr Kamel OUARDI, Chef de Service à la DRE.
- Mme Habiba AYAD, Ingénieur en Hydraulique et Chef de Bureau à la DRE.
- Mr Karim KALOUN, Ingénieur en Génie Civil et Construction Hydraulique à l'Organisme National du Control Technique Hydraulique (CTH).
- Mlle Nassima BOUCHELKIA, Ingénieur en Génie Civil et Responsable du Bureau Technique de la firme Italienne TODINI à Alger.
- Mr Smain HADDADI, Professeur à l'Institut de Génie Civil de l'USTHB.
- Mme Khedidja AIT MOKHTAR, Maitre de conférences à l'Institut de Génie Civil de l'USTHB.
- Mme Zahia KECHOUANE, Maitre assistante à l'université de Boumerdès.
- Mr Djamel MACHANE, Docteur géologue au Centre du Génie Sismique (CGS)
- Mlle Sahra OURARI, Géologue au CGS
- Mr Ramdane MEZDAD, Directeur de la Division Technique au LCTP, Hussein Dey.
- Mlle Farida TOUKAL, Ingénieur en Génie Civil et Chargée d'études techniques au LCTP.
- Mrs Smain SEKFALI et Nadir BOUZRARA, Ingénieurs Géotechniciens au CTPP ainsi que leurs collègues du Département de Géotechnique et Géologie.
- Mr Amar BOUZID, Maitre de conférences au Département de Génie Civil de l'Université de Blida
- Mr Messaoud CHERIEF, Ingénieur et Directeur des Ressources Humaines de l'Office National de la Météorologie (ONM), Dar el Beida.
- Mr Hocine Hamaïdi, Infographe chez ClicEditions, Mohammadia (Alger).
- Mon fils Abdarrahim LARIBI, Ingénieur des travaux publics au sein de l'ANISREF, Rouiba.

En réalité, la liste des personnes à remercier, surtout dans une étude pluridisciplinaire, est certainement longue et je ne pourrais les citer toutes. Qu'elles sachent qu'elles sont remerciées vivement et chaleureusement du fond de mon cœur.

RESUMES

ملخص:

تُعتبر انزلاقات التربة واحدة من الكوارث الطبيعية الأكثر شيوعا في العالم، وعواقبها، خاصة في المناطق الحضرية، وخيمة من حيث الخسائر البشرية والمادية.

لقد ساهم النمو المتسارع للمدن في التغيرات البيئية وتمركز الناس في المناطق ذات الأخطار، مما زاد في هشاشة المجتمعات أمام مخاطر انزلاقات التربة.

إن هذه الظواهر الناجمة عن الطبيعة و/أو الإنسان محل دراسات عديدة جُمعت في طريقتين: الطريقة الطبيعية والطريقة الميكانيكية. وهاتان الطريقتان، اللتان تتبنيان نهجا خطيا، غالبا ما تؤديان إلى نتائج جزئية.

وفي هذه الأطروحة، سلطنا منهجا مستعرضا يعتمد على مقارنة متعددة التخصصات، تزوج بين كل من الاستشعار عن بعد، والجيومورفولوجيا، والجيولوجيا، وعلم المعادن، والهيدرولوجيا والهيدروجيولوجيا والهندسة الجيوتقنية.

لقد تبيّن أن هذا النهج المستعرض فعال جدا، من خلال تطبيقه في دراسة الانزلاق الشهير للتربة بالأبيار الذي يعود تاريخه إلى 1785 على الأقل والذي ما زال يشكل خطرا حقيقيا على البيئة الحضرية، رغم الأشغال التعزيزية التي انجزت من قبل.

إن هذه المقاربة المتعددة التخصصات سمحت بتوصيف زمكاني أفضل لحركات التربة، وتحديد أسبابها المحتملة، ومعرفة تصنيفاتها، ونمذجتها، وتحليل رقمي لاستقرارها وأخيرا تصور حل جديد يثبت استقرارها.

كلمات مفتاحية:

مسعى مستعرض، مقارنة متعددة التخصصات، فوتوغرافيا رقمية، نمذجة، تثبيت الاستقرار، انهيار التربة، الأبيار (الجزائر العاصمة).

Abstract:

Landslides are one of the most common natural disasters in the world and their consequences, especially in urban areas, are costly in human lives and economic assets.

The accelerated growth of cities has contributed to changes in the environment and in the concentration of people in areas at risk, increasing the vulnerability of societies to the risk of landslides.

These phenomena, of natural and/or anthropic origin, are subject to numerous studies grouped into two methods: the naturalistic method and the mechanics method. These methods, which adopt a qualified linear approach, often lead to partial results.

In this thesis, we followed a transversal approach that relies on a multidisciplinary methodology. It combines remote sensing, geomorphology, geology, mineralogy, hydrology, hydrogeology and geotechnical engineering.

This transverse approach has proven very efficient through its application to the famous "El Biar landslide" dating from 1785 at least and still poses a real threat to an urbanized environment, despite the already achieved reinforcement works.

This multidisciplinary methodology allowed to better characterize spatio-temporally the landslides, identify their probable causes, to know their typology, to modelize them, to analyze their stability and finally to design a new stabilization solution.

Keywords:

Transverse Approach, Multidisciplinary Methodology, Digital Photogrammetry, Modeling, Stabilization, Landslide, El Biar (Algiers).

Résumé :

Les glissements de terrain sont l'une des catastrophes naturelles les plus courantes dans le monde, et leurs conséquences, en particulier dans les zones urbaines, sont lourdes en vies humaines et biens économiques.

L'accélération de la croissance des villes a contribué aux transformations de l'environnement et de la concentration de personnes dans les zones à risques, augmentant ainsi la vulnérabilité des sociétés face aux risques de glissements de terrain.

Ces phénomènes d'origine naturelle et/ou anthropique font l'objet de nombreuses études regroupées en deux grandes méthodes : la méthode naturaliste et la méthode mécanicienne.

Ces méthodes, qui adoptent une démarche qualifiée de linéaire, aboutissent souvent à des résultats partiels.

Dans cette thèse, nous avons suivi une démarche transversale qui s'appuie sur une approche pluridisciplinaire. Elle associe à la fois la télédétection, la géomorphologie, la géologie, la minéralogie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la géotechnique.

Cette démarche transversale s'est avérée très efficace, à travers son application sur le célèbre glissement d'El Biar datant de 1785 au moins et qui constitue encore une réelle menace à un environnement urbanisé, malgré les travaux de confortement déjà réalisés

Cette approche pluridisciplinaire a permis de mieux caractériser spatio-temporellement les mouvements de terrain, d'identifier leurs causes probables, de connaître leur typologie, de les modéliser, d'analyser leur stabilité et enfin, a concevoir une nouvelle solution de stabilisation.

Mots-clés :

Démarche transversale, Approche pluridisciplinaire, Photogrammétrie numérique, Modélisation, Stabilisation, Glissement de terrain, El Biar (Alger)

TABLE DES MATIERES

ملخص	7
Abstract	8
Résumé	9
TABLE DES MATIERES	10
LISTE DES PHOTOGRAPHIES	16
LISTE DES FIGURES	17
LISTE DES TABLEAUX	19
INTRODUCTION GENERALE	20
1. CONTEXTE DE LA THESE	21
2. METHODES D'ETUDE	22
3. OBJECTIFS VISES	23
4. PRESENTATION DU MANUSCRIT	24
CHAPITRE 1 : CARACTERISATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	26
1. INTRODUCTION	27
2. DEFINITIONS DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	27
3. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	27
4. TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	29
4.1. Les écroulements et chutes de blocs	29
4.2. Les glissements	30
4.2.1. Les glissements plans	31
4.2.2. Les glissements rotationnels simples et complexes	31
4.3 Les mouvements de fluage	32
4.4 Les coulées	32
4.5. Les mouvements complexes	35
5. CINEMATIQUE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	35
6. CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	37
7. CONCLUSION	38
CHAPITRE 2 : METHODES D'ETUDE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	39
1. INTRODUCTION	40
2. METHODE NATURALISTE	40
3. METHODE MECANICIENNE	42

4. METHODE PLURIDISCIPLINAIRE	44
5. CONCLUSION	45
CHAPITRE 3 : PRESENTATION DU SITE D'ETUDE	47
1. INTRODUCTION	48
2. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE	48
3. CONTEXTE REGIONAL DU SITE D'ETUDE	49
4. HISTORIQUE DES MOUVEMENTS	50
5. ETUDES ANTERIEURES	53
6. TRAVAUX DE STABILISATION	54
7. CONCLUSION	55
CHAPITRE 4 : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUE	56
1. INTRODUCTION	57
2. ETUDE DES PHOTOGRAPHIES AERIENNES	57
2.1 Leur intérêt	57
2.2. Résultats	57
3. ETUDE GEOLOGIQUE	60
3.1 Affleurements	60
3.2 Niveaux géologiques	61
3.3 Bloc diagramme	63
3.3.1 Méthodologie adoptée	63
3.3.2 Résultats	65
4. ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE	65
5. CONCLUSION	67
CHAPITRE 5 : ETUDE SPATIO-TEMPORELLE PAR PHOTOGRAMMETRIE NUMERIQUE	68
1. INTRODUCTION	69
2. TECHNIQUES DE TELEDETECTION	69
3. PHOTOGRAMMETRIE	70
4. METHODOLOGIE ADOPTEE	71
4.1. Principes théoriques	71
4.2. Considérations pratiques	72
5. ÉTUDE DU GLISSEMENT D'EL BIAR	76
5.1. Acquisition des données	76
5.2. Aérotriangulation	76

5.3. Modèles Numériques de Terrain	77
5.4. Ortophotographie numérique	79
6. RESULTATS ET INTERPRETATION	80
7. CONCLUSION	87
CHAPITRE 6 : ETUDE HYDROLOGIQUE	88
1. INTRODUCTION	89
2. CHOIX DE LA STATION METEOROLOGIQUE	90
3. ETUDE DES PRECIPITATIONS	90
3.1 Précipitations moyennes mensuelles	90
3.2 Précipitations annuelles	92
3.3 Détermination de la lame d'eau précipitée	92
4. ETUDE DES TEMPERATURES	93
4.1 Températures moyennes annuelles	93
5. ETUDE DE L'EVAPOTRANSPIRATION	94
5.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle	95
5.1.1. Formule de TURC	95
5.1.2 Formule de COUTAGNE	96
6. RUISSELLEMENT ET INFILTRATION	96
6.1 Estimation de l'apport d'eau moyen	97
6.1.1 Formule de SAMIE	97
6.1.2 Formule dite ALGERIENNE	98
6.1.3 Formule de TURC	98
6.1.4 Formule de COUTAGNE	99
6.1.5 Formule de CHAUMONT	99
6.1.6 Formule de DERY	100
6.1.7 Formule de MEDINGER	100
6.1.8 Synthèse des résultats :	100
7. ESTIMATION DU BILAN HYDROLOGIQUE	102
8. DISCUSSION	102
9. CONCLUSION	103
CHAPITRE 7 : ETUDE HYDROGEOLOGIQUE	105
1. INTRODUCTION	106
2. BASSIN HYDROGEOLOGIQUE	108
3. IDENTIFICATION DES NAPPES	108

4. ANALYSE DES DONNEES	111
4.1 Caractéristiques de la nappe supérieure	111
4.2 Caractéristiques de la nappe inférieure	113
4.2.1 Réseau d'écoulement	114
4.2.2 Axes de drainage	115
4.2.3 Gradients hydrauliques	115
4.3 Puits de pompage F1	116
4.3.1 Généralités	116
4.3.2 Analyse des données	117
4.3.3 Résultats	117
5. CONCLUSION	121
CHAPITRE 8 : ETUDE GEOTECHNIQUE	122
1. GENERALITES	123
2. ESSAIS GEOTECHNIQUES	123
2.1. Teneur en eau	124
2.2 Limites d'Atterberg	126
2.3 Granulométrie	127
2.4 Etude minéralogique	130
2.4.1 Généralités	130
2.4.2 Rappel du principe de la diffraction des rayons X	131
2.4.3 Analyse des résultats	131
2..5 Paramètres mécaniques	133
2.6 Caractéristiques géotechniques des marnes	134
3. ANALYSE DE STABILITE	135
3.1 Généralités	135
3.2 Méthodes de calcul	136
3.3 Notion de facteur de sécurité	137
3.4 Choix du type de méthode de calcul	138
3.5 Choix des paramètres mécaniques	138
3.6 Méthode de calcul adoptée	139
3.7 Méthode des perturbations	139
3.8 Présentation du logiciel de calcul utilisé	140
3.9 Modélisation	141
3.10 Calculs numériques et discussion des résultats	142

4. CAUSES ET MECANISMES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	146
4.1 Généralités	146
4.2 Causes des mouvements de terrain	146
4.3 Classification des mouvements observés	148
4.4. Mécanisme des mouvements de terrain	148
5. TRAVAUX DE CONFORTEMENT	151
5.1 Généralités	151
5.2 Travaux de confortement réalisés	152
5.2.1. Puits de pompage	153
5.2.2. Drains subhorizontaux	153
5.2.3. Galeries	153
5.3. Travaux de confortement proposés	153
6. CONCLUSION	158
CONCLUSION GENERALE	160
1. RESULTATS	161
2. PROPOSITIONS ET RECOMMANDATIONS	163
BILBIOGRAPHIE	165
ANNEXES	177
Annexe 1 : Modèles Numériques de Terrain et Orthophotos	178
Annexe 2 : Implantation du puits de pompage F1 et des piézomètres P1 à P5.	181
Annexe 3 : Limites d'Atterberg	183
Annexe 4 : Courbes granulométriques (tamisage et sédimentométrie)	192
Annexe 5 : Paramètres mécaniques résiduels (essai de cisaillement alterné)	197
Annexe 6 : Résultats de l'analyse numérique par TALREN 4	200
Annexe 7 : Implantation, profondeurs de rupture et courbes de déformation des inclinomètres.	209
Annexe 8 : Travaux de drainage réalisés en 1945-1946.	215

LISTE DES PHOTOGRAPHIES

Photo 3-1 : Glissement du bord de la route Sfindja	51
Photo 3-2 : Effondrement d'un mur de soutènement sur la route Bougara	51
Photo 4-1 : Photographie aérienne (année 1972)	58
Photo 4-2 : Photographie aérienne (année 1980)	59
Photo 4-3 : Photographie aérienne (année 1984)	59
Photo 8-1 : Position du sondage réalisé (à proximité de l'inclinomètre D6)	125
Photo 8-2 : Prélèvement d'échantillons à la tarière	125
Photo 8-3 : Habitations en danger sur le Balcon de Saint-Raphaël	150
Photo 8-4 : Maisons en danger sur le Balcon de Saint-Raphaël	150

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Evolution du nombre annuel de publications scientifiques sur les mouvements de terrain (D'après, Gokceoglu et Sezer, 2009).	22
Figure 1-1 : Ecoulements et chutes de blocs (Source : USGS).	30
Figure 1-2 : Principaux types de glissements (Source : USGS).	31
Figure 1-3 : Schéma type de glissement en escalier (Cartier, 1981).	32
Figure 1-4 : Schéma de glissement avec effondrement (Cartier, 1981).	32
Figure 1-5 : Schéma général du mécanisme de fluage (Colas et Pilot, 1976).	33
Figure 1-6 : Schéma-type de coulée d'éboulis (Cartier, 1981).	34
Figure 1-7 : Schéma-type de coulée boueuse (Cartier, 1981).	34
Figure 2-1 : Moyens de reconnaissances géotechniques en laboratoire et in situ (Semaan, 1998).	43
Figure 3-1 : Localisation géographique de la zone d'étude.	48
Figure 3-2 : Sismicité de la région d'Alger : (a) structures actives, (b) MNT (Boudiaf, 1996).	49
Figure 3-3 : Image satellite montrant l'emplacement du glissement d'El Biar.	52
Figure 4-1 : Carte géologique des affleurements (d'après Agard, 1948).	61
Figure 4-2 : Bloc diagramme (Laribi, 1992).	64
Figure 4-3 : Représentation 3D de la carte des pentes.	65
Figure 5-1 : Principes de la photogrammétrie.	72
Figure 5-2 : Organigramme général du processus utilisé dans cette étude.	73
Figure 5-3 : Modèle Numérique de Terrain (MNT) du glissement d'El Biar.	78
Figure 5-4 : Orthophoto du site d'El Biar de l'année 2007.	80
Figure 5-5 : Profils topographiques multi-temporels le long de l'axe 9M2-101.	81
Figure 5-6 : Surfaces de rupture le long de l'axe probable du glissement d'El Biar.	82
Figure 5-7 : Vecteurs de déplacement horizontal des coins de bâtiment sélectionnés pour la période 1995-2007.	85
Figure 5-8 : Mouvements mesurés au cours de la période 1979-1980 (S.E.I., 1981).	86
Figure 6-1 : Précipitations moyennes mensuelles.	91
Figure 6-2 : Précipitations annuelles.	92
Figure 6-3 : Températures moyennes annuelles.	94

Figure 6-4 : Récapitulatif graphique des résultats des formules utilisées.	101
Figure 7-1 : Toit du grès et niveaux piézométriques dans le grès (S.E.I, 1978).	109
Figure 7-2 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1979 (S.E.I., 1981).	111
Figure 7-3 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1980 (S.E.I., 1981).	111
Figure 7-4 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1981.	112
Figure 7-5 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1982.	112
Figure 7-6 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1983.	112
Figure 7-7 : Carte piézométrique.	115
Figure 7-8 : Variations du gradient hydraulique.	116
Figure 7-9 : Détermination graphique du rayon d'action.	118
Figure 8-1 : Classification des sols fins selon le diagramme de Casagrande.	127
Figure 8-2 : Schéma d'un diffractomètre de rayons X.	130
Figure 8-3 : Analyse de l'échantillon brut.	132
Figure 8-4 : Analyse de la fraction argileuse.	132
Figure 8-5 : Analyse thermique différentielle.	132
Figure 8-6 : Schéma de la résistance au cisaillement résiduel.	133
Figure 8-7 : Glissement à surface de rupture quelconque.	140
Figure 8-8 : Coefficient de sécurité F_s initial (avant rabattement de la nappe phréatique).	145
Figure 8-9 : Coefficient de sécurité F_s final pour un rabattement moyen de la nappe de 8,5 m	145
Figure 8-10 : Travaux de drainage proposés.	156
Figure 8-11 : Coupes du système de drainage proposé.	157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Evénements gravitaires catastrophiques recensés pour la période 1909-2009 au niveau mondial.	21
Tableau 1-1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables (Cruden et Varnes 1996).	36
Tableau 1-2 : Echelle cinématique des mouvements de terrain (Sève et Pouget, 1998).	36
Tableau 5-1 : Caractéristiques des photographies aériennes acquises.	76
Tableau 5-2 : Erreurs moyennes quadratiques globales des triangulations.	77
Tableau 5-3 : Déplacements horizontaux des cibles sélectionnées pour la période 1995-2007.	84
Tableau 6-1 : Précipitations moyennes mensuelles.	90
Tableau 6-2 : Températures moyennes annuelles.	93
Tableau 6-3 : Récapitulatif des résultats des formules utilisées.	101
Tableau 7-1 : Toit du grès et niveaux piézométriques.	110
Tableau 7-2 : Variations des niveaux piézométriques.	113
Tableau 7-3 : Rayons d'influence.	119
Tableau 7-4 : Lecture des valeurs du volume d'eau pompé.	120
Tableau 8-1 : Teneurs en eau.	126
Tableau 8-2 : Limites d'Atterberg.	126
Tableau 8-3 : Pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μm .	128
Tableau 8-4 : Indices d'activité A_c .	128
Tableau 8-5 : Classes d'activités selon Grim (Pilot et al., 1970).	129
Tableau 8-6 : Composition minéralogique.	133
Tableau 8-7 : Résultats du cisaillement alterné.	134
Tableau 8-8 : Caractéristiques géotechniques de marnes.	135
Tableau 8-9 : Exemples de définition d'un coefficient de sécurité (Lambe, 1973).	137
Tableau 8-10 : Résultats des calculs numériques de la rétro-analyse.	143
Tableau 8-11 : Caractéristiques géotechniques des terrains.	144
Tableau 8-12 : Valeurs du coefficient de sécurité F_s en fonction du rabattement moyen de la nappe phréatique.	144
Tableau 8-13 : Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain (Sève et Pouget, 1998).	155

INTRODUCTION GENERALE

1. CONTEXTE DE LA THESE

Les glissements de terrain sont l'une des catastrophes naturelles les plus courantes dans le monde, et leurs conséquences, en particulier dans les zones urbaines, sont lourdes en vies humaines et biens économiques.

L'accélération de la croissance des villes a contribué aux transformations de l'environnement et à la concentration de personnes dans les zones à risques, augmentant ainsi la vulnérabilité des sociétés face aux risques de glissements de terrain (Boullé et al., 1997, Cascini et al., 2005, Crozier et Glade, 2005, Bievre, 2010, Nguyen, 2013).

L'International Disaster Database, qui a pour mission de dénombrer les mouvements de terrain catastrophiques au niveau mondial, a recensé 580 cas pour la période de 1909-2009, dont 76 en Europe (Tableau 1). Ces mouvements de terrain ont entraîné la mort de 59 830 personnes (plus de 16 000 en Europe) avec un impact économique estimé à plus de 7 milliards US\$ (Bievre, 2010).

Parmi ces mouvements, les glissements et coulées sont cinq fois plus fréquents que les éboulements et avalanches rocheuses au niveau mondial, tandis qu'en Europe ils semblent s'équilibrer (Tableau I-1). Dans les deux cas, les glissements et coulées apparaissent beaucoup plus dévastateurs, en termes humain et matériel (Bievre, 2010).

Tableau I-1 : Evénements gravitaires catastrophiques recensés pour la période 1909-2009 au niveau mondial.

	Occurrences	Tués (x10 ³)	Blessés (x10 ³)	Coût ^(a) (x10 ⁶ US\$)
Monde				
Avalanche / chute de blocs	98	4,81	70,94	827,49
Glissement de terrain / coulées boueuses	482	55,02	11178,02	6395,03
<i>Total</i>	<i>580</i>	<i>59,83</i>	<i>11248,96</i>	<i>7222,52</i>
Dont Europe				
Avalanche / chute de blocs	40	1,41	14,95	777,49
Glissement de terrain / coulées boueuses	36	15,38	33,86	2334
<i>Total</i>	<i>76</i>	<i>16,79</i>	<i>48,81</i>	<i>311,49</i>

^(a) : Le coût est indexé sur la valeur du dollar américain de l'année 2000.

En Algérie, on ne dispose pas encore d'une base de données détaillée concernant les mouvements de terrain en général (hormis les séismes) et les glissements de terrain en particulier, quant à leur occurrence, leur nombre de victimes et de blessés et enfin leur impact économique.

Cependant on sait, à travers les médias, que certaines wilayas du pays comme : Alger, Boumerdès, Blida, Tipaza, Médéa, Tizi ousou, Bouira, Bejaia, Constantine, Guelma, Mila... ont connu des glissements de terrain et/ou des éboulements dans un passé relativement lointain ou récent.

Afin de diminuer les risques ou minimiser les dégâts de ces phénomènes naturels, la communauté scientifique internationale s'est fortement investie, durant plusieurs décennies, dans les études et recherches en vue d'une meilleure compréhension de ces mouvements d'origine naturelle et/ou anthropique, comme le montre l'accroissement du nombre annuel de publications scientifiques sur les mouvements de terrain entre 1945 et 2008, dans des revues internationales à comité de lecture (Figure I-1).

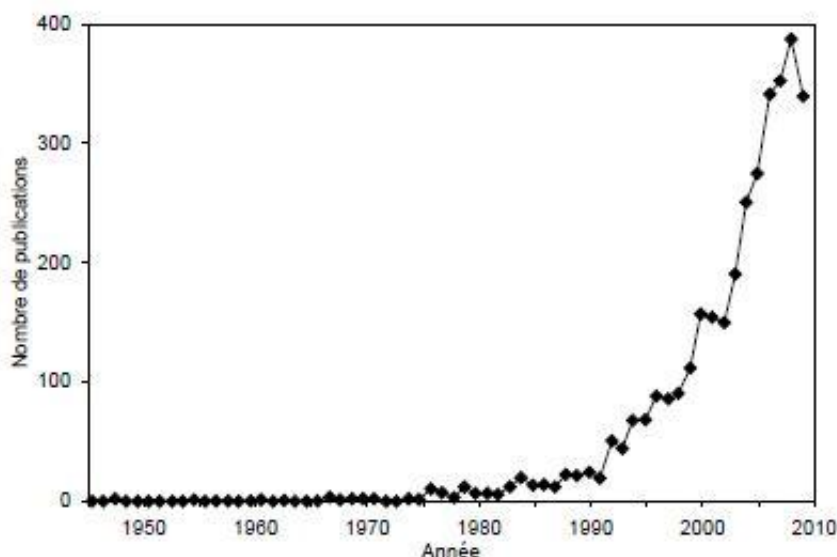


Figure I-1 : Evolution du nombre annuel de publications scientifiques sur les mouvements de terrain (D'après, [Gokceoglu et Sezer, 2009](#)).

2. METHODES D'ETUDE

Les nombreuses études et recherches sur les glissements de terrain sont généralement regroupées en deux grandes méthodes : la méthode naturaliste et la méthode mécanicienne. Ces méthodes qui adoptent une démarche qualifiée de linéaire, aboutissent souvent à des résultats partiels ([El Khattabi, 2001](#)).

Or, les glissements de terrain ont rarement une cause unique ([Filliat, 1981](#)), et leur déclenchement et/ou leur réactivation est le résultat du concours de plusieurs facteurs défavorables qui s'imbriquent et qui relèvent de disciplines variées.

De ce fait, l'approche linéaire (naturaliste ou mécanicienne) s'avère partielle et limitée, d'où l'intérêt de la démarche transversale.

Dans cette thèse, consacrée au célèbre glissement d'El Biar, nous avons suivi une démarche transversale qui s'appuie sur une approche méthodologique pluridisciplinaire associant à la fois la télédétection, la géomorphologie, la géologie, la minéralogie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la géotechnique.

Cette démarche transversale permet de mieux caractériser spatio-temporellement les mouvements de terrain, d'identifier leurs causes probables, de connaître leur typologie, de les modéliser, d'analyser leur stabilité et, enfin de pouvoir concevoir une solution de stabilisation avec le maximum de chances de succès.

3. OBJECTIFS VISES

Le glissement d'El Biar, datant de 1785 au moins, et recouvrant une surface d'environ 16,5 ha a posé de nombreux problèmes à la ville d'Alger, et a fait l'objet de plusieurs études et travaux de confortement.

Malgré les études faites et les travaux de confortement déjà réalisés, bien qu'ils aient améliorés relativement la situation à l'époque, les mouvements de terrain continuent jusqu'à nos jours. Le glissement d'El Biar nécessite donc la poursuite et l'approfondissement des études afin de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation du site.

Les objectifs essentiels de cette thèse se résument dans les points suivants :

- 1- Montrer l'efficacité de la démarche transversale pluridisciplinaire dans l'étude des glissements de terrain à travers le cas étudié ;
- 2- Démontrer le potentiel de la photogrammétrie numérique dans la caractérisation spatio-temporelle des glissements de terrain dans un contexte urbain ;
- 3- Contribuer à l'approfondissement des études sur les conditions géologiques, hydrologiques, hydrogéologiques et géotechniques du glissement d'El Biar ;
- 4- Elucider les causes et le mécanisme des mouvements de terrain ;
- 5- Concevoir un système de confortement adéquat pour mieux stabiliser ou atténuer au maximum l'ampleur de ces mouvements.

4. PRESENTATION DU MANUSCRIT

Le manuscrit est composé d'une introduction générale, suivie de huit chapitres et une conclusion générale.

Le premier chapitre présente une caractérisation globale des mouvements de terrain en général et les glissements de terrain en particulier. A cet effet, on définit d'abord les mouvements de terrain, puis on passe en revue les principales classifications utilisées et leurs fondements, ensuite on s'intéresse à leur cinématique et typologie et enfin aux différentes causes à l'origine de ces mouvements.

Le chapitre deux est consacré à la présentation des méthodes d'étude des instabilités de terrain, à savoir les méthodes dites naturaliste et mécanicienne qui s'appuient sur une démarche linéaire et enfin, on exposera la méthode pluridisciplinaire à démarche transversale, le tout illustré par des exemples d'études et de recherches réalisées à travers le monde.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du glissement d'El Biar qui constitue le sujet d'application de cette thèse. On commence d'abord par le situer géographiquement en indiquant le contexte géologique régional dans lequel il évolue, puis on donnera un aperçu historique des mouvements de terrain survenus, ensuite on présentera une synthèse des principales études faites ainsi que les différents travaux de confortement réalisés.

Le chapitre quatre est réservé aux études géologique et géomorphologique. Notre contribution a porté essentiellement sur les éléments suivants : résumé des travaux effectués antérieurement, étude des photographies aériennes prises à des périodes différentes, établissement d'un bloc diagramme du versant étudié, et génération d'une carte des pentes en 3D à partir du Modèle Numérique de Terrain (MNT).

Le cinquième chapitre présente une étude spatio-temporelle du glissement d'El Biar par photogrammétrie numérique. On y démontre le potentiel qu'offre la photogrammétrie numérique dans la caractérisation cinématique qualitative et quantitative des versants instables dans un contexte urbain. Des Modèles Numériques de Terrain ont été générés et des orthophotos multi-temporelles établies. Les techniques utilisées ont été validées par les résultats des enquêtes de terrain. Enfin, une combinaison entre la photogrammétrie numérique avec les données géologique et géotechniques a permis une meilleure compréhension des mécanismes du glissement d'El Biar.

Le chapitre six est dédié à l'étude hydrologique dans laquelle, tous les paramètres intervenants dans le bilan hydrologique ont été calculés, ainsi que l'évaluation des quantités d'eaux

d'infiltration et de ruissellement dans le site. On a exploité les résultats de l'étude pour juger de l'efficacité du système de drainage déjà réalisé.

L'étude hydrogéologique, qui constitue le septième chapitre, est axée sur les points suivants : caractérisation des variations des niveaux piézométriques, établissement d'une carte montrant le champ d'écoulement hydraulique de la nappe souterraine, identification du bassin hydrogéologique et rôle des eaux souterraines dans les mouvements de terrains.

Le dernier chapitre, consacré à l'étude géotechnique, a porté essentiellement sur la réalisation et la caractérisation des essais géotechniques classiques à partir des échantillons que nous avons prélevés. Les études minéralogiques entreprises révèlent la présence de la montmorillonite dans la marne étudiée, et conduisent à mieux définir les causes probables des mouvements de terrain. Les causes probables des mouvements, formulées par différents auteurs, ont été reprises et discutées à la lumière des résultats de la présente étude. Ensuite, on a procédé à une analyse numérique détaillée de la stabilité du site, en fonction du rabattement progressif de la nappe phréatique, en vue d'évaluer le gain de stabilité résultant dans le cas d'une solution de stabilisation par drainage. Enfin, en tenant compte des causes et du mécanisme des mouvements, de l'insuffisance du système de drainage réalisé antérieurement, et des résultats de l'analyse numérique de stabilité, un nouveau système de stabilisation plus adéquat a été proposé.

Enfin, on termine notre thèse par une conclusion générale où l'on reprend les principaux résultats obtenus suivis de propositions et recommandations pour les études futures.

Chapitre 1

Caractérisation des mouvements de terrain

1. INTRODUCTION

Les mouvements de terrain, phénomènes d'origine naturelle et/ou anthropique, se manifestent suivant des formes très variées (écroulement, chute de blocs, glissement superficiel ou profond, rotationnel ou non, fluage, coulée etc.).

Leurs causes sont aussi multiples que variées qu'on peut regrouper selon qu'ils soient : déclenchants internes ou externes, et en facteurs conditionnants ou déclenchants etc.

Cette variété dans les formes d'apparition de ces phénomènes et de leurs causes probables nécessite leur caractérisation afin de mieux comprendre leurs comportements.

Ce chapitre vise donc à caractériser ces mouvements de terrain en présentant de manière synthétique les principales classifications existantes, leurs typologies, leurs cinématiques et enfin leurs causes. Et, pour cela, on commencera d'abord par les définir.

2. DEFINITIONS DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Selon [Flageollet \(1989\)](#), les mouvements de terrain font parties des mouvements de masse mais n'en sont qu'une composante. Ils impliquent une rupture de pente qui entraîne un déplacement de matériaux. Ils se définissent donc comme des déplacements gravitaires de masses de terrains qui sont déstabilisées par des facteurs déclenchants naturels et/ou anthropiques.

En pratique, le terme de «mouvements de terrain» est réservé aux mouvements dus essentiellement à la gravité (mouvements gravitaires) et ne s'applique pas aux mouvements d'origine tectonique (séismes, mouvement des plaques lithosphériques, phénomènes volcaniques) ([Hantz, 2012](#)).

Certains auteurs ont utilisé les termes de « landslides », « ground motions » ou « ground movements » ou encore « earth movements » pour désigner les « mouvements de terrain ».

En 1984, le National Research Council Committee on Ground Failure Hazards a défini les « mouvements de terrain » par l'expression « ground failures » qui englobe « landsliding, subsidence and expansive soils » ([Flageollet, 1989](#)).

3. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Depuis plus d'un siècle et demi, les spécialistes se sont préoccupés pour définir, distinguer et classer les mouvements de terrain. On dispose aujourd'hui d'une multitude de classifications.

Les premières classifications étaient simples, parce qu'elles s'appuyaient sur des observations et les cas étaient peu nombreux. Par la suite, avec les progrès de la connaissance, la variété et la complexité des mouvements de terrain, les classifications sont devenues plus élaborées.

[Flageollet \(1989\)](#) a dressé un tableau regroupant 51 classifications des mouvements de terrain apparues entre 1846 et 1981. Dans ce tableau, il cite l'année et l' (les) auteur(s) de chaque classification et les classe selon trois grands critères : le matériau, le mouvement et le résultat. Ces trois critères sont eux-mêmes divisés en plusieurs autres critères comme suit :

- *Le matériau* : nature du matériau, versant (pente, structure, état), localisation (géographique, géologique), caractéristiques géotechniques et surface de séparation.
- *Le mouvement* : type de déplacement, vitesse de déplacement, agent (eau, glace, air) et cause.
- *Le résultat* : masse déplacée (formes et dimensions), indices morphométriques et évolution prévisible et risques encourus.

Enfin, il mentionne, pour chaque classification, le critère principal et le(s) critère(s) secondaire(s) adoptés par leurs auteurs.

Par la suite, d'autres classifications, basées sur des critères variés, ont vu le jour. On peut citer, à titre d'exemple, les classifications de [Meunier \(1991\)](#), de [Cruden et Varnes \(1996\)](#); de [Hungry et al. \(2001\)](#) et celle de [Cruden et Couture \(2011\)](#).

Cependant, l'une des classifications des mouvements de terrain les plus fréquemment utilisées dans la littérature est celle de [Varnes \(1978\)](#), qui repose essentiellement sur deux composantes: la première est relative à la nature des formations affectées par l'instabilité et la seconde au type de mouvement.

[Varnes \(1978\)](#) distingue 6 types de mouvements de terrain :

- Les chutes ;
- Les glissements ;
- Les basculements ;
- Les déplacements latéraux ;
- Les écoulements ;
- un sixième, complexe qui représente une combinaison de plusieurs types de mouvements de terrain ; et 3 types de matériaux (roche, sols granuleux et sols fins).

4. TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

On présentera, ci-après, les principaux types de mouvements de terrain figurants dans les classifications les plus utilisées ([Colas et Pilot, 1976](#) ; [Varnes, 1978](#) ; [Cartier, 1981](#) ; [Flageollet, 1989](#) ; [Cruden et Varnes, 1996](#)).

4.1. Les écroulements et chutes de blocs

Les écroulements et chutes de blocs sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées ([Varnes, 1978](#)). Il s'agit de masses de taille variable qui se détachent d'une pente escarpée ou d'une falaise.

Les vitesses de déplacement sont rapides à extrêmement rapides, avec des rebonds et des trajectoires paraboliques.

Dans le cas des roches sédimentaires, la stratification accroît le découpage de la roche et par conséquent les prédispositions à l'instabilité (présence d'une formation sous-jacente plus meuble, déformable ou érodable).

La phase initiale de la chute des éléments rocheux est longue et difficile à déceler (altération des joints de stratification, endommagement progressif des roches, fracturation, etc.). La phase d'accélération qui aboutit à la rupture est très rapide ce qui rend ces phénomènes très difficilement prévisibles.

En fonction du type de matériaux constituant le versant, [Varnes, \(1978\)](#), [Varnes et IAEG \(1984\)](#), [Cruden et Varnes \(1996\)](#) ont fait la distinction entre :

- les **chutes de blocs** (lorsque la masse se détache du socle) ;
- les **éboulis de débris** (composés par des fragments détritiques grossiers) ;
- les **éboulis de sol** (composés de fragments détritiques fins) (Figure 1-1).

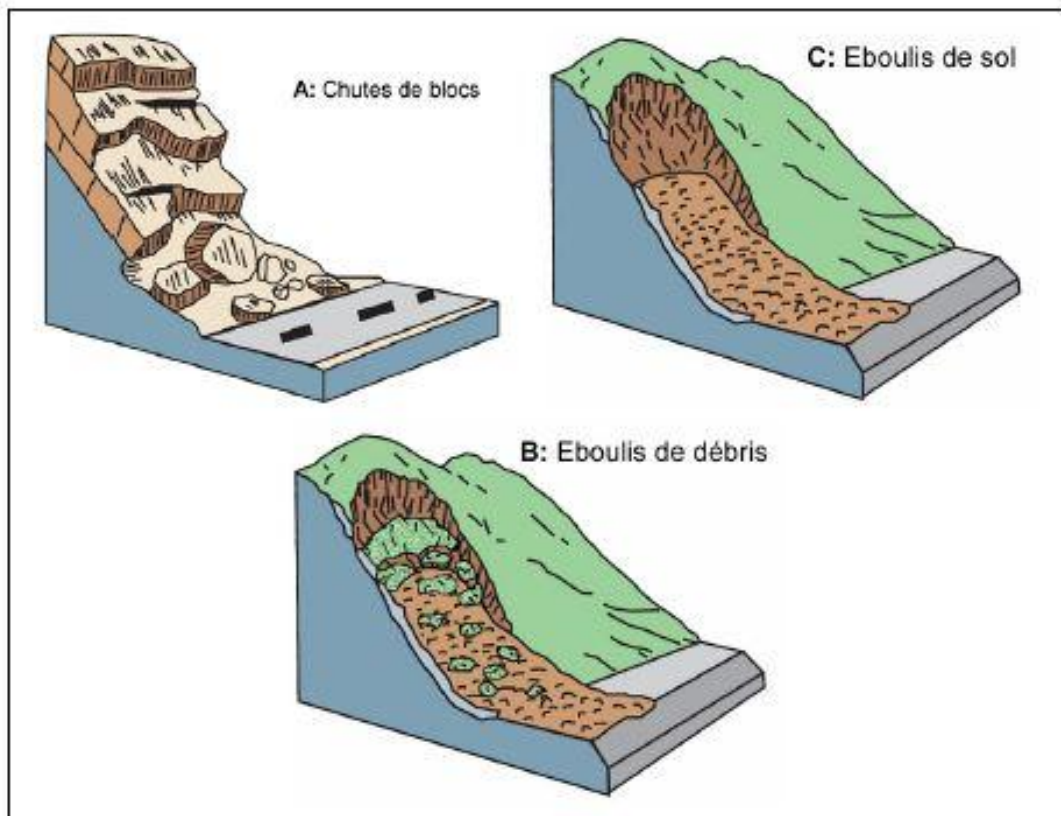


Figure 1-1 : Ecoulements et chutes de blocs (Source : [USGS](#))

4.2. Les glissements

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, ainsi que sur tout type de matériau ([Varnes, 1978](#)). 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.

La surface de cisaillement devient alors une surface de séparation entre matériau en place et matériau en mouvement.

Selon la surface de rupture rencontrée dans cette classe, [Colas et Pilot, \(1976\)](#) ; [Varnes \(1978\)](#) ; [Filliat \(1981\)](#) ; [Flageollet \(1989\)](#)... ont subdivisé les glissements en deux catégories : les glissements plans et les glissements rotationnels simples et complexes (Figure 1-2).

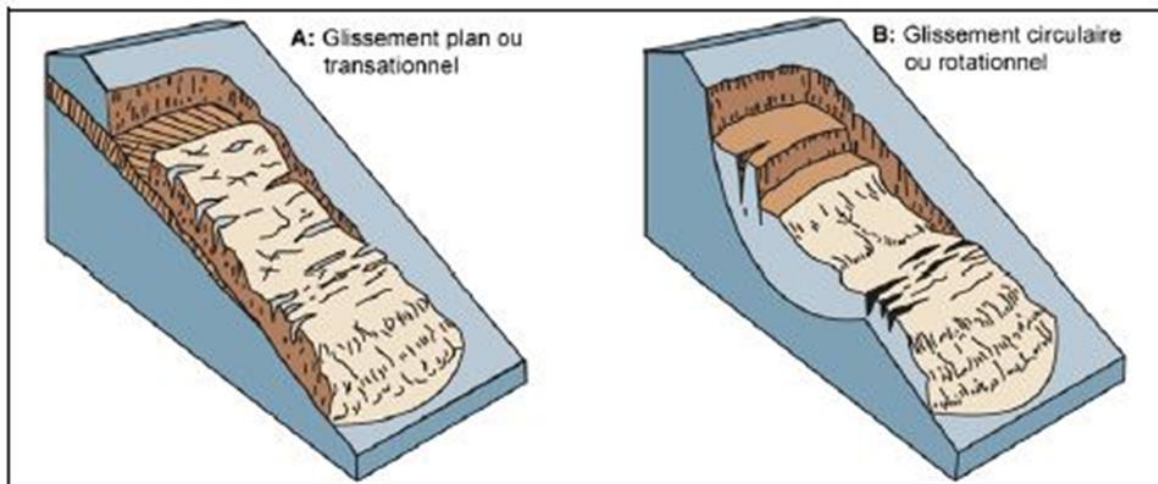


Figure 1-2 : Principaux types de glissements (Source : [USGS](#)).

4.2.1. Les glissements plans

Ils se produisent suivant un schéma type alors que les causes peuvent être diverses. Ils correspondent à un mouvement de masse évoluant le long d'un plan de faible résistance mécanique. Lorsque dans un tel type de glissement une seule unité est mobilisée, on parle de "glissement par blocs". Les glissements plans sont souvent contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces ou zones de moindre résistance mécanique.

4.2.2. Les glissements rotationnels simples et complexes

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples (superficiels ou profonds) ou complexes. Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle. Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire et comportent souvent des éléments de glissement plan. On citera, par exemple, les glissements régressifs "en escalier" (Figure 1-3) ou les glissements avec effondrement (Figure 1-4).

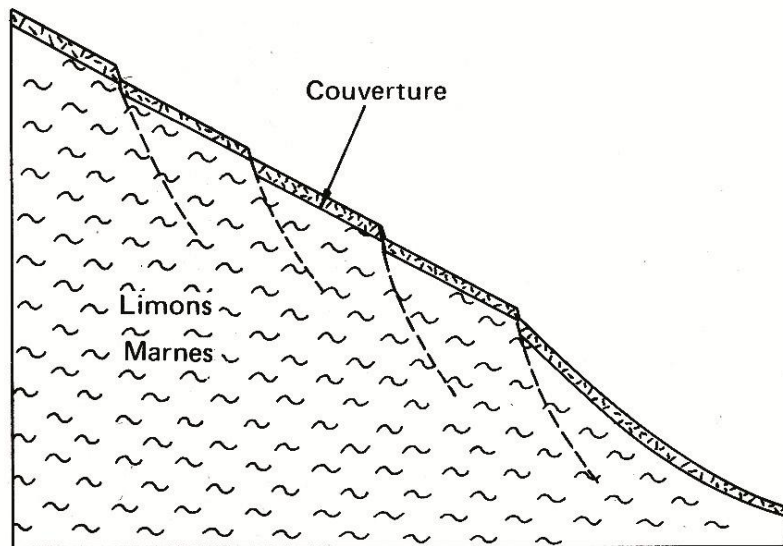


Figure 1-3 : Schéma type de glissement en escalier (Cartier, 1981)

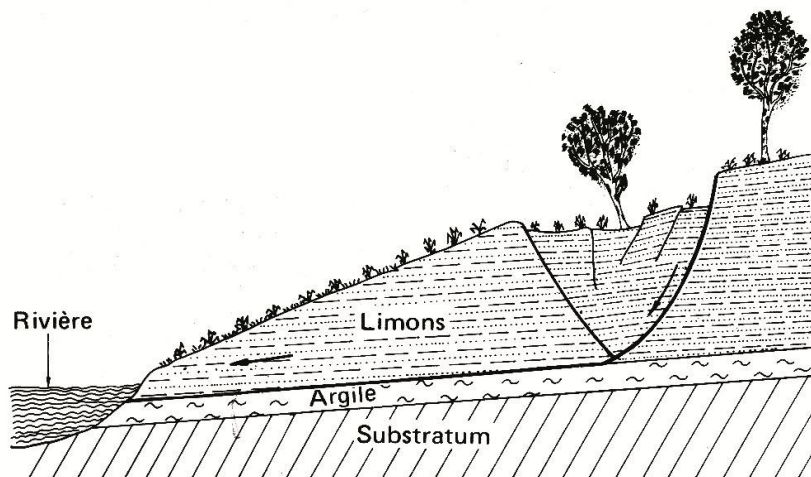


Figure 1-4 : Schéma de glissement avec effondrement (Cartier, 1981)

4.3 Les mouvements de fluage

Les mouvements précédemment décrits avaient en commun deux caractères :

- Une cause mécanique qui avait provoqué le glissement : suppression d'une « butée de pied », création de talus à pente trop raide, modification du régime hydraulique, etc. ;
- Une surface de rupture nettement définie et identifiable.

Par contre, les mouvements de fluage (Figure 1-5) se caractérisent par l'absence de ces deux facteurs (Cartier, 1981).

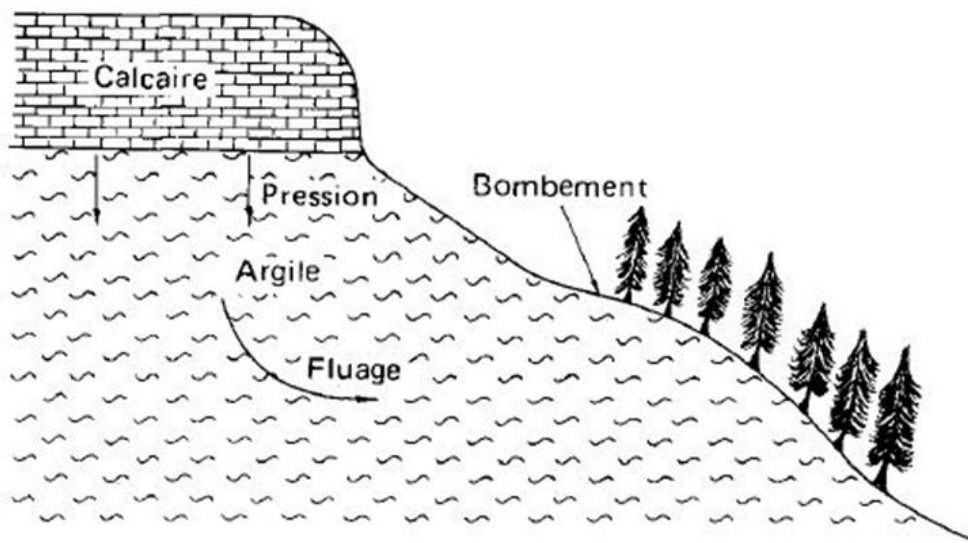


Figure 1-5 : Schéma général du mécanisme de fluage (Colas et Pilot, 1976).

Les mouvements résultants se produisent lentement, sans modification des efforts appliqués. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

Un cas spécial de fluage est la **solifluxion**. Ce phénomène est la conséquence des climats périglaciaires. Lors du dégel, la teneur en eau du matériau croît superficiellement et les mouvements s'accélèrent (Colas et Pilot, 1976).

4.4 Les coulées

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant alors repris par un torrent.

Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :

- Les matériaux sont meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- Le phénomène se déclenche généralement lorsque le matériau dépasse une teneur en eau critique le rendant semi-fluide ;
- Les coulées s'accroissent aux dépens des terrains meubles rencontrés dans leur progression;
- Les distances franchies par les coulées sont sans commune mesure avec l'étendue couverte initialement par les matériaux qui leur ont donné naissance ;
- Les vitesses de déplacement peuvent être extrêmement rapides (Colas et Pilot, 1976).

Les deux figures suivantes présentent les configurations les plus classiques : coulée d'éboulis et coulée boueuse.

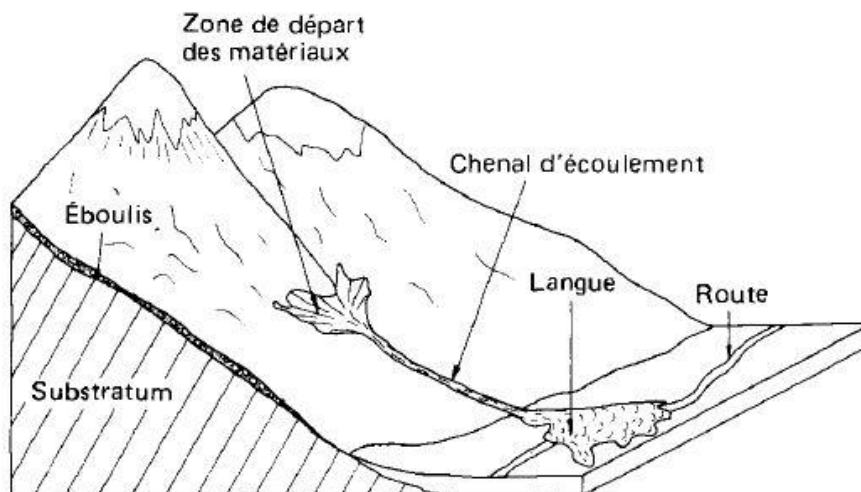


Figure 1-6 : Schéma-type de coulée d'éboulis (Cartier, 1981).

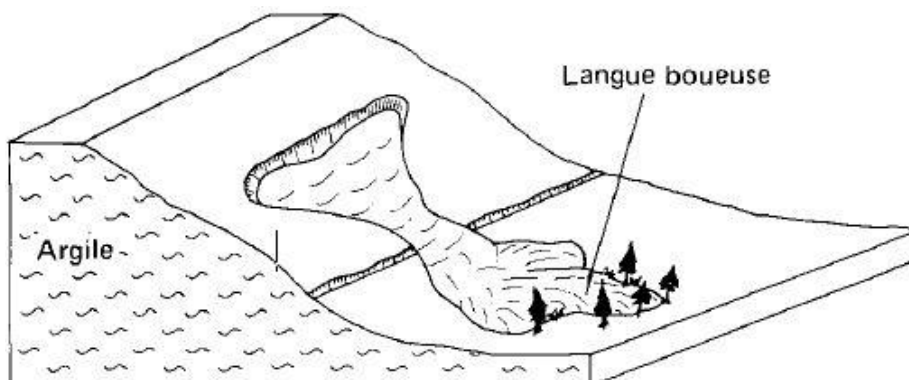


Figure 1-7 : Schéma-type de coulée boueuse (Cartier, 1981).

4.5. Les mouvements complexes

La dernière catégorie décrite par plusieurs auteurs (Varnes, 1978 ; Milliès-Lacroix, 1981 ; Crozier, 1984 ; Corominas, 1989) présente une morphologie complexe réunissant plusieurs critères morphologiques correspondant à l'ensemble des mouvements de masses décrits jusqu'à présent.

La géologie du terrain représente le facteur conditionnant le plus déterminant dans la genèse d'un tel type de mouvement.

En effet, c'est principalement l'hétérogénéité des matériaux qui, combinée aux facteurs déclenchants comme l'eau permet d'engendrer des mouvements complexes ou composés.

Les cas les plus fréquents sont décrits par Corominas (1989) ; il s'agit des **solifluxions-coulées** ou **solifluxions-glissements**.

D'autres auteurs parlent plutôt de **glissements-coulées** (Milliès-Lacroix, 1981; Crozier, 1984; Flageollet, 1989).

Les mouvements complexes correspondent finalement à un phénomène de mouvement de masse réunissant au minimum deux types de glissements sur un même versant.

Le système affecté se présente sur de très vastes étendues et l'ensemble des terrains affectés repose sur une surface de rupture active (Cruden et Varnes, 1996).

5. CINEMATIQUE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

La cinématique des différents mouvements de terrain peut également être classée à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution (Cruden et Varnes 1996).

Le tableau 1-1 présente une échelle d'intensité des mouvements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution et l'importance des destructions probables.

Tableau 1-1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables (Cruden et Varnes 1996)

Classe de vitesse	Description	Vitesse (mm/sec)	Vitesse typique	Destructions significatives probables
7	Extrêmement rapide	5×10^3	5 m/s	Catastrophe majeure ; destruction de bâtiments par le déplacement du matériau ; plusieurs morts ; rescapés peu probable.
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.
5	Rapide	5×10^{-1}	1.8 m/h	Evacuation possible ; destruction de structures, biens et équipements.
4	Relativement rapide	5×10^{-3}	13 m/mois	Possibilité de maintenir temporairement quelques structures.
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.
2	Très lent	5×10^{-7}	15 mm/an	Résistance de quelques structures aux mouvements de masse.
1	Extrêmement lent			Imperceptible sans instruments de mesure ; possibilité d'aménagement avec précautions.

Une classification plus simplifiée a été adoptée par le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France), définissant 5 classes de mouvements de terrain selon leurs vitesses de déplacement (Tableau 1-2).

Tableau 1-2 : Echelle cinématique des mouvements de terrain (Sève et Pouget, 1998)

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an	1 mm/mois	1,5 mm/j	4 mm/h	2,5 m/sec
à	à	à	à	à
12 mm/an	50 mm/mois	100 mm/j	10 000 mm/h	10 000 mm/sec

6. CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Les causes des mouvements de terrain sont nombreuses et variées. On se limitera, dans ce qui suit, aux principales causes relatives aux glissements de terrain, qui constituent d'ailleurs l'objet de la présente étude à travers l'exemple du glissement d'El Biar.

D'une manière générale, les glissements de terrain peuvent se produire du fait de facteurs divers tels que : la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique du glissement en raison d'un réservoir d'eau), (Varnes, 1978 ; Cruden et Varnes, 1996) ;

Selon Filliat (1981), les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se classer en trois catégories:

a) La nature des terrains constituant le site, et plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains;

b) Les diverses formes d'action de l'eau:

- Actions rhéologiques sur le milieu (réduction des caractéristiques mécaniques, réduction de la consistance et ramollissement d'origine chimique) ;
- Pressions interstitielles ;
- Pression de courant ;

c) Les actions mécaniques externes:

- Pente du versant ;
- Surcharges de pente ou de crête ;
- Fouilles et affouillements de pied ;
- Déboisement du site ;
- Séismes, et plus généralement, vibrations (Filliat, 1981).

Par contre, Flageollet (1989) considère que le passage de l'état de stabilité à l'état instable relève de causes nombreuses et variées, les unes externes et les autres internes.

a) Les causes externes sont :

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière ;
- L'ouverture d'une carrière ;

- Les secousses d'un tremblement de terre ;
- La surcharge d'une construction ;

b) Les causes internes sont :

- Augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies ;
- Accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol ;
- Développement de l'altération de la roche telle que la dissolution

Enfin, si les causes des mouvements de versants sont diverses, il existe toujours, selon [Varnes \(1978\)](#), un seul facteur de déclenchement, c'est-à-dire un stimulus externe (fortes précipitations, secousses sismiques, éruptions volcaniques, l'érosion d'un rapide courant d'eau etc.) apte à provoquer rapidement le mouvement.

7. CONCLUSION

Il en ressort, à la suite de ce chapitre, que les mouvements de terrain peuvent être classés selon plusieurs critères. Leur typologie est variée ainsi que leur cinématique. Les causes de ces phénomènes sont multiples et diverses classifications ont été proposées.

La caractérisation d'un mouvement de terrain est extrêmement utile car elle permet de mieux apprécier les causes du phénomène et, par conséquent, proposer les solutions de confortement correspondant au mieux à la situation étudiée.

Chapitre 2

Méthodes d'étude des mouvements de terrain

1. INTRODUCTION

Les études et recherches dans le domaine des instabilités de terrain sont nombreuses et variées (Blondeau et al., 1976 ; Millies-Lacroix ; 1981, Marre, 1987 ; Flageollet, 1989 ;...). Elles débutent généralement, par la description des phénomènes et aboutissent à la conception d'un projet de stabilisation, en passant par la caractérisation des matériaux impliqués et leur modélisation.

Ces différentes études et recherches se regroupent généralement en deux grandes familles de méthodes que l'on qualifie de naturalistes et mécaniciennes (Rascon, 1984 ; Mulder et al, 1987 ; Lebourg, 2000 ; El khattabi, 2001).

Les études et recherches actuelles dans le domaine des mouvements de terrain se distinguent par l'émergence de méthodes pluridisciplinaires. Celles-ci conjuguent les études issues des méthodes naturalistes et mécaniciennes.

Dans ce chapitre, nous allons présenter ces différentes méthodes avec citation de quelques travaux de recherche réalisés dans ce domaine et enfin conclure quant à la méthode d'étude adoptée dans le cadre de cette recherche.

2. METHODE NATURALISTE

L'école naturaliste contribue d'une manière importante à la compréhension des phénomènes d'instabilités naturelles. La finalité des méthodes utilisées (géographique, géomorphologique et géologique) est la description, la caractérisation et la cartographie des mouvements de terrain.

Cependant, il est à noter que les géologues sont les premiers à estimer les facteurs d'instabilités et à décrire les phénomènes. Leurs descriptions sont relatées par Heim (1882) et Howe (1909) concernant les falaises littorales et celle de Reynolds (1932) concernant les montagnes (Flageollet, 1989).

Millies-Lacroix (1968) distingue plusieurs facteurs d'instabilité de versants naturels et les regroupe en deux types de facteurs passifs et actifs :

- **facteurs passifs** : topographie, structure et lithologie
- **facteurs actifs** : climat, couverture végétale, anthropie et séisme.

En 1981, le même auteur (Millies-Lacroix, 1981) propose une classification basée sur la reconnaissance de la surface de rupture et la profondeur à laquelle elle se situe. Par contre, d'autres auteurs se sont intéressés aux répercussions directes des facteurs spécifiques. Ainsi,

Bonte (1970) a examiné les différentes conditions de stabilité selon l'arrivée de l'eau : verticalement (par le haut ou par le bas) ou latéralement.

Par ailleurs, le facteur eau a fait également l'objet de recherche du point de vue analyse physico-chimique, donnant ainsi des informations précieuses sur le lessivage des matériaux et leur répercussion sur la stabilité des versants (Agard, 1948 ; Filliat, 1981 ; Compagnon et al, 1997 ; Guglielmie et al, 2000)

Il est à noter également que la structure, constituant aussi un facteur d'instabilité, a été prise en compte dans plusieurs études (Goguel et Pachoud, 1972 ; Middlemiss, 1994) ; Mansour, 1998). Elle affecte dans une large mesure, la tenue du matériau et conditionne souvent le profil d'équilibre d'un versant.

La conséquence des actions tectoniques, notamment, joue un rôle important. De même, la composition des matériaux et la variation de leurs propriétés agissent directement sur leur résistance globale. Ainsi, la présence de certains matériaux argileux comme la smectite, la montmorillonite a démontré (suite à leur affinité pour l'eau), leur potentiel de dangerosité (Pilot et al., 1970 ; Chamley et Mascle, 1970 ; Ngangui, 1989 ; Faleh et al., 2002).

L'identification de ces facteurs, que l'on peut qualifier d'internes (intimes aux matériaux), a été complétée par les facteurs externes (météorologiques, marins, anthropiques,...) bien développés par les géographes physiciens.

Les géomorphologues, par leurs études axées, entre autres, sur la dynamique des versants, ont permis de développer les facteurs à l'origine de cette dynamique, à savoir :

- **les facteurs climatiques** : l'un des facteurs essentiels intervenant dans l'instabilité des versants est relatif aux précipitations (Maurer, 1968 ; Marre, 1987). L'agressivité de la pluviométrie s'explique également par le rôle joué par d'autres agents météorologiques. Les saisons sèches, marquées par de fortes températures prédisposent le sol à une érosion massive lors de la saison pluvieuse (Maurer, 1968 ; Andriamampianina, 1985 ; Tribak, 1990).
- **les facteurs topographiques** : la valeur de la pente topographique définit l'inclinaison du versant. Elle conditionne dans une certaine mesure le type de mouvement. Les irrégularités de surface lui donnent un relief variant (Sommé, 1966). L'appréciation de ce facteur a été quantifiée par l'élaboration des cartes clinométriques (Brunet, 1963).
- **les facteurs marins** : il s'agit essentiellement de l'action des vagues qui sapent le bas des versants et les embruns marins chargés de sel (Paskoff, 1994; Mitchell, 2001).
- **la couverture végétale** : examinée sous l'angle de la stabilité des versants, les plantes jouent un rôle important : en plus de l'évapotranspiration, elles améliorent la structure du sol (Delmas et al, 1987).

- **l'action anthropique** : l'activité humaine joue un rôle important dans le déclenchement de certains mouvements. Elle se manifeste par divers impacts : entailles routières, ouverture des tranchées (routes, voies ferrées, carrières,...), excavations diverses (explosifs, roulage des engins,...), vibrations dues à un trafic intense,... (Amar et al, 1975 ; Albinet, 2001 ; Nail, 2001)... Cette activité peut provoquer ou accentuer les phénomènes d'érosion (Masson, 1987).

Pour les géographes physiciens ou les géologues, la concrétisation du travail, après les étapes de description, caractérisation et classification, se matérialise par des supports cartographiques. Il convient de rappeler l'existence de diverses cartes, géomorphologiques, géologiques,... (Van Asch, 1980 ; Delmas et al, 1987). Mais les véritables cartes sont apparues avec l'intégration de la notion du risque. Il s'agit de la cartographie des zones à risques selon un zonage (ZERMOS) (Guerey, 1987).

3. METHODE MECANICIENNE

L'un des objectifs majeurs de la mécanique des sols consiste à étudier le comportement d'un massif de sol soumis à différentes sollicitations telles que :

- **les forces massiques** : pesanteur, poussée d'écoulement,
- **les charges de surfaces** : concentrées, réparties,
- **les forces dynamiques** : machines vibrantes, séismes,

et de **vérifier** que **sa stabilité** reste assurée (Filliat, 1981 ; Philipponnat et al, 1997).

La géotechnique est une discipline qui utilise les techniques du génie civil, et les sciences de la terre (géomorphologie, géologie, hydrogéologie,...). Son domaine n'est donc pas limité et s'étend en fonction des besoins humains et des progrès techniques (Martin, 1997).

Les moyens de reconnaissance, en laboratoire et in situ, utilisés en géotechnique, sont synthétisés par Semaan (1998) dans la figure 2-1.

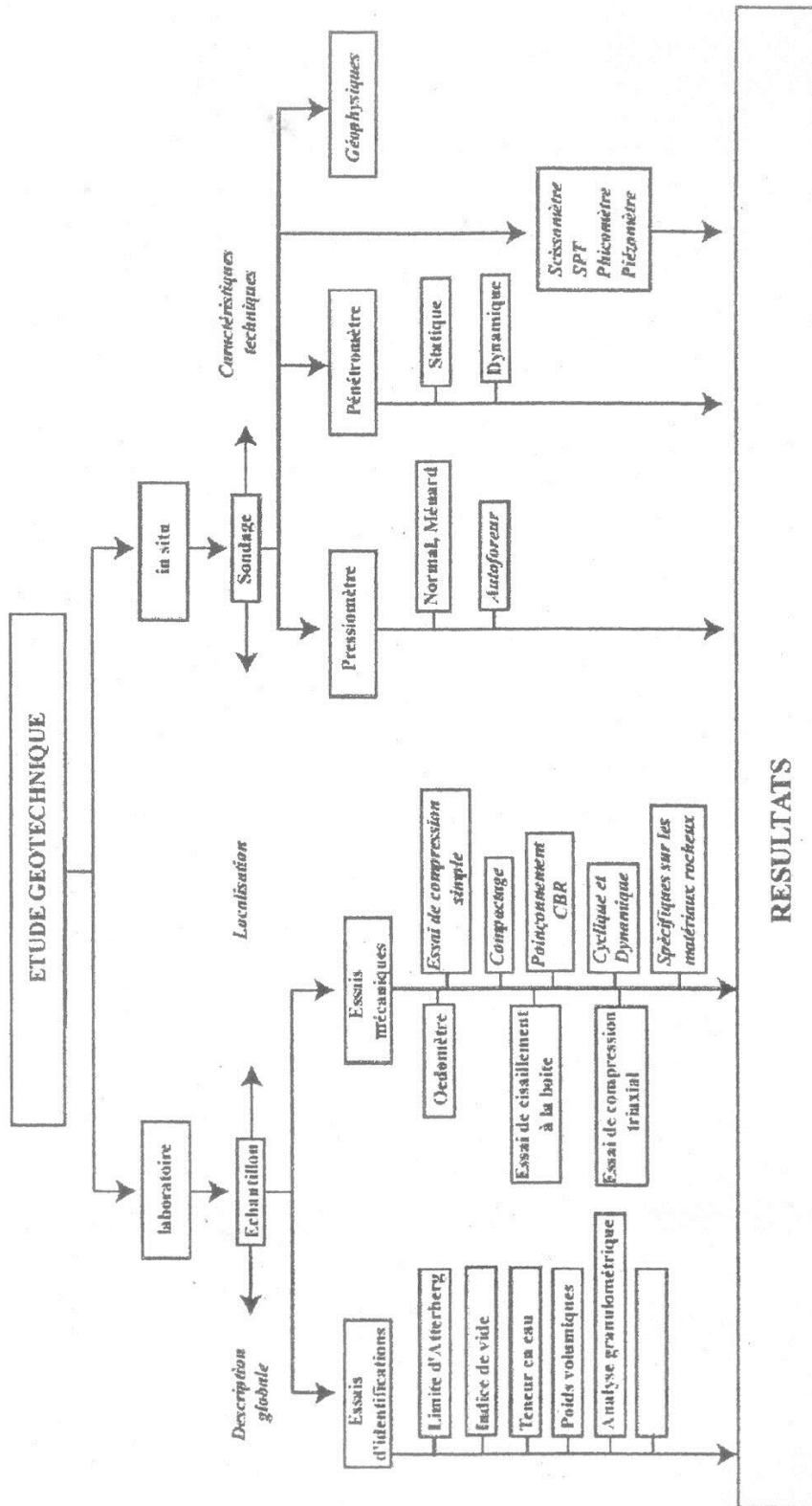


Figure 2-1 : Moyens de reconnaissances géotechniques en laboratoire et in situ (Semaan, 1998).

Selon Antoine et Giroud ([Lebourg, 2000](#)) les mécaniciens, à l'inverse des naturalistes, considèrent le critère mécanique comme le premier critère d'identification des mouvements de terrain. Compte tenu de la variabilité des paramètres à considérer, les études sont nombreuses. Ainsi, la caractérisation mécanique des matériaux instables s'effectue in situ et en laboratoire ([Blondeau, 1976](#) ; [El khattabi et al, 1999](#)).

Par ailleurs, le comportement mécanique des matériaux a été justifié par la composition minéralogique des matériaux, tel est le cas des argiles par exemple ([Pilot et al, 1970](#)).

Les propriétés mécaniques dépendent aussi de la texture des sols, c'est-à-dire la forme, la dimension et l'arrangement des grains. [Le Roux \(1976\)](#) a identifié les textures de roches argileuses et marneuses.

En outre, dans certaines zones soumises à l'aléa sismique, l'étude doit tenir compte de l'intensité, de la localisation et de la fréquence des foyers sismiques. Cette activité peut déclencher des mouvements de terrain. [Durville et al, \(1982\)](#) ont identifié les phénomènes morphologiques induits par les séismes de Chlef (1980).

4. METHODE PLURIDISCIPLINAIRE

L'approche du géologue, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux de confortement à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon, une approche trop mécanique par « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et à priori inconnue, représente une approche simpliste qui n'aura pas de résultats ([Filliat, 1981](#)).

De ce fait, une étude rigoureuse et efficace doit nécessairement combiner l'approche naturaliste et l'approche mécanicienne ; ceci est possible grâce à la diversité des moyens scientifiques et des outils technologiques dont on dispose actuellement.

On assiste, aujourd'hui, à une interaction entre les méthodes traditionnelles. Cette interaction se traduit par une complémentarité qui est de type intra et inter méthodes. Les interactions intra méthodes se caractérisent par des apports au sein d'une même méthode ([El Khattabi, 2001](#)).

Ainsi, [Milliès-Lacroix \(1969\)](#) a entrepris une étude reliant la géologie et la géomorphologie. Par la suite, d'autres applications ont vu le jour en intégrant des études des deux méthodes, c'est-à-dire de type inter méthodes. Parmi ces travaux on peut citer ceux d'[Usselman \(1971\)](#) qui a établi une relation entre les divers facteurs d'instabilité et les caractéristiques mécaniques des matériaux.

Cette démarche a été poursuivie par d'autres chercheurs en combinant les acquis des études géologiques à ceux de la géotechnique. Actuellement, cette combinaison s'étend à d'autres disciplines telles que la géophysique, la télédétection, l'hydrologie, l'hydrogéologie... On peut citer, à titre d'exemple, que :

- Par une analyse géologique et mécanique, [Lebourg \(2000\)](#) a étudié les glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales (France) ;
- [Bogaard et al, \(2000\)](#) ont mis en évidence l'interaction entre la géologie, l'hydrologie et la typologie, dans leur étude des mouvements de pente dans la région de Mondorès (Drôme, France) ;
- [El Khattabi \(2001\)](#) a adopté une démarche méthodologique pluridisciplinaire pour l'étude des instabilités de versants du Rif central (Maroc) ;
- [Castelli et Scavia, \(2008\)](#) ont développé une méthodologie pluridisciplinaire d'évaluation des dangers et risques des grands glissements de terrain qui peuvent se développer comme des avalanches de roches en se basant sur l'étude des glissements de terrain des Alpes occidentales italiennes ;
- Par une étude pluridisciplinaire, [Berthoumieux \(2012\)](#) a analysé l'influence des phénomènes stabilisants ou déclenchants sur la stabilité des pentes en les appliquant au glissement de Kenscoff-Mahotièrè (Haïti) ;
- Une caractérisation interdisciplinaire géologique et géomorphologique a été réalisée par [Schloss \(2013\)](#) concernant les glissements de terrain du « Red Butte Canyon », situé à l'Est de l'Université de l'Utah (États-Unis) ;
- L'étude de [Nguyen \(2013\)](#) a porté sur la mesure du champ de déplacement associé aux glissements de terrain par des études combinées de corrélation optique et de mesures in situ sur un exemple remarquable : le glissement Tena (Espagne) ;
- Dans le cadre d'un projet de recherche visant l'alerte rapide des glissements de terrain le long des autoroutes, [Muto et al. \(2014\)](#) ont évalué par une approche multidisciplinaire, la susceptibilité des glissements de terrain le long d'un tronçon de l'autoroute dans le Nord de Calabre (Italie).

5. CONCLUSION

Les méthodes d'étude et d'analyse des instabilités de terrain sont nombreuses et variées. Compte tenu de leur démarche linéaire, les méthodes traditionnelles, naturalistes et mécaniciennes ne permettent pas d'aboutir, en général, à des résultats satisfaisants malgré l'importance et le nombre considérable des études portant sur la description, la caractérisation ou la modélisation des phénomènes.

Par contre, les nouvelles méthodes dites pluridisciplinaires ou interdisciplinaires, par leur démarche transversale, offrent des moyens d'étude et d'analyse très variés, qui en se conjuguant de manière rationnelle donnent des résultats meilleurs et, par conséquent, elles sont donc très prometteuses.

Malgré les études naturalistes et mécaniciennes faites et les travaux de confortement réalisés en vue de stabiliser le glissement d'El Biar (sujet de notre étude), celui-ci est encore actif comme le montre notre étude spatio-temporelle par photogrammétrie numérique (voir chapitre cinq). Et, vu la complexité de ce phénomène d'instabilité où s'imbrique plusieurs facteurs déstabilisateurs d'origines diverses, on adoptera dans la présente recherche la démarche transversale, c'est-à-dire la méthode pluridisciplinaire, en combinant la géologie, la géomorphologie, la télédétection, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la géotechnique.

Chapitre 3

Présentation du site d'étude

1. INTRODUCTION

Le glissement d'El Biar, connu aussi sous le nom de Telemly ou encore de Saint-Raphaël, datant de 1785 au moins, constitue depuis longtemps, un véritable danger potentiel vis-à-vis des infrastructures existantes (habitations, routes, etc.) et cela, malgré les travaux de confortement déjà réalisés.

Dans ce chapitre, on présentera la localisation géographique et les caractéristiques géométriques du glissement de terrain, l'essentiel de l'historique des mouvements de terrain de 1785 jusqu'à nos jours, une synthèse des études antérieures faites à ce sujet, et enfin la description des travaux de stabilisation déjà réalisés.

2. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE

Le glissement d'El Biar est situé dans une zone urbaine d'Alger (Figure 3-1), délimité au Nord-Ouest par les falaises de Saint-Raphaël et au Sud-Est par la rue Krim Belkacem. Il a une longueur de 550 m et une largeur maximale d'environ 300 m. Sa profondeur varie de 53 m dans sa partie supérieure à 6 m dans sa partie la plus basse. Sa superficie est de 16,5 ha ([Sol Expert International, 1978](#)).



Figure 3-1 : Localisation géographique de la zone d'étude.

3. CONTEXTE REGIONAL DU SITE D'ETUDE

Il est bien connu que les séismes sont l'une des causes des éboulements, des glissements de terrain et (ou) de leur réactivation. De ce fait, il nous semble utile de donner un bref aperçu sur la sismicité de la région d'Alger.

La région d'Alger à laquelle appartient le site d'étude fait partie du Tell. Ce dernier fait partie de la zone de jonction entre les deux plaques Africaine et Eurasiatique et par conséquent, il est l'une des régions où les déformations sont des plus actives et où les séismes forts à modérés dus à la convergence se manifestent fréquemment (Djeddi, 2013).

L'activité sismique de la région d'Alger est localisée essentiellement sur les bordures du bassin néogène de la Mitidja (Figure 3-2 (a)). Cette région a connu durant son histoire plusieurs tremblements de terre dont les plus connus ont eu lieu en : 1365, 1541, 1673, 1716, 1755, 1825, 1924, 1996 et 2003 (Djeddi, 2013).

Les études effectuées sur le bassin de la Mitidja par Boudiaf (1996) montrent que la tectonique active se manifeste le long des bordures Nord et Sud du bassin par de nombreuses failles et plis failles à jeu inverse de direction NE–SW (pli-faille du Sahel, faille Sud Mitidja), recoupés par des accidents conjugués de direction NW–SE, qui déforment peu à peu ces versants et surélèvent la région littorale (Figure 3-2 (b)).

La région d'Alger est actuellement classée comme zone III (forte sismicité) selon le Règlement Parasismique Algérien de 2003 (CGS, 2003).

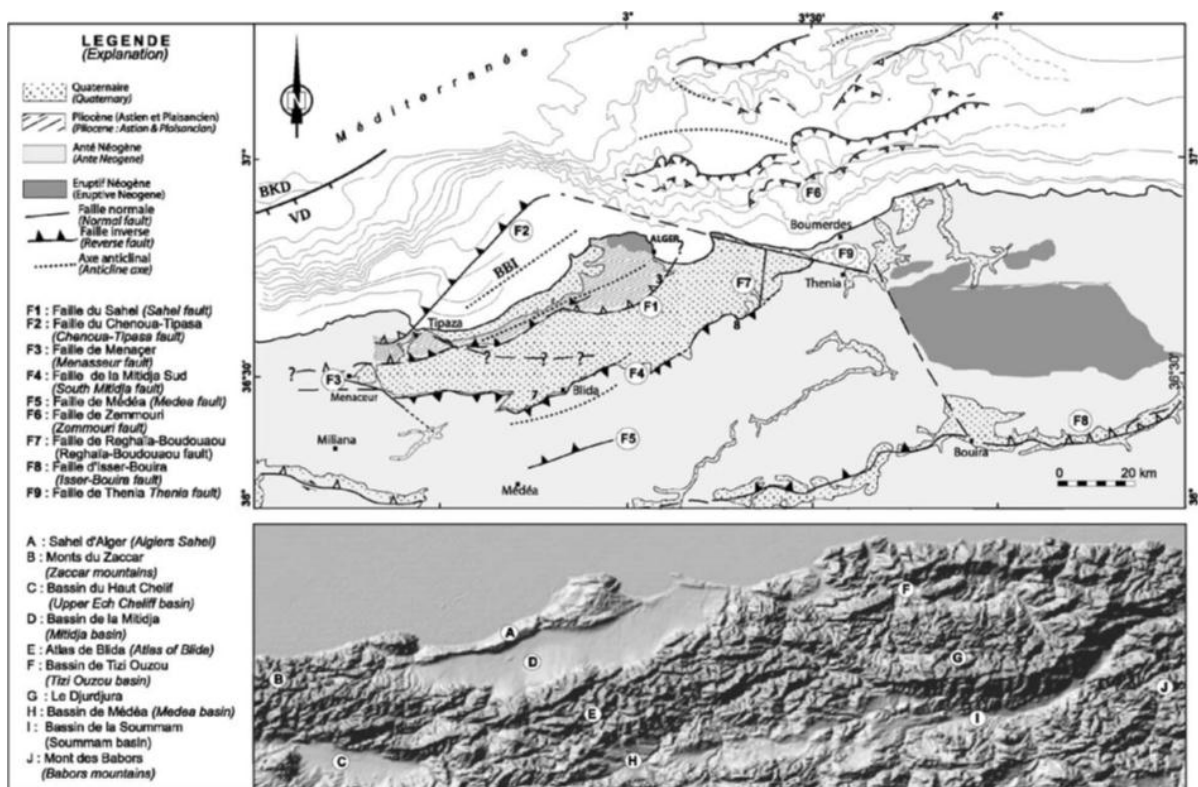


Figure 3-2 : Sismicité de la région d'Alger : (a) structures actives, (b) MNT (Boudiaf, 1996).

4. HISTORIQUE DES MOUVEMENTS

L'historique des mouvements de terrain, tel qu'il a été cité par [Agard \(1948\)](#), [Drouhin et al. \(1948\)](#) et que nous avons complété après enquêtes auprès des services concernés, peut être relaté par les événements les plus remarquables suivants :

1785: Mouvements de terrain violents provoquant l'effondrement de maisons et certaines victimes.

1829: En décembre, un affaissement s'est produit sur la route Didouche Mourad et la majorité des aqueducs a été endommagée.

1843: Affaissement de 4 m de hauteur d'une section de plus de 15 m.

1845: Destruction du Consulat de Suède dans la nuit du 20 au 21 janvier, et celle du Consulat de Grèce dans la journée du 22 janvier. Coupures des aqueducs du Telemly et de l'Ain Zeboudja qui alimentent la partie haute de la ville d'Alger.

1870: Chute de blocs.

1930: Rupture de canalisations.

1942: Rupture d'un pan de falaise de Saint-Raphaël au Sud du ravin des sept sources.

1943 : Vers la fin décembre, un bloc d'un volume approximatif de 4000 m³ se détachait de la falaise du Prince d'Annam, il s'enfonçait de 7 m dans le terrain.

1964: Des dégâts survenus au niveau de la route Bougara, ont obligé les autorités à suspendre provisoirement le trafic des véhicules.

1978: Rupture des canalisations d'eau potable.

1983: Rupture de la canalisation d'eau usée.

2003: Fissuration et affaissement d'environ 10 cm, apparus sur la chaussée du boulevard Bougara, à la partie haute du glissement, suite au séisme de Boumerdès.

2012: Un glissement du bord de la route a été provoqué par les inondations de janvier au niveau de la route Sfindja (Ex Laperlier) la réduisant sur presque une longueur de 15 m (Photo 3-1).

2013: Suite aux fortes pluies qui se sont abattues dans la soirée du 11 février, un grand mur de soutènement de 25 m de longueur et de 5 m de hauteur, s'est brusquement renversé le lendemain matin sur le trottoir et sur une bonne partie de la route Bougara, causant l'écrasement d'un véhicule et la blessure de trois personnes (Photo 3-2).



Photo 3-1 : Glissement du bord de la route Sfindja



Photo 3-2 : Effondrement d'un mur de soutènement sur la route Bougara.

L'analyse de l'historique des mouvements nous amène à formuler les deux remarques suivantes :

- La plupart des informations disponibles sont qualitatives et éparpillées sur des aspects tels que les dates précises des événements survenus et les superficies intéressées ;
- Par contre, on remarque que certains événements, cités précédemment et dont on connaît le jour et/ou le mois de leurs survenus, se sont produits tous en hiver; ce qui montre l'importance de l'accroissement des pressions interstitielles sur l'instabilité du site d'étude.

Enfin, les fissures et les affaissements qui affectent fréquemment les différents boulevards situés dans la région instable montrent que les mouvements sont toujours actifs (Figure 3-3).



Figure 3-3 : Image satellite montrant l'emplacement du glissement d'El Biar et photographies récentes (prises le 08/05/2012) montrant des fissures et des affaissements dans les routes.

5. ETUDES ANTERIEURES

Suite aux dégâts causés par l'effondrement du pan de falaise du plateau de Saint-Raphaël en décembre 1942, le « Service de la Colonisation et de l'Hydraulique » a décidé de lancer les premières études pour essayer de comprendre les raisons de ces désordres et d'en apporter les remèdes.

Les premières études publiées concernant ces mouvements de terrain, dans l'ordre de leurs apparitions, furent celles de : [Dervieux \(1948\)](#), [Agard \(1948\)](#), [Tailhan \(1948\)](#) et [Drouhin et al. \(1948\)](#).

On remarque que ces études se complètent par leurs contributions et convergent toutes vers une même conclusion quant à la cause principale des mouvements.

Cette cause est attribuée, principalement, à la présence de la glauconie dans les marnes situées à la base de la molasse. La glauconie qui est un silicate double de fer et de potassium est en fait une permutite au contact de laquelle les eaux souterraines échangent leurs ions calcium par les ions potassium, il en résulte une forte augmentation du pH de l'eau qui peptise dans les argiles. Les résurgences des eaux souterraines ne sont plus constituées par de l'eau pure, mais par une solution colloïdale incolore qui élimine petit à petit l'argile. Par cette action chimique spéciale sur les eaux d'infiltration, la glauconie modifie ainsi les caractéristiques mécaniques des marnes.

Malgré les travaux de stabilisation réalisés à la suite de ces études, l'instabilité du site persiste. La complexité du problème a nécessité d'autres études dont les principales sont les suivantes :

- Les études de [Sol Expert International \(1972, 1978 et 1981\)](#) considèrent le type de mouvements de terrain comme un fluage de la marne Plaisancienne.
- [Ben Achour et al. \(1978\)](#) pensent qu'il s'agit d'une coulée de solifluxion causée par les eaux d'infiltration. Ils distinguent quatre langues de coulée de longueurs variables disposées en éventails suivant une direction Est-Ouest. L'avancée de ces langues se fait vers le Sud-Est à cause de l'existence du socle à l'Est qui joue le rôle de repoussoir.
- [Laribi \(1992, 2005 et 2009\)](#) met en évidence la présence de la montmorillonite dans les marnes au-dessus des grès et montre que c'est l'eau qui s'infiltré à partir des grès qui contribue le plus à l'instabilité du site.
- [GICO-TODINI \(2004\)](#) : Dans le cadre de l'étude et la réalisation du collecteur intercommunal d'Alger qui relie El Biar à Tafourah, confiée au Groupement Italien

GICO-TODINI ; une étude complémentaire sur le glissement d'El Biar a été réalisée. Comme le collecteur projeté passe à proximité du glissement d'El Biar, l'étude vise, principalement, à fournir les données nécessaires pour définir le tracé de l'ouvrage en question et choisir la position des puits Vortex qui lui sont intégrés.

Cette dernière étude, qui couvre la période de 1992 à 1998, est basée sur une technique récente de la télédétection connue sous le nom de l'Interférométrie Différentielle SAR (DinSAR) et a pour but d'analyser la morphologie superficielle du site instable. Il en ressort de celle-ci, que le glissement de terrain est toujours actif et que les mouvements de terrain sont de quelques centimètres par an. Selon cette étude, les mouvements déterminés sont probablement dus à de petites rotations et/ou à des translations de blocs de molasse.

Mise à part cette dernière étude, qui était destinée à délimiter les zones instables, on peut dire que toutes les études précédentes s'accordent pour attribuer aux eaux imbibant le sol et à ces circulations diverses un rôle déterminant dans les mouvements observés. Cependant, on constate que ces études diffèrent quant à l'explication de la manière dont agit l'eau dans le site provoquant ainsi son instabilité. Par conséquent, tous les travaux de stabilisation proposés et réalisés étaient axés principalement sur le drainage.

6. TRAVAUX DE STABILISATION

Les études des années 1943-1944 préconisaient les mesures suivantes :

- La «chasse à l'eau» ou drainage ;
- La construction d'un «barrage d'arrêt» ;
- Le soutènement de la paroi de la falaise de Saint-Raphaël par reprise en sous-œuvre, à l'aide de piliers prenant appui sur le grès (Agard, 1948).

Pratiquement, seule la lutte contre l'eau d'infiltration au contact molasse-marne, considérée comme la plus dangereuse par suite de son activité d'ordre physico-chimique, a fait l'objet de travaux de drainage sous la falaise de Saint-Raphaël et celle du Prince d'Annam (Djnane El Mithaq), afin d'éviter son infiltration dans les terrains marneux à l'aval.

Des galeries de drainage (voir annexe 8), sous les falaises, ont été creusées au niveau du contact molasse-marne, c'est-à-dire au niveau de la glauconie et les exutoires ont été choisis en dehors de la zone des terrains en mouvement (Tailhan, 1948).

Les études faites par [Sol Expert International \(1972, 1978\)](#) recommandaient la réalisation des ouvrages suivants (voir figure 5-6, p. 82):

- Un puits de pompage de 34 m de profondeur, dans la zone des blocs de molasse à l'amont des terrains en mouvements ;
- Des drains subhorizontaux destinés à drainer les zones marneuses ;
- Un réseau de drainage superficiel ;
- Des injections de remplissage de fissures.

7. CONCLUSION

Il en ressort de cette présentation que le glissement d'El Biar est un glissement très ancien évoluant dans un contexte urbain et un encadrement régional caractérisé par sa forte sismicité.

L'historique des mouvements dont on connaît la date de leur survenue indique qu'ils se sont produits tous en hiver; ce qui montre, entre autre, l'importance de l'accroissement des pressions interstitielles sur l'instabilité du site d'étude.

Enfin, les fissures et les affaissements, qui affectent fréquemment les différents boulevards situés dans la région instable, témoignent que les mouvements sont toujours actifs et cela malgré les études faites et les travaux de drainage déjà réalisés.

Par conséquent, le problème de l'instabilité du site reste posé, ce qui nécessite donc la poursuite et l'approfondissement des études, selon une approche pluridisciplinaire à démarche transversale, afin de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation du site.

Ces différentes études feront justement l'objet des chapitres qui suivent, et l'étude géologique et géomorphologique ouvrira la voie à celles-ci.

Chapitre 4

Etude géologique et géomorphologique

1. INTRODUCTION

Etant donné que les mouvements de terrain concernent des formations géologiques et leurs caractéristiques physico-mécaniques, une étude géologique de la zone en mouvement s'avère nécessaire pour toute étude de glissement de terrain.

En outre, la nature des formations et la forme du terrain (la géomorphologie) influent sur la stabilité des terrains (Cartier, 1981 ; Filliat, 1981 ; Pilot, 1970 ; Schuster et Krizer, 1978).

Les études géologiques et géomorphologiques permettent de mettre en évidence:

- La structure du terrain ;
- La répartition des différentes couches ainsi que leur évolution ;
- L'existence de failles, de fissures et tous les accidents tectoniques ;
- L'extension de la surface de glissement ;
- La forme et la position du substratum stable.

Dans la présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude des photographies aériennes de la région, à la géomorphologie du site et à la géologie à partir des sondages existants.

2. ETUDE DES PHOTOGRAPHIES AERIENNES

2.1 Leur intérêt

L'intérêt des photographies aériennes est de permettre une observation du terrain, tel qu'il se présente dans la réalité, et non sur une reproduction planimétrique à base de symboles; c'est d'ailleurs l'une des méthodes qui nous offre une telle vue tridimensionnelle du terrain (Filliat, 1981 ; Rat, 1974 ; Schuster et Krizer R, 1978).

Leur interprétation conduit à préciser plusieurs éléments tels que: la topographie, la couverture superficielle, la nature des terrains, les limites des couches, les zones instables, le drainage, les activités humaines, etc.

2.2. Résultats

Dans cette étude, on a effectivement utilisé les photographies aériennes et examiné leurs couples stéréoscopiques pour :

- Délimiter la région du glissement ;
- Repérer les fissures ;
- Etudier les aspects géomorphologiques ;
- Etudier l'évolution des mouvements ainsi que l'activité humaine pendant les périodes suivantes : 1972, 1980 et 1984.

Il en ressort, de cette étude, que :

- Le glissement de terrain dans cette région (comme le montrent les photographies aériennes) est limité à l'Ouest par une fissure orientée dans la direction presque Nord-Sud qui passe le long de la falaise Saint-Raphaël. Au Sud, la limite est marquée par une fissure orientée dans le sens presque Est-Ouest. Ces deux fissures apparaissent dans toutes les photographies 4-1, 4-2 et 4-3.

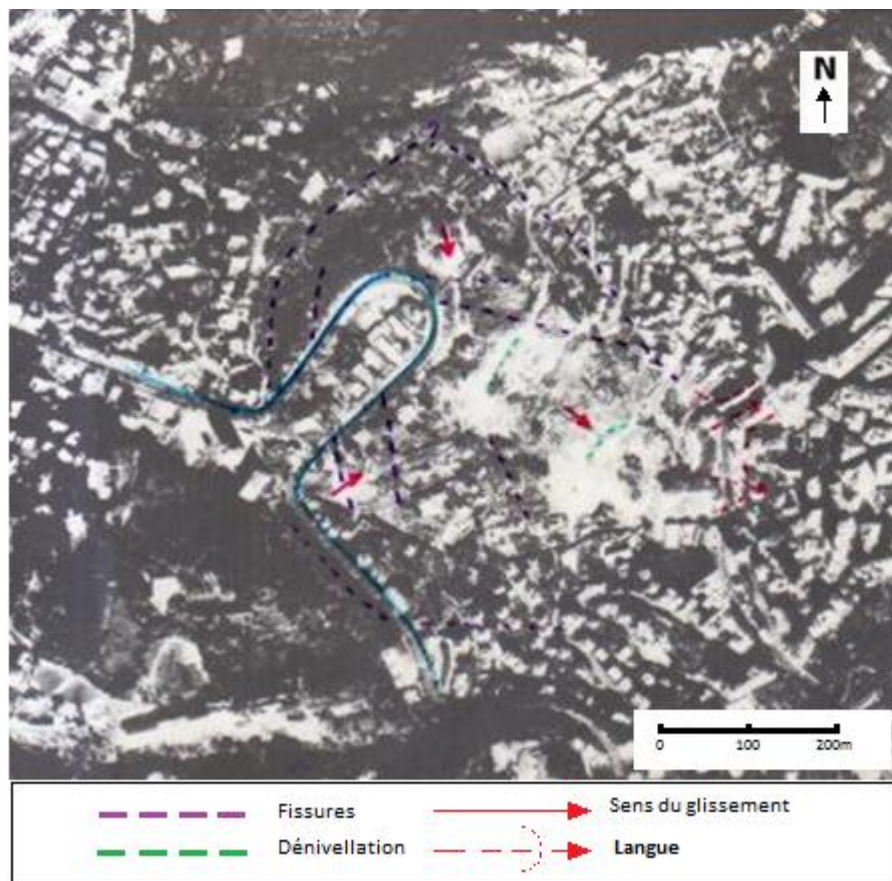


Photo 4-1 : Photographie aérienne (année 1972).

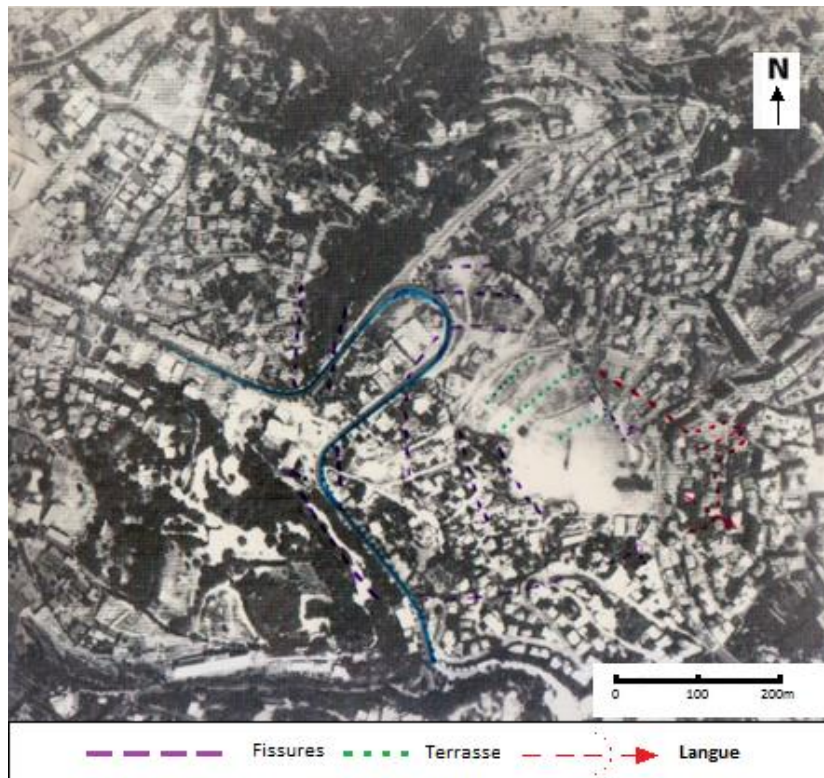


Photo 4-2 : Photographie aérienne (année 1980).

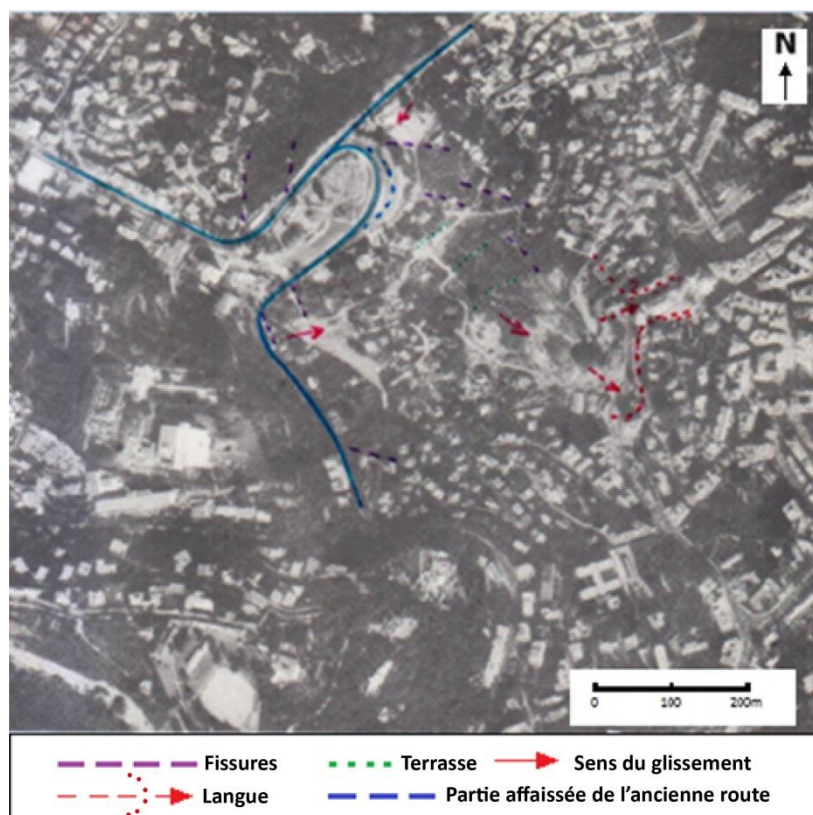


Photo 4-3 : Photographie aérienne (année 1984).

- Dans la partie Nord et Est, les limites ne sont pas claires en particulier dans les photographies des années 1980-1984 probablement à cause de l'intervention de l'activité humaine et de la clarté des prises de vues. Cependant, ces limites apparaissent clairement dans les photos de 1972 et ayant comme sens la direction Nord-Sud en coupant le chemin Sfindja (Ex Laperlier) au Nord de l'ambassade d'Allemagne.
- Toutes les photographies ont montré plusieurs fissures ayant des directions analogues aux limites du glissement. Néanmoins, certaines fissures n'apparaissent pas dans les photographies de 1984 (probablement à cause de l'activité humaine ou de l'heure de la prise de vue).
- Quant à l'aspect géomorphologique, on distingue les deux falaises (Saint-Raphaël et Prince d'Annam). La première est caractérisée par une végétation dense à son pied, tandis que la seconde se distingue par l'apparition de la molasse à son front ainsi qu'une végétation vers son pied. On note aussi la présence de deux langues (voir § géomorphologie) sous forme d'éboulis. Le ravin de Si el Bachir est marqué par une vallée assez profonde vers le Nord du site étudié.
- Enfin, quant à l'activité humaine, on note dans les photographies de 1980-1984, l'ouverture d'une route qui débute au pied de la falaise Saint-Raphaël (début de la boucle du boulevard Bougara).

3. ETUDE GEOLOGIQUE

3.1 Affleurements

Le site affecté par les mouvements est limité (Figure 4-1) :

- Au Nord-Est, par l'affleurement des grès qui recoupent les extrémités des boucles Sud-Ouest du chemin Sfindja (Ex Laperlier) ;
- Au Nord, à l'Ouest et au Sud-Ouest par les falaises de Saint-Raphaël et du Prince d'Annam ;
- Au Sud, par de gros éboulis consolidés reposant sur une marne de grande épaisseur quasi-franche (limite à peu près rectiligne qui s'appuie sur les extrémités des boucles Nord de la rue Ali Bouflked (Ex Blaise Pascal));
- Vers l'Est, une espèce de goulet descendant en direction de la rue Didouche Mourad où des mouvements graves ont abîmé des immeubles.

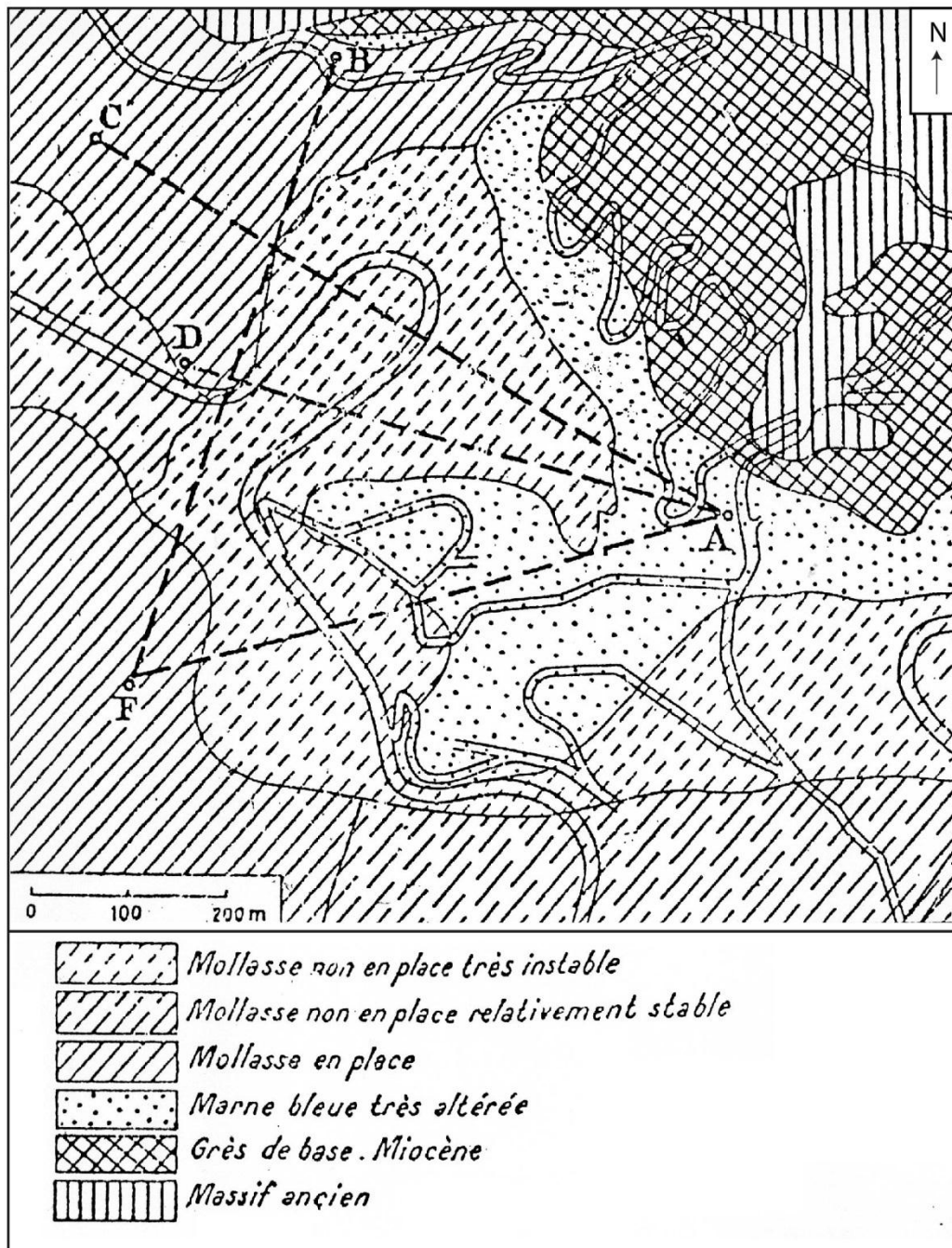


Figure 4-1 : Carte géologique des affleurements (d'après Agard, 1948).

3.2 Niveaux géologiques

Il en ressort de l'étude faite en 1971-1972 par Sol Expert International (S.E.I) que :

Le sondage 9M2 (Figure 4-2), situé en haut de la falaise, est le seul sondage qui semble avoir traversé tous les sols "en place" sauf les remblais actuels et les limons à quartz roulé.

On rencontre successivement de bas en haut:

- Le socle primaire

Il se compose de schistes, micaschistes, gneiss, calcaires métamorphiques etc..., et de nombreuses failles à remplissage divers. On note des affleurements seulement au Nord-Est de la zone étudiée. Le socle ne joue aucun rôle dans les glissements actuels.

- Les grès

Il s'agit d'une formation hétérogène allant du sable argileux compact, au grès siliceux très résistant avec lits de conglomérats et des bancs argileux. Cette formation s'est déposée sous la mer à faible distance du rivage, pendant une période où le socle s'enfonçait par rapport à la mer.

Elle est constituée par des éléments arrachés au rivage enrobant des paquets glissés plus ou moins remaniés, d'où les conglomérations et les poches argileuses. Son épaisseur est de 26 m au sondage 9M2 sur le balcon Saint-Raphaël et de 12 m en moyenne, là où le toit n'a pas été érodé. On observe des affleurements à la limite Nord-Est des glissements.

L'âge de cette formation est du Burdigalien (Miocène supérieur). Le toit de cette formation est composé par la suite de dépôts plus fins à plus grande distance du rivage. Ce toit est identifiable par une couche légère : 5 à 20 mm d'argile ferrugineuse résultant probablement d'une brève émergence.

- Les marnes

Après le dépôt de la couche ferrugineuse, s'est produit un dépôt de marnes fines à grossières, plus grossières à la base, plus fines mais avec plus de grains de glauconie au sommet. Son épaisseur varie entre 20 et 40 m dans la zone étudiée.

Il a été décrit, d'après l'aspect obtenu en rompant les carottes, quatre variétés de marnes:

- Marnes à dendrites ;
- Marnes ferrugineuses;
- Marnes apparemment isotropes, plus plastiques;
- Marnes remaniées, souvent très plastiques (absentes dans le forage 9M2).

Les études de micropaléontologie ont permis d'attribuer généralement les deux premiers types de marne au Miocène marin et les deux derniers types de marne au Pliocène marin avec une intercalation d'argile rubéfiée (émergence) épaisse de 0,1 à 3 m.

- Sables argileux glauconieux

Cette formation est constituée à la base par un sable glauconieux vert, et au sommet par une marne sableuse jaune; d'après les études micropaléontologiques il s'agit du toit du Plaisancien.

- La molasse

Elle est constituée par les sables-calcaires à stratigraphie dite entrecroisée et/ou calcaire construit. C'est une formation littorale et récifale (mer chaude très peu profonde) d'une épaisseur de 20 à 35 m.

- Les terrains de couverture

Ils sont essentiellement représentés par les limons des plateaux (quaternaires); cette formation est absente au sondage 9M2. On ne connaît pas avec précision les mouvements orogéniques qui sont responsables de la situation actuelle, mais on constate que le sommet du toit de la molasse se trouve à la cote +240 en haut de la falaise et à la cote 0,00 ou plus bas dans le port, alors que la formation résulte d'un dépôt sensiblement horizontal.

3.3 Bloc diagramme

Le bloc diagramme (bloc diagram) est une représentation tridimensionnelle de la disposition des couches du sous-sol. Il nous permet d'avoir une vue globale de la zone étudiée.

Dans la présente étude, un bloc diagramme de la région (de la falaise Saint-Raphaël jusqu'à la route Didouche Mourad) a été établi en utilisant les résultats des sondages déjà réalisés. La localisation des fissures a été faite à la lumière des études des photos aériennes, des observations sur le site et des anciennes études.

3.3.1 Méthodologie adoptée

Presque tous les sondages (à l'exception de quelques-uns), ont été utilisés pour l'élaboration de ce bloc diagramme (Figure 4-2).

La démarche suivie se résume ainsi :

- En premier lieu, tous les sondages ont été situés à l'échelle.

- Ensuite, afin d'obtenir une meilleure corrélation entre les divers sondages et la topographie de surface, un plan de niveau de référence situé à la cote 100 m N.G.A a été établi directement au droit de chaque sondage en tenant compte de la cote de celui-ci.
- La topographie de surface est tracée en utilisant la carte topographique du site et le niveau de référence situé à 100 m N.G.A (c.à.d. la ligne droite joignant le niveau 100 m des forages avoisinants).
- Les fissures ont été situées à partir de la surface en utilisant les résultats des études des photos aériennes et des études géologiques existantes.
- En ce qui concerne la géologie, les différentes variétés de marnes ont été regroupées en deux types: marne glauconieuse et marne générale.
- On a considéré que le socle est stable et que le glissement, ainsi que la fissuration, ont eu lieu dans les formations supportées par le socle; ceci est d'ailleurs vérifié par les résultats inclinométriques (S.E.I., 1981).

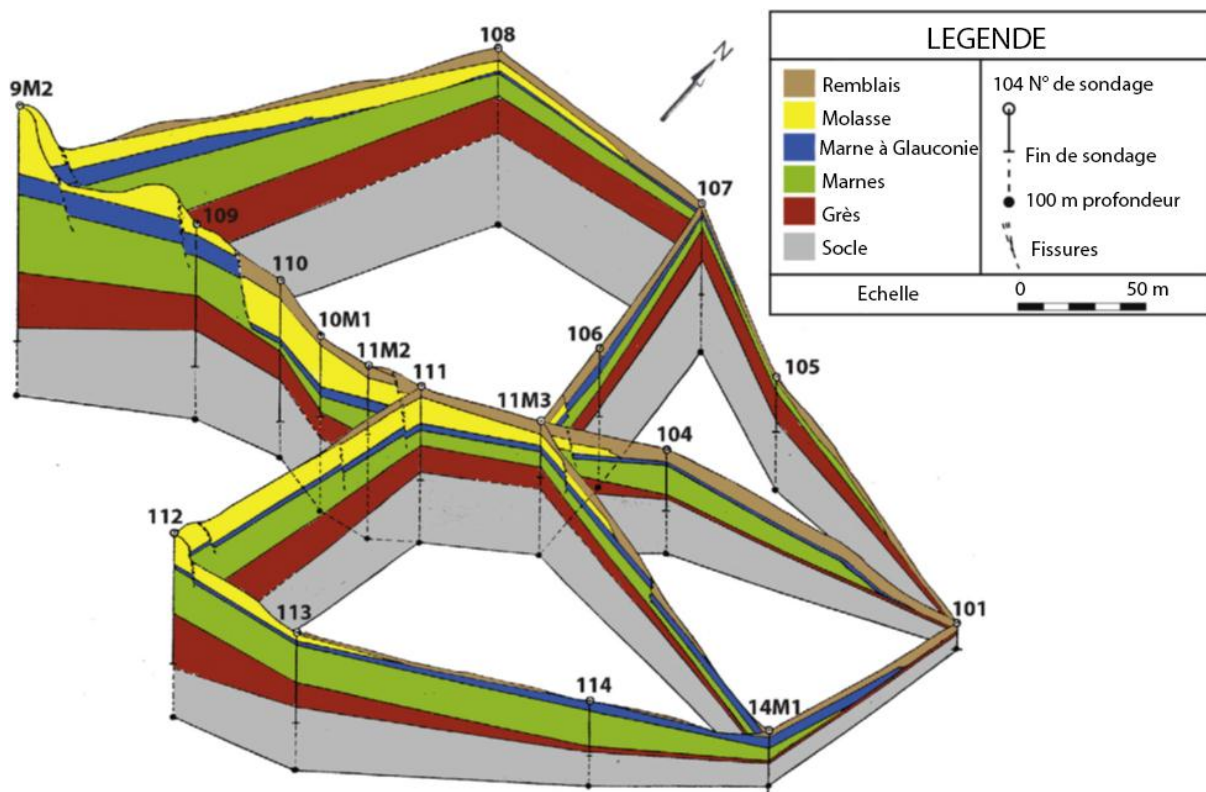


Figure 4-2 : Bloc diagramme montrant la stratigraphie géologique et la localisation des fissures du glissement d'El Biar (Laribi, 1992).

3.3.2 Résultats

- D'après le bloc diagramme, il est nettement clair que la molasse au-dessous de la falaise s'est déplacée. Apparemment, l'affaissement total est appréciable, de l'ordre de 20 m à 25 m, entre les sondages 109 et 110.
- Les résurgences d'eaux apparaissent à des endroits (11M3 à 14M1; 104 à 101) caractérisés par de légères variations de pente et où affleurent probablement des éboulis.
- Vers l'Est la couche de grès à tendance à s'amincir ainsi que la marne; on note aussi la disparition des marnes vers le sondage 101.

4. ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE

D'un point de vue topographique, la région instable est caractérisée par un gradient de pente de 20% en moyenne, à l'exception des falaises de Saint-Raphaël, du Prince d'Annam et le Ravin des Sept Sources avec des valeurs comprises entre 35 et 85% comme le montre la représentation tridimensionnelle de la carte des pentes générée du modèle numérique de terrain du site d'étude (Figure 4-3).

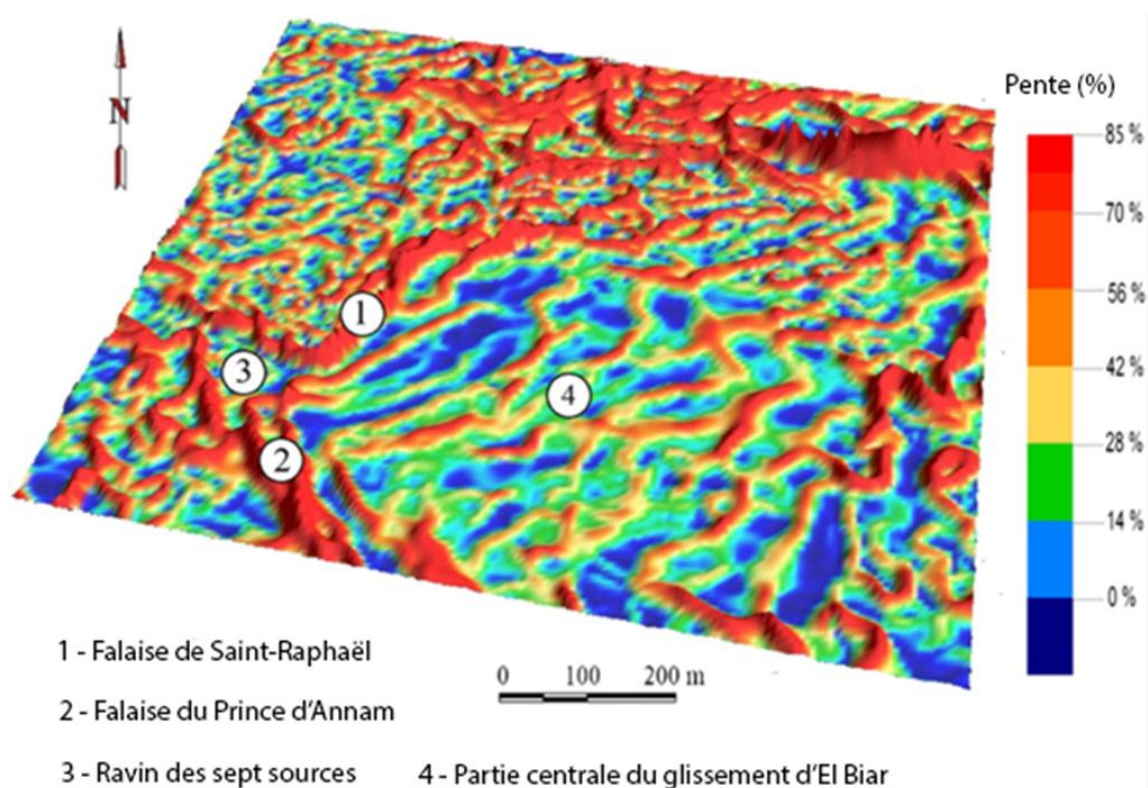


Figure 4-3 : Représentation 3D de la carte des pentes générée à partir du modèle numérique de terrain du site d'étude.

Cette topographie est récente et s'est substituée à une ancienne topographie de vallons, constituée par un thalweg principal et des talwegs secondaires. Les formes se traduisent par une suite de bombements d'aval en amont séparés orthogonalement par des creux ou des replats.

On note l'existence de deux langues de coulées de longueurs variables disposées en éventail. Leur longueur diminue d'Ouest en Est, l'existence du socle les détourne vers le Sud-Est et provoque une accélération de ces langues en une seule, d'où une accélération du phénomène au Sud-Est.

L'examen de chaque langue montre qu'elle est formée d'amont en aval par de grands bombements séparés par des creux ou des replats.

Chaque bombement à trois directions, l'une dans le sens de la pente naturelle et les deux autres de part et d'autre.

L'extrémité de la langue est arrondie, car l'avancée est plus rapide au centre qu'elle ne l'est sur les côtés.

En examinant plus en détail, le bombement présente des bosses secondaires étagées les unes par rapport aux autres avec des dénivellations de 20 à 30 cm, et ceci est dû à l'avancée qui se fait par des poussées successives.

Pour les langues situées à l'Est, on constate qu'elles ne sont pas rectilignes mais obliques, ceci est dû à l'existence du socle qui est stable, et qui se présente sous une forme plus large au Sud, et repousse donc les langues vers le Sud-Est: à l'Ouest de la zone, on note la présence de petites terrasses en contre bas du boulevard Bougara, car les manifestations du glissement sont assez réduites du fait de l'alimentation en eau qui est peu importante.

Le glissement se manifeste de plusieurs façons sur le terrain. Sur des routes, on remarque la présence de tels bombements sur le chemin Sfindja (Ex Laperlier), Rabah Oukaour (Ex Joseph Picard) et plus forts sur le boulevard Krim Belkacem où les bombements augmentent à vue d'œil. On observe aussi des décrochements sur la route, comme le cas du Boulevard Bougara au niveau de la boucle et sur le chemin Sfindja (Ex Laperlier), au niveau de l'ambassade de l'Ex R.F.A, causés par l'avancée rapide des langues à ces endroits ([Ben Achour et Ahmed Merdoukh, A., 1978](#)).

5. CONCLUSION

L'étude géologique et géomorphologique a porté sur l'analyse des photographies aériennes des années 1972, 1980 et 1984 et a permis de délimiter la région du glissement, de repérer les fissures, et d'étudier les aspects géomorphologiques ainsi que l'évolution des mouvements et l'activité humaine. Les photographies de l'année 2007 ont servi à l'élaboration en 3D de la carte des pentes.

L'établissement du bloc diagramme du versant étudié a permis d'avoir une représentation tridimensionnelle de la disposition des couches du sous-sol, de localiser les fissures, d'apprécier, effectivement, que la molasse s'est déplacée à partir des falaises vers l'aval du glissement, de constater les variations d'épaisseur des couches du sous-sol, et de localiser les sièges du glissement étudié.

Chapitre 5

Etude spatio-temporelle par photogrammétrie numérique

1. INTRODUCTION

La caractérisation géométrique et cinématique des glissements de terrain est un facteur clé dans la compréhension des mécanismes des mouvements de terrain.

Les mouvements de terrain peuvent être caractérisés et surveillés aussi bien en profondeur qu'à la surface du sol. Les techniques de surveillance et de mesure sont variées. En profondeur, les mouvements sont généralement mesurés par inclinométrie. A la surface du sol, on dispose d'un choix très varié, allant du simple suivi topographique jusqu'aux récentes techniques de la télédétection en passant par l'extensométrie et le GPS.

Le but principal de ce chapitre est de caractériser, dans le temps et dans l'espace, le glissement d'El Biar, en utilisant le potentiel qu'offre la photogrammétrie numérique dans l'étude spatiotemporelle des glissements de terrain en milieu urbain.

A cet effet, on commencera ce chapitre par la présentation des techniques de télédétection qui permettent le suivi et la surveillance des mouvements de terrain, ensuite on exposera de manière plus détaillée la technique adoptée dans la présente étude, à savoir la photogrammétrie numérique. Enfin, on interprétera les résultats obtenus et on caractérisera spatiotemporellement le glissement d'El Biar.

2. TECHNIQUES DE TELEDETECTION

Les techniques de télédétection qui ont été appliquées avec succès à la surveillance des glissements de terrain comprennent :

- L'imagerie satellitaire optique ;
- La photogrammétrie (Hervás et al., 2003, et Delacourt et al., 2004) ; soit aérienne (Weber et Herrmann, 2000 ; Casson et al, 2005 , Cardenal et al., 2006 et Walstra et al., 2007) ou au sol (Cardenal et al., 2008 et Travelletti et al., 2012) ;
- L'interférométrie radar (InSAR) ; soit spatiale (Berardino et al, 2003 et Squarzoni et al, 2003) ou au sol (Tarchi et al., 2003, et Casagli et al., 2010) ;
- La numérisation laser (LiDAR) ; soit aéroportée (Adams et Chandler, 2002, Corsini et al, 2007 et Jaboyedoff et al., 2012) ou au sol (Teza et al., 2008, Baldo et al., 2009 et Jaboyedoff et al., 2012).

Selon la technique utilisée, les acquisitions successives de données peuvent fournir des mesures de vecteurs de déplacement et/ou des calculs de différence entre les modèles numériques de terrain (MNTs).

Les avantages qu'offre la télédétection sont multiples. Principalement, elle permet l'acquisition d'une vision globale de l'état du paysage et de son évolution et limite ainsi les prospections de terrain et permet un gain de temps et d'argent. C'est une source commode à consulter et relativement facile d'accès. De plus, elle permet la fixation de l'information à une date donnée et le suivi temporel des changements morphologiques.

Les domaines du risque dans lesquels la télédétection est utilisée pour l'évaluation de l'aléa sont variés : risque d'inondation, risque sismique, risque volcanique, risque de mouvement de terrain, risque de feux de forêt, et risques environnementaux divers ([Van Westen, 2002](#)).

Les techniques de télédétection, les supports images et les méthodes de traitement utilisés pour l'étude des glissements de terrain dépendent du domaine d'application.

[Moine \(2008\)](#) relève trois grands domaines d'application de l'utilisation de la télédétection pour l'étude des mouvements de terrain : la localisation et l'inventaire, la caractérisation et le suivi des déplacements et des volumes.

3. PHOTOGRAMMETRIE

La photogrammétrie est une technique qui permet de définir la forme et la position d'objets à partir de photographies. Elle permet aussi de reconstituer des objets et de déterminer certaines de leurs caractéristiques sans les toucher. Cette méthode d'acquisition de l'information est aujourd'hui appelée télédétection ([Kraus et al., 1998](#)).

On parle de photogrammétrie aérienne si les prises de vue sont exécutées depuis un avion. Par contre, si elles sont prises depuis des stations terrestres, on parle alors de photogrammétrie terrestre. Enfin, la photogrammétrie est dite analogique lorsqu'elle est réalisée à partir de supports analogiques, et dite numérique lorsqu'elle permet de restituer la topographie à partir de supports stéréoscopiques digitaux ([Jensen, 2000](#)).

Les photographies aériennes ont l'avantage de fournir une vue synoptique du glissement de terrain à l'étude. Elles ne fournissent pas seulement un modèle métrique à partir duquel des mesures quantitatives peuvent être obtenues, mais donnent aussi une description qualitative de la surface de la Terre.

Une séquence de photographies enregistre le changement morphologique, qui peut être interprété en utilisant des méthodes de photogrammétrie appropriées. La comparaison des photographies récentes de l'imagerie historique offre l'occasion d'examiner l'évolution spatio-temporelle du glissement de terrain dans le temps (Walstra et al., 2007).

Les progrès récents dans la technologie de l'information ont conduit à l'élaboration de techniques de photogrammétrie numérique automatisées, permettant la collecte rapide et rentable des données (Chandler, 1999 et Baily et al., 2003).

Bien que la dernière décennie a vu de nombreuses publications sur l'utilisation de la photogrammétrie numérique dans les études de glissements de terrain, la plupart d'entre elles ont été menées sur des sites ruraux. D'où l'intérêt de notre étude qui vise à explorer le potentiel de cette technique pour l'étude des pentes instables dans un contexte urbain en suivant une méthodologie adaptée à ce cas particulier.

4. METHODOLOGIE ADOPTÉE

4.1. Principes théoriques

Les principes théoriques de la photogrammétrie sous-jacente ont été établis il y a plus d'un siècle et développés pour la production de cartes dans les années 1930 (Slama, 1980; Wolf & Dewitt, 2000). Le concept principal de la photogrammétrie est la colinéarité, où un point de l'objet, le centre de projection d'une lentille et son point d'image correspondant sur le plan focal sont situés le long d'une ligne droite (Figure 5-1).

En utilisant ce principe, les coordonnées 3D peuvent être extraites de n'importe quel couple stéréoscopique de photographies, pour autant que la géométrie intérieure (orientation intérieure), la position et l'orientation de la caméra au moment de la pose (orientation extérieure) soient connues.

Comme toute photographie contient des distorsions, lesquelles déformations sont causées par la lentille de la caméra, la topographie de la surface d'image (la surface de la terre), des corrections doivent être faites pour un travail photogrammétrique précis (Wolf & Dewitt, 2000).

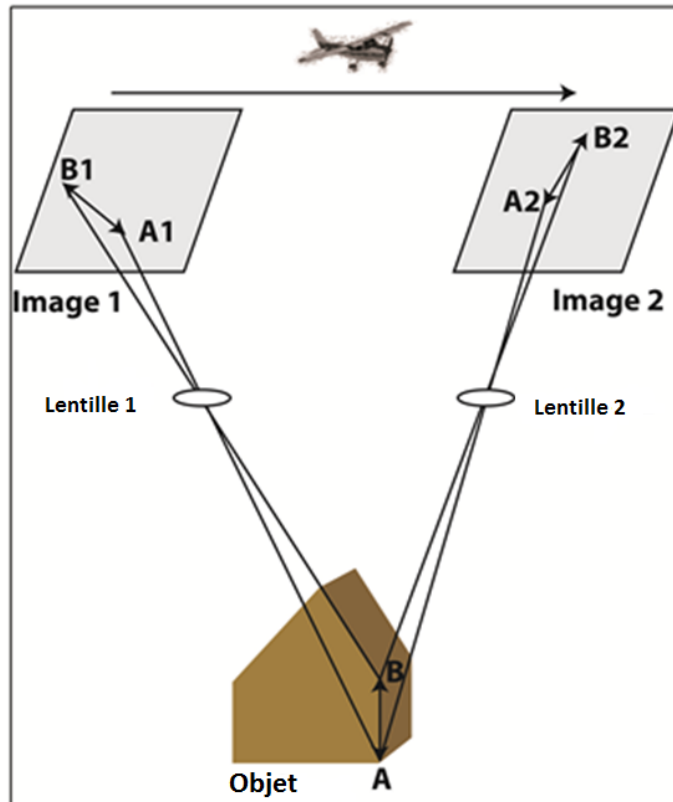


Figure 5-1 : Principes de la photogrammétrie.

Depuis les années 1990, des développements significatifs dans la photogrammétrie numérique ont permis l'automatisation d'une grande partie du traitement photogrammétrique (Schenk, 1996).

Les modèles numériques de terrain (MNTs) à haute résolution et les orthophotos peuvent être créés assez facilement en utilisant des logiciels modernes et sont devenus des sorties standard du flux photogrammétrique (Wolf & Dewitt, 2000).

4.2. Considérations pratiques

Le processus de travail adopté dans la présente étude peut être divisé en quatre grandes étapes. Tout d'abord, des images appropriées ont été acquises. Ensuite, les points d'appui pour le calage des photographies (données de contrôle au sol) ont été recueillis à partir d'une aérotriangulation sur une échelle à 1/4000.

L'étape suivante comprend la restitution du modèle et l'extraction des données photogrammétriques. La dernière étape consiste en la visualisation et l'analyse des données résultantes. Ce processus est résumé dans un organigramme (Figure 5-2) et décrit dans les paragraphes suivants.

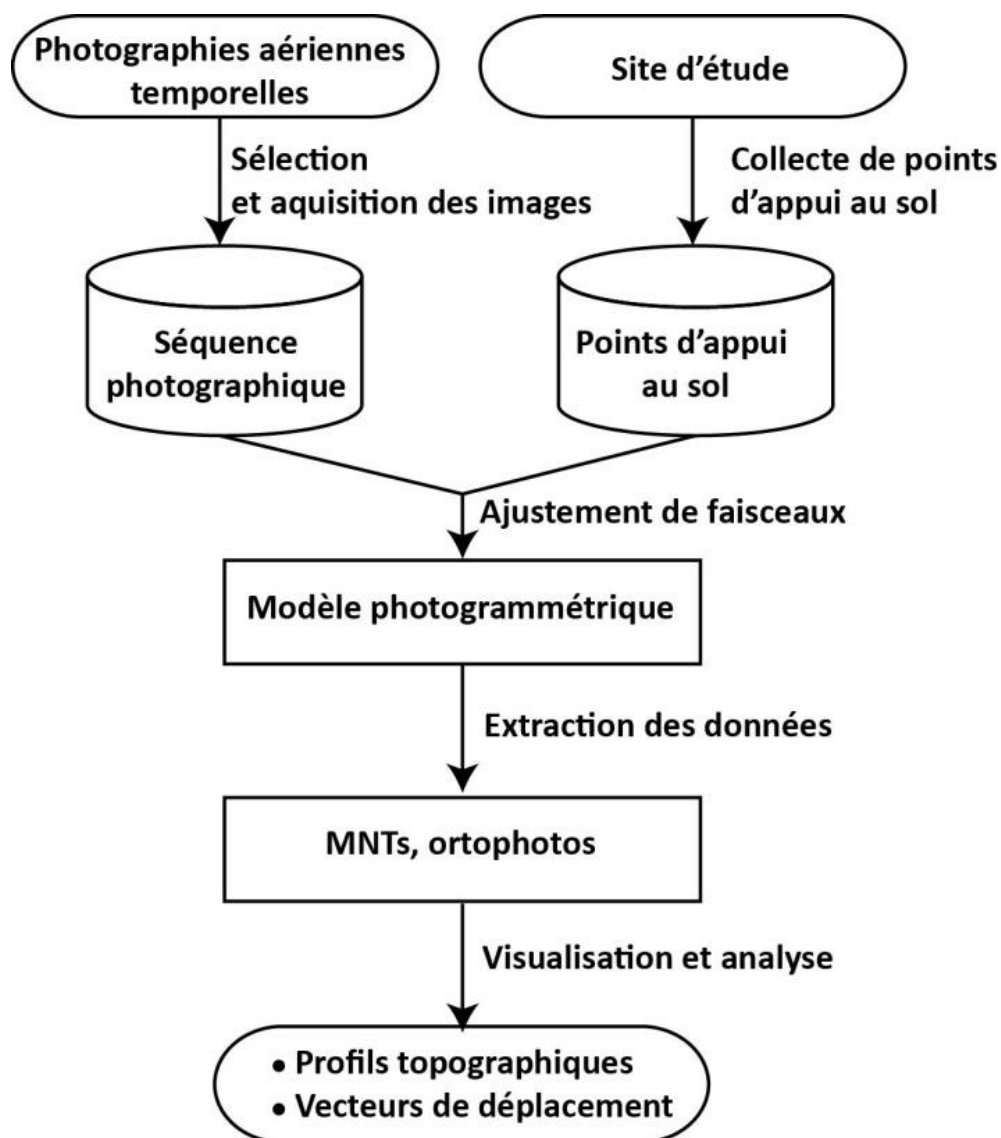


Figure 5-2 : Organigramme général du processus utilisé dans cette étude.

Étape 1: Recherche de l'imagerie appropriée

En Algérie, les photographies aériennes sont produites et vendues exclusivement par l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT) d'Alger.

Dans ce cas d'étude, la sélection des photographies aériennes a été basée sur les considérations suivantes:

- *Couverture du sol:* on s'est assuré à ce que la zone d'étude soit complètement recouverte par le chevauchement stéréoscopique de deux ou plusieurs images.
- *Temps:* les époques séquentielles ont été choisies de sorte à ce qu'elles couvrent une période de temps pertinente.

- *Echelle* : L'échelle photographique appropriée est déterminée par la visibilité des plus petits objets à identifier, la visibilité des points d'appui, la forme du terrain et autres utilisation des données. La précision demandée pour notre étude exige une résolution au sol très petite, ce à quoi une échelle photographique à 1/4 000 a été choisie.

- *Géométrie* : La précision verticale est fonction du rapport B/H (B : Base aérienne et H : Hauteur de vol). Plus le rapport diminue, plus la précision augmente. Dans notre cas, ce rapport est de 1/3.

- *Qualité d'image*: un contraste radiométrique élevé et une bonne visibilité dans les zones situées à l'ombre sont nécessaires, pour une application réussie des procédures automatisées.

- *Format*: la numérisation des diapositives des photos utilisées a nécessité un scanner étalonné conçu pour la photogrammétrie. Toutes les images numériques obtenues ont une résolution de 20 μm , adéquate pour notre étude.

- *Étalonnage de l'appareil photo*: les paramètres d'étalonnage ont été fournis par des certificats d'étalonnage (certificats de calibration des caméras) et introduits dans le logiciel LPS (Leica Photogrammetry Suite) pour établir des modèles photogrammétriques précis.

Étape 2: Collecte de points d'appui au sol

Les points de calage ou points d'appui, doivent être identifiés et mesurés à la fois sur les images et sur la surface du sol. Ces points de calage sont nécessaires pour établir géométriquement le modèle photogrammétrique et le référencement à un système de coordonnées au sol (c.-à-d. définir le point de référence géographique).

Un minimum de deux points planimétriques et trois points de hauteur est nécessaire pour déterminer l'orientation du modèle, mais le contrôle redondant est souhaitable pour augmenter la précision de l'ajustement et fournir des résultats avec des erreurs acceptables sur la qualité des données. Une question particulière liée aux photographies temporelles est que les points choisis mesurés doivent être stables pendant et après le moment de la prise d'image.

Pour le travail décrit ici, les points de calage ont été obtenus à partir d'une précédente triangulation aérienne établie à base d'une échelle photo à 1/4000. Ces points de calage comprennent des coins de bâtiments anciens et des poteaux électriques, répartis uniformément dans la zone d'étude.

Étape 3: Traitement photogrammétrique

Le logiciel de photogrammétrie utilisé, dans la présente étude, est le logiciel Leica Photogrammetry Suite (LPS), version 9.1 ([Leica Geosystems 2005](#)).

Le LPS possède une interface conviviale guidant l'utilisateur à travers les différentes étapes de la définition de l'orientation intérieure des images, la mesure du point, l'ajustement de faisceaux et éventuellement l'extraction automatisée des MNTs et des orthophotos.

Les avantages de sa grande puissance de calcul sont la capacité de résoudre d'importants ajustements de faisceaux par l'estimation des moindres carrés et l'automatisation des procédures.

Cette automatisation est non seulement essentielle pour générer des données très denses, mais aussi rend également les techniques plus accessibles aux non-spécialistes ([Walstra et al., 2007](#)).

On rappelle que la redondance des mesures a été augmentée par la mesure de points de liaison (sur la base de la corrélation numérique) pour l'obtention d'une précision élevée et surtout d'une fiabilité suffisante par le biais d'un grand nombre de mesures. Ces points, liant les modèles entre eux, sont mesurés sur toutes les images disponibles pour un ajustement précis. La mesure des points de liaison s'effectue de plus en plus fréquemment de manière automatique en photogrammétrie numérique.

Les principaux produits du traitement photogrammétrique comprennent la restitution des détails planimétriques, la génération des MNTs et des orthophotos. Ces derniers ont été extraits en utilisant des techniques automatisées d'appariement d'image dans le logiciel de photogrammétrie et leur qualité est fonction de la précision géométrique du modèle photogrammétrique et de la qualité radiométrique des images photographiques.

Étape 4: Analyse des données

Les données géographiques, obtenues à partir de la photogrammétrie, peuvent être utilisées pour visualiser et analyser le changement géomorphologique se produisant sur les glissements de terrain dans diverses situations.

Dans cette étude, des images séquentielles ont été utilisées pour créer des profils topographiques multi-temporels et des vecteurs de déplacement. Les vecteurs de déplacement ont été obtenus en mesurant de façon interactive la position d'objets

identiques sur différentes séries de photographies dans un outil de stereoviewing (vision stéréoscopique du modèle photogrammétrique en place) avec PRO600 pour LPS.

5. ÉTUDE DU GLISSEMENT D'EL BIAR

5.1. Acquisition des données

Les photographies aériennes et leurs diapositives ont été acquises auprès de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT) qui dispose de plusieurs missions aériennes de photographies de dates différentes. Les photographies sélectionnées proviennent des vols effectués en 1995, 2001 et 2007 à l'échelle de 1/4000.

Les images ont été scannées numériquement à une résolution de 20 μm et offrent de bonnes qualités radiométriques et de précisions requises pour cette étude de cas. Le tableau 5-1 présente un résumé des photographies acquises.

Tableau 5-1 : Caractéristiques des photographies aériennes acquises.

Année	N° des photos	Chambre de prise de vue	Distance focale (mm)	Format des clichés (cm)	Echelle	Résolution de l'image (μm)	Résolution au sol (cm)
1995	263, 264, 300, 301	RMK TOP 30	305,573	23x 23	1/4000	20	8
2001	357, 358, 359	RMK TOP 30	305,496	23x 23	1/4000	20	8
2007	1316, 1317, 1318	RMK TOP 30	305,762	23x 23	1/4000	20	8

5.2. Aérottriangulation

L'aérottriangulation (ou triangulation) est le processus de calcul des paramètres de prise de vue (orientation et position de la chambre de prise de vue dans l'espace) à partir des coordonnées objet et image des points de calage. Des équations reliant ces deux types de coordonnées sont ainsi établies. La qualité géométrique finale des différents produits

généralisés est très largement tributaire de la qualité de l'aérotriangulation. L'ensemble des traitements étant tributaire de la triangulation initiale, cette étape du processus apparaît fondamentale pour la qualité ultérieure des modèles numériques ([Weber et al., 2000](#)).

Dans cette étude, les points de calage, ayant servi à la mise en place des modèles stéréoscopiques, ont été tirés à partir d'une aérotriangulation antérieure observée par modèles indépendants et calculée par PAT.M. GPS à l'échelle 1/4000.

En outre, on précise que les points d'appui (points de calage), utilisés pour l'aérotriangulation des modèles stéréoscopiques, ont été choisis en dehors de la zone d'instabilité.

Les résultats des compensations des différents modèles stéréoscopiques temporels des résidus sur les points de calage sont de l'ordre de 15 à 40 cm en planimétrie et de 10 à 30 cm en altimétrie.

Les erreurs moyennes quadratiques globales pour les modèles établis sont résumées dans le tableau 5-2.

Tableau 5-2 : Erreurs moyennes quadratiques globales des triangulations.

	Delta X	Delta Y	Delta Z
Image (μm)	- 0,0303	0,0180	0,1304
Terrain (cm)	38,65	17,61	26,89

5.3. Modèles Numériques de Terrain

Les modèles numériques de terrain représentent la surface naturelle du terrain sans les ouvrages (bâtiments, ponts, etc.) ni la végétation qui la recouvre. Outre les informations altimétriques, les modèles numériques de terrain comportent fréquemment des éléments de structure (tels que des lignes de rupture) permettant de modéliser le terrain au mieux ([Weibel et Heller, 1991](#)).

La précision d'un MNT est impossible à formaliser. Elle ne peut être évaluée que globalement, en fonction du processus photogrammétrique utilisé pour élaborer le MNT.

Les paramètres qui jouent de façon importante sur cette précision sont : l'échelle et la résolution des photographies, la densité des points mesurés sur le terrain ainsi que la

précision du positionnement et la répartition de ces points en fonction du caractère plus ou moins accidenté du terrain (Kraus *et al.*, 1998).

L'outil de génération automatique du modèle numérique de terrain utilise la corrélation numérique des deux images d'un couple stéréoscopique. Cette corrélation consiste à retrouver systématiquement les points homologues sur les deux images, puis à déterminer la valeur de la parallaxe en X et en déduire l'élévation du point (Weber *et al.*, 2000).

Les modèles numériques de terrain (MNTs) du site d'El Biar (Figure 5-3 et annexe 1) ont été générés à l'aide du logiciel de photogrammétrie numérique LPS (Leica Photogrammetry Suite).

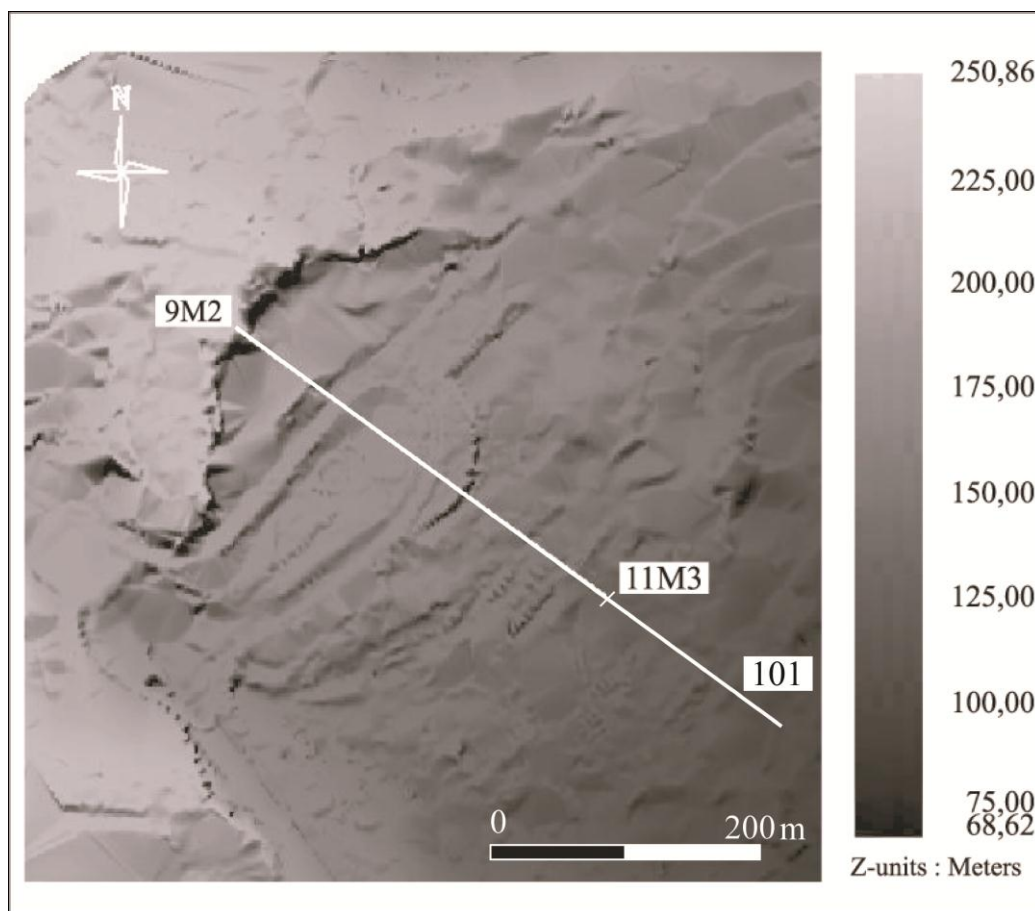


Figure 5-3 : Modèle Numérique de Terrain (MNT) du glissement d'El Biar, produit à partir des photographies aériennes de 2007. La ligne blanche indique l'emplacement du profil topographique passant par les sondages 9M2 et 101.

Comme le site d'étude est situé dans une zone urbaine, l'édition stéréoscopique des MNTs a été réalisée à même le sol et en ne tenant pas compte de l'élévation des habitations ni de la végétation existante dont les points de corrélation ont été supprimés. L'édition du MNT par la mesure de nouveaux points permet une modélisation du terrain fidèle à la situation existante.

La précision du MNT dépend de la densité des mesures servant de base pour l'élaboration du MNT. En effet, une densité adaptée à la variabilité du terrain implique une description de la majorité des lignes de rupture et, par conséquent, une meilleure représentation de la morphologie du terrain. En plus, la densité élevée des mesures rend efficace l'extraction automatique des lignes caractéristiques de la morphologie du terrain.

Il est à noter également, que le recalage entre les différents MNTs n'était pas nécessaire car la variation géomorphologique du site est à évolution très lente et la période d'étude retenue est relativement courte (12 années).

En plus de la génération automatique des MNTs, les traitements photogrammétriques numériques permettent de produire divers produits dérivés tels que : les données vecteurs (restitution des détails planimétriques, telles que les voies de communication, les oueds, le bâti, etc.), les vues perspectives et les orthophotographies.

5.4. Orthophotographie numérique

Une orthophotographie numérique est une image numérisée à partir d'une ou plusieurs photographies auxquelles on a soustrait, par l'intermédiaire d'un modèle numérique de terrain, les aberrations dues à la morphologie du terrain, aux caractéristiques de l'appareil photographique utilisé et à la position de ce dernier au moment de la prise de vue (Wolf et Dewitt, 2000). Dans une photographie orthorectifiée, toutes les caractéristiques du sol sont localisées dans leur véritable position au sol.

la qualité géométrique de l'orthophoto sera déterminée par les conditions de prise de vue, la résolution de scannage, des orientations (points de calage), la densité et la qualité du MNT et du processus de rectification.

Les orthophotos du site d'El Biar (Figure 5-4) ont été générées à l'aide du logiciel LPS avec une résolution de 50 cm.



Figure 5-4 : Orthophoto du site d'El Biar de l'année 2007.

6. RESULTATS ET INTERPRETATION

L'analyse multi-temporelle des MNTs et des orthophotographies fournit diverses informations sur l'évolution géomorphologique du site d'El Biar.

Si certaines de ces informations restent purement qualitatives et descriptives, d'autres prennent par contre une dimension quantitative ce qui fait tout l'intérêt de la photogrammétrie numérique.

Les MNTs et les orthophotographies multi-temporels dérivés offrent différentes façons d'analyser l'évolution du glissement d'El Biar.

La comparaison des profils topographiques extraits des différents MNTs montre clairement les changements de la topographie de surface. En effet, le même profil longitudinal, considéré à des dates différentes (Figure 5-5), permet de distinguer les zones où l'élévation de surface a diminué (zones d'ablation) et les zones où l'altitude a augmentée (zones d'accumulation). En outre, la comparaison de la position de l'escarpement arrière indique une ablation d'environ 22 cm / an entre 1995 et 2007.

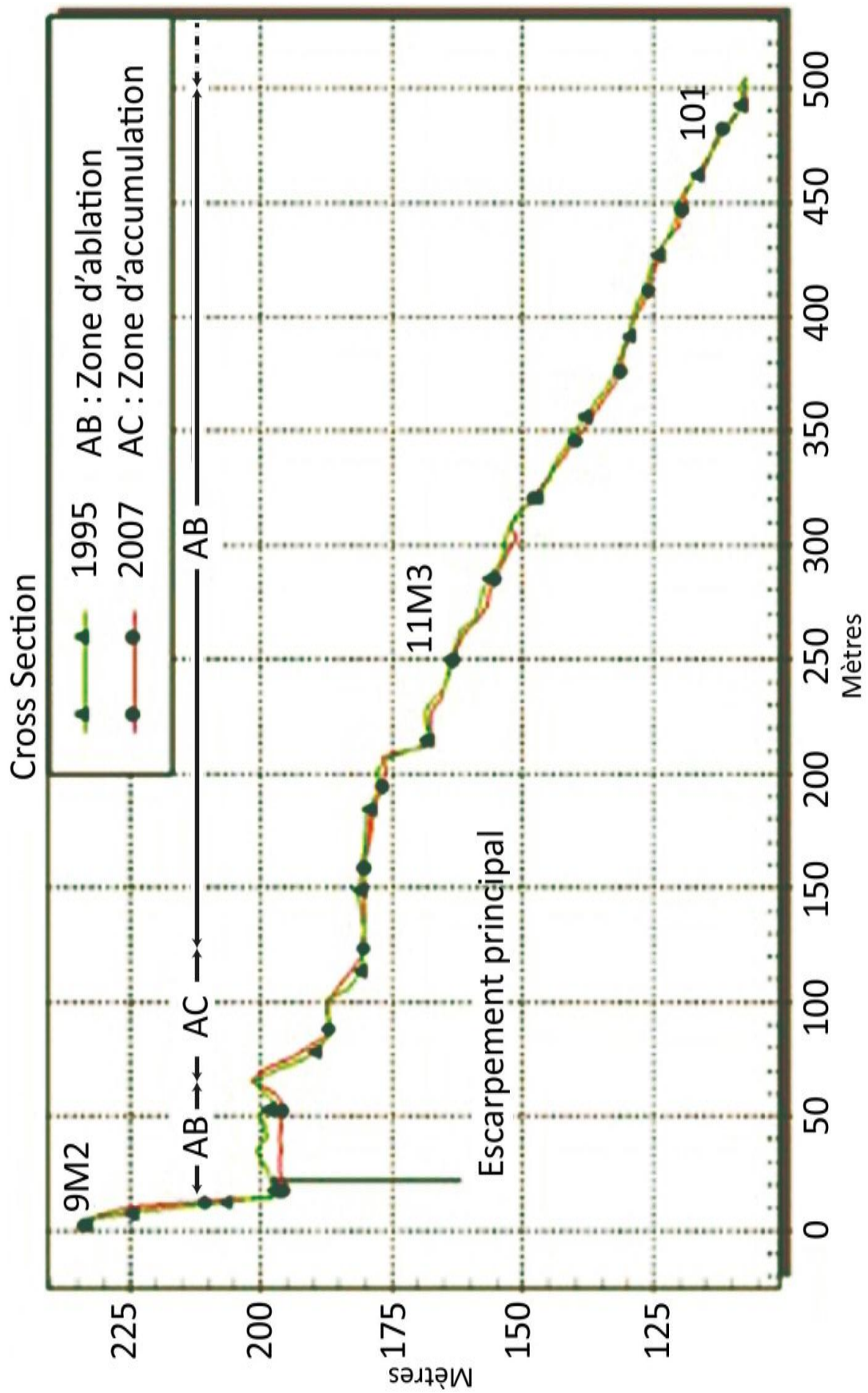


Figure 5-5 : Profils topographiques multi-temporels le long de l'axe 9M2-101.

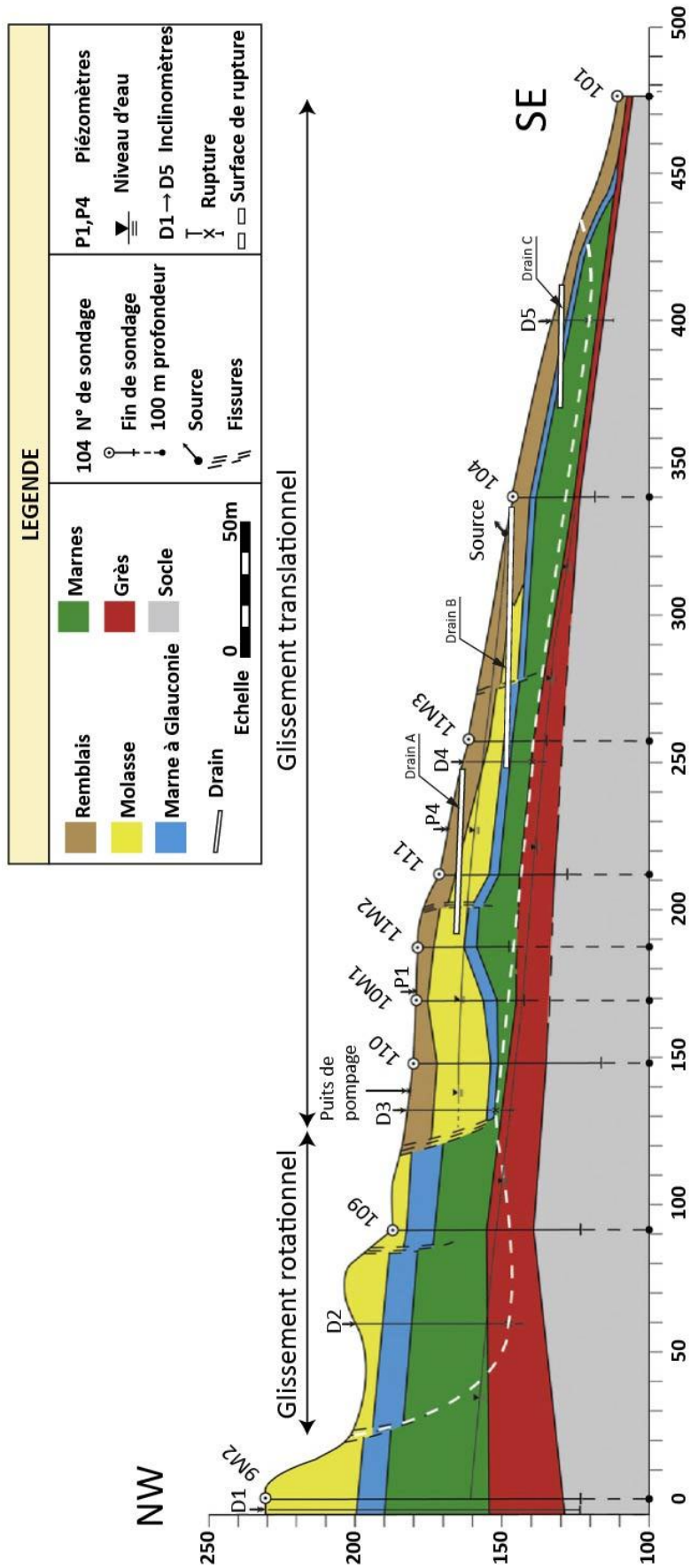


Figure 5-6 : Surfaces de rupture le long de l'axe probable du glissement d'El Biar.

L'analyse des changements de la topographie de surface, à partir des profils extraits des MNTs (Figure 5-5), permet de mettre en évidence deux zones à variation cinématique distincte :

- la première zone située entre les abscisses 20 m et 120 m, caractérisée par une ablation (affaissement) suivie d'une accumulation (gonflement), ressemble à un mouvement de rotation.
- la deuxième zone, située entre 120 m et 500 m, se caractérise par une ablation (affaissement).

L'analyse de l'allure de la surface de rupture, définie à partir des résultats inclinométriques (Figure 5-6 et annexe 7), met en évidence deux modes de rupture :

- le premier mode de rupture, mis en évidence par les inclinomètres D2 et D3, s'apparente à une rupture circulaire.
- le deuxième mode de rupture, mis en évidence par les inclinomètres D3, D4 et D5, ressemble à une rupture plane.

La comparaison entre la cinématique du profil topographique de la figure 5-5 et l'allure de la surface de rupture de la figure 5-6 montre une ressemblance presque parfaite, ce qui permet de dire que le glissement d'El Biar est un glissement composé constitué par un glissement rotationnel et un glissement translationnel.

Enfin, on peut dire que ce résultat très édifiant témoigne du potentiel de la photogrammétrie numérique à la bonne caractérisation cinématique des mouvements de terrain.

Le calcul de la différence entre les MNTs ne peut fournir directement le volume global du glissement de terrain, car cela nécessite aussi la connaissance de la profondeur de la surface de glissement. Les inclinomètres ont indiqué une profondeur moyenne de la surface de glissement estimée à 25 m (voir annexe 7). Compte tenu de l'ensemble de la zone de glissement qui couvre actuellement une surface d'environ 165 000 m², le volume total des matériaux instables dépasse les 4 millions de m³.

Les orthophotographies ont permis l'obtention de mesures planimétriques précises. En comparant la position des coins de bâtiments sélectionnés (ceux qui n'ont pas connu de changements architecturaux au cours de l'intervalle de temps étudié), il a été possible de déterminer l'ampleur et la direction des déplacements horizontaux.

L'importance des déplacements a été jugée sur la base des « standard errors » (SE) des points stables (I à VII) mesurés en dehors de la zone du glissement de terrain (voir Figure 5-7).

Les déplacements horizontaux des cibles sélectionnées (1 à 7) pour la période 1995-2007 sont présentés dans le tableau 5-3.

Tableau 5-3 : Déplacements horizontaux des cibles sélectionnées pour la période 1995-2007.

Points mesurés	1	2	3	4	5	6	7	SE
Déplacements entre 1995 et 2007 (cm)	61	63	51	114	118	126	141	39
Déplacements annuels (cm)	5,08	5,22	4,27	9,53	9,84	10,52	11,73	3,23

La variation spatiale des déplacements de surface peut être visualisée par un tracé vectoriel (Figure 5-7).

Les ellipses d'erreur représentent un niveau de confiance de 95% et sont basées sur les mesures des points (I à VII) situés en dehors de la zone de glissement de terrain.

Les vecteurs perçant les ellipses d'erreur représentent d'importants déplacements à un niveau de confiance de 95%.

La direction des mouvements horizontaux correspond aux données de terrain de la pente générale, qui est principalement orientée vers le Nord-Sud.

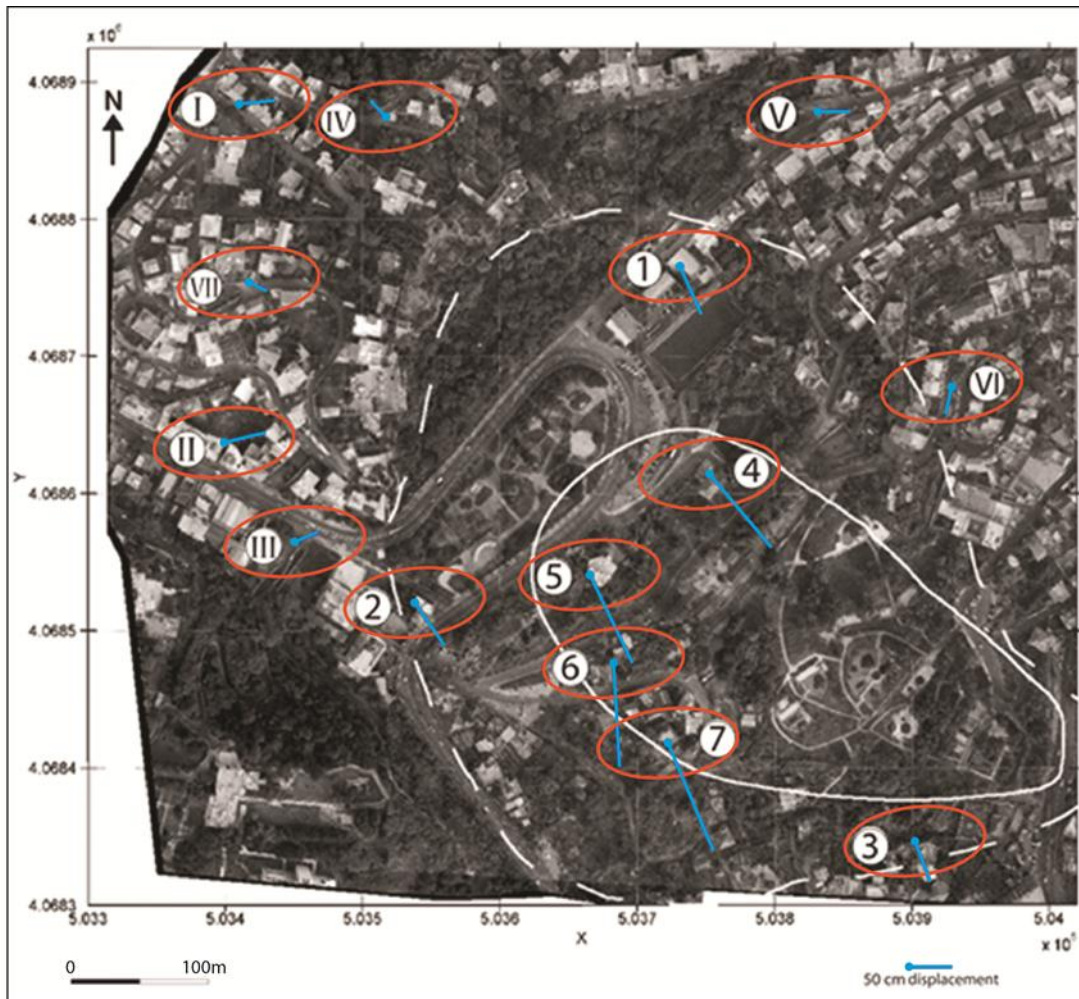


Figure 5-7 : Vecteurs de déplacement horizontal des coins de bâtiments sélectionnés pour la période 1995-2007.

Les résultats montrent deux zones de vitesses différentes au sein de la zone instable:

- une zone périphérique (incluant les points 1, 2 et 3) avec une vitesse moyenne d'environ 5 cm par an,
- une zone centrale (incluant les points 4, 5, 6 et 7) se déplaçant à une vitesse moyenne d'environ 10 cm par an.

En comparant ces valeurs à celles obtenues par [S.E.I. \(1981\)](#) en utilisant des techniques géodésiques classiques au cours de la période 1979-1980 (Figure 5-8), on peut noter que la vitesse de déplacement moyenne de la zone périphérique n'a pas changé, alors que la vitesse moyenne dans la zone centrale a été réduite de moitié, ce qui peut être attribuée aux travaux de stabilisation réalisés dans ce domaine.

La concordance entre les résultats obtenus par photogrammétrie numérique et les études classiques de topographie valide les techniques utilisées dans la présente étude.

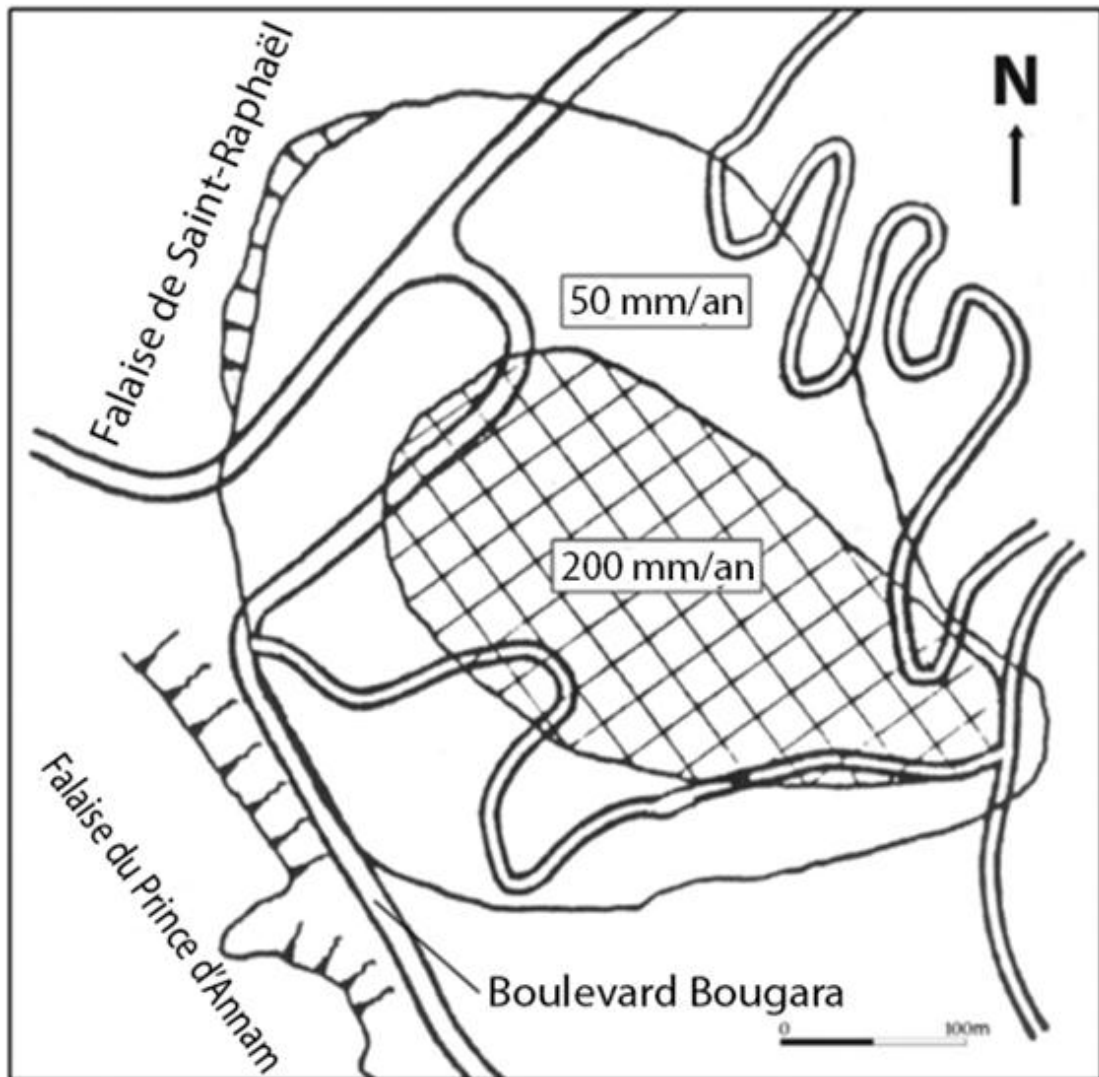


Figure 5-8 : Mouvements mesurés au cours de la période 1979-1980 (d'après [S.E.I., 1981](#)).

Sur la base des taux de déplacement mesurés, le glissement d'El Biar se classe dans la catégorie des mouvements très lents selon l'échelle de [Cruden et Varnes \(1996\)](#) et dans la catégorie des glissements de terrain lents selon la classification du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France) ([Sève et Pouget, 1998](#)).

En outre, on remarque que le calcul de la pente de la surface de rupture plane entre les inclinomètres D3 et D5 donne une valeur moyenne de 7° qui est inférieure à l'angle de frottement résiduel de la marne qui varie de 10° à 17° .

Cette remarque concorde avec la conclusion faite par [Glastonbury et Fell \(2008\)](#), à la suite d'une étude de 45 grands glissements à mouvement lent, et qui indique que la

probabilité d'un mouvement lent après rupture augmente là où l'inclinaison de la surface de rupture à la base est inférieure à l'angle de frottement résiduel.

7. CONCLUSION

Cette étude a mis en évidence le potentiel qu'offre la photogrammétrie numérique pour la caractérisation géométrique et cinématique des glissements de terrain dans les zones urbaines.

Les techniques utilisées dans cette étude ont démontré la valeur des photographies aériennes multi date à fournir des informations qualitatives et quantitatives sur les mouvements de glissements de terrain d'une manière relativement facile et économique comparativement à l'utilisation des images satellitaires.

En comparaison avec les autres techniques récentes de télédétection, comme le GPS et l'interférométrie, la photogrammétrie numérique présente l'avantage de la quantification a posteriori des phénomènes morphologiques ayant débuté il y a plusieurs décennies.

Les MNTs dérivés photogrammétriquement et les profils topographiques ont fourni des informations détaillées sur la topographie de la surface et le changement de relief, en particulier pour distinguer les zones d'ablation et d'accumulation.

Les orthophotos se sont avérées utiles pour la mesure des déplacements horizontaux des points choisis au sein du site instable.

La comparaison des résultats de cette étude avec ceux obtenus par les méthodes traditionnelles a montré une ressemblance remarquable, ce qui valide la technique photogrammétrique utilisée.

En combinaison avec les données géologiques et géotechniques, la photogrammétrie numérique peut contribuer à la caractérisation et la compréhension des mécanismes des glissements de terrain pour une meilleure définition d'une solution de stabilisation.

Chapitre 6

Etude hydrologique

1. INTRODUCTION

Le rôle de l'eau et particulièrement celui de la pluviométrie est déterminant dans le déclenchement des glissements de terrain et des éboulements rocheux. Plusieurs publications et études scientifiques traitant de l'influence de la pluviométrie sur les mouvements de terrain sous différents angles, ont été réalisées ([Lim et al. 1996](#) ; [Cho et Lee, 2001](#) ; [Kim et al., 2004](#) ; [Xue et Gavin, 2007](#); [Rameau, 2010](#)).

Il est à noter que l'identification de la source (nappe), de l'écoulement, de la pression interstitielle et de la quantité d'eau revêt la même importance que l'identification de la nature du sol et des différentes couches du sous-sol.

Mais souvent, lors des investigations, l'action de l'eau n'est pas pleinement élucidée pour les raisons suivantes : les conditions d'écoulement de l'eau varient selon le climat et sous l'effet des différents paramètres tels que: les précipitations, l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration pendant l'année et durant des cycles climatiques à long terme; ce qui rend le plus souvent leur estimation difficile.

En outre, en l'absence de modifications géomécaniques, les réactivations des mouvements de terrain sont pratiquement toujours liées à un accroissement des précipitations. Cependant, il a été montré la complexité du développement des pressions interstitielles en fonction du régime pluviométrique ([Cartier, 1981](#)).

Le bilan hydrologique, dont les valeurs ont une incidence directe sur le régime pluviométrique, fait intervenir ([Blondeau, 1976](#)):

- Les quantités de précipitations instantanées et cumulées ;
- Les conditions climatiques (température, évapotranspiration);
- La capacité d'évacuation de l'eau par le ruissellement.

A chaque fois que cela est possible, à partir des résultats de l'étude en cours, on définit des seuils d'alerte qui peuvent alors s'appliquer de manière régionale pour prévoir les mouvements de terrain. Au minimum, ces seuils d'alerte peuvent indiquer l'époque où il est bon de faire des mesures sur des appareils en place (celles des pressions interstitielles, inclinomètres etc...) dans les glissements potentiels ou présentant un risque pour des structures ou des vies humaines ([Cartier, 1981](#) ; [Filliat, 1981](#)).

On étudie dans ce chapitre, pour une période de 31 ans s'étalant de 1950 à 1980, tous les paramètres intervenant dans le bilan hydrologique afin de mieux comprendre le régime hydrologique de notre bassin versant.

Ensuite, les résultats de la présente étude sont utilisés pour juger de l'efficacité du système de drainage réalisé en 1978, suite aux recommandations de Sol Expert International, pour drainer les eaux du versant instable en vue de sa stabilisation.

2. CHOIX DE LA STATION METEOROLOGIQUE

Aux alentours du site d'étude, existent trois stations météorologiques celles d'El Biar, de Bouzareah et de l'Université d'Alger. Cependant, dans les deux premières stations on ne dispose pas de séries d'observations suffisamment longues qui nous permettent de mieux apprécier le régime hydrologique de la zone étudiée. Pour cela, la station considérée est la station météorologique de l'Université d'Alger (Faculté Centrale), dont on dispose d'une longue série d'observation s'étalant de 1950 à 1980.

Les caractéristiques géographiques de la station considérée sont les suivantes :

- Latitude : 36-47 N
- Longitude : 03-03 E
- Altitude : 59 m N.G.A

3. ETUDE DES PRECIPITATIONS

3.1 Précipitations moyennes mensuelles

Le tableau 6-1 et la figure 6-1 ci-dessous montrent la répartition des précipitations moyennes mensuelles de 1950 à 1980.

Tableau 6-1 : Précipitations moyennes mensuelles

Mois	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier
P(mm)	10,9	27,8	101,2	119,1	117,5	109,1
Mois	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet
P (mm)	99,7	70,1	67,4	28,7	19,8	4,3

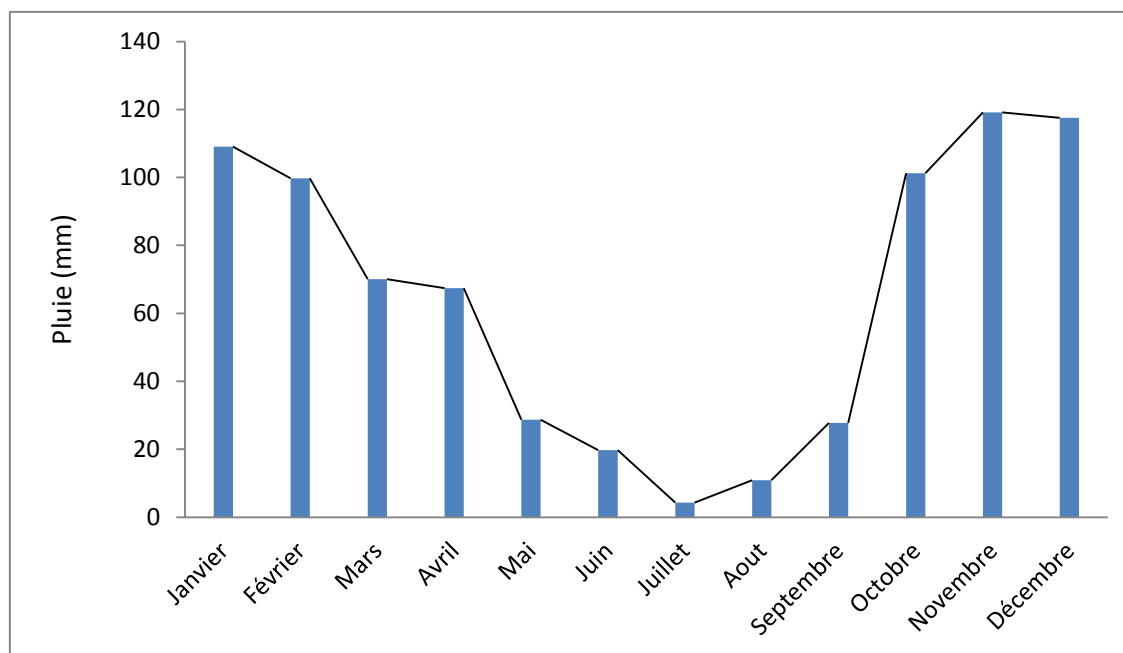


Figure 6-1 : Précipitations moyennes mensuelles

Nous constatons que les mois les plus pluvieux sont les mois d'octobre à février tandis que les mois de juin, juillet et août sont presque secs.

Or, on sait depuis fort longtemps que la plupart des glissements de terrain apparaissent lors de périodes pluvieuses prolongées; et le glissement d'El Biar n'a pas échappé à cette constatation.

C'est ainsi que, comme il a été mentionné au paragraphe 4 du chapitre 3:

- En **décembre 1829**, un affaissement s'est produit sur la route Didouche Mourad et la majorité des aqueducs a été endommagée
- Dans la nuit du **20 au 21 janvier 1845** la destruction du consulat de Suède a eu lieu, celle du consulat de Grèce dans la journée du **22 janvier 1845** (Agard, 1948).
- Vers la fin de **décembre 1943**, un bloc d'un volume de près de 4000 m³ se détachait de la falaise du Prince d'Annam. Il s'enfonçait de 7 m dans le sol.
- Les inondations de **janvier 2012** ont provoqué un glissement du bord de la route au niveau de la route Sfindja (Ex Laperlier) réduisant sa largeur sur presque une longueur de 15 m (voir photo 3-1).
- Suite aux fortes pluies qui se sont abattues dans la soirée du **11 février 2013**, un grand mur de soutènement de 25 m de longueur et de 5 m de hauteur, s'est brusquement affaissé le lendemain matin sur le trottoir sur une bonne partie de la route Bougara, causant l'écrasement d'un véhicule et la blessure de trois personnes (voir photo 3-2).

3.2 Précipitations annuelles

La figure 6-2 montre la répartition des précipitations annuelles de la période 1950 à 1980. Il est à noter un manque de données pour les années : 1968, 1970, 1971, 1973, 1974, 1977 et 1980.

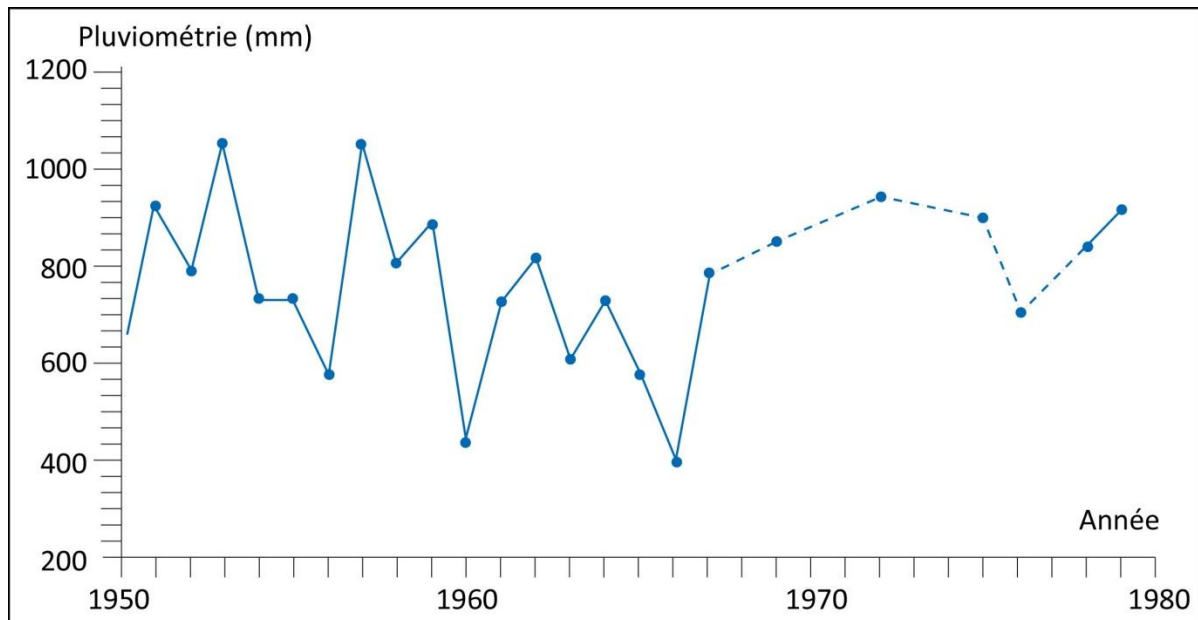


Figure 6-2 : Précipitations annuelles

3.3 Détermination de la lame d'eau précipitée

Le calcul de la lame d'eau tombée a pour but d'évaluer l'épaisseur moyenne annuelle de la tranche d'eau qui est tombée durant une période donnée sur le bassin en question.

Afin de mieux apprécier la lame d'eau moyenne, déterminons les paramètres statistiques suivants :

- **Moyenne** : $X = (1/n) \cdot \sum X_i = 769 \text{ mm}$

- **Ecart-type** $\sigma = \sqrt{(1/n) \cdot \sum (X_i - X)^2} = 167,2 \text{ mm}$

- **Intervalle de confiance** : $X \pm (1,96 \sigma/\sqrt{n}) = [698 \text{ mm} , 840 \text{ mm}]$

où :

X = Moyenne de l'échantillon = 769 mm

σ = Ecart-type = 167,2

n = Nombre d'observations = 24

Il en ressort, de ce qui précède, que la lame d'eau moyenne tombée sur le bassin versant durant la période de 1950 à 1980 est de :

$$698 \text{ mm} \leq P_{\text{moy. ann.}} \leq 840 \text{ mm.}$$

4. ETUDE DES TEMPERATURES

Après la pluviométrie, le second facteur important qui conditionne l'hydrologie d'un versant, c'est évidemment la température atmosphérique.

Ce paramètre conditionne l'évaluation du déficit d'écoulement qui intervient dans l'estimation du bilan hydrologique.

4.1 Températures moyennes annuelles

On rappelle que la température moyenne mensuelle est la moyenne arithmétique de la température maximale et minimale dudit mois, tandis que la température moyenne annuelle est la moyenne des températures moyennes des mois de l'année.

Le tableau 6-2 et la figure 6-3 montrent la répartition des températures moyennes annuelles.

Tableau 6-2 : Températures moyennes annuelles

Années	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958
T (°C)	19,4	19,2	19,9	19,1	18,7	19,8	18,5	18,9	19,2

Années	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967
T (°C)	19,2	18,5	19,9	19,1	19,3	19,4	19,3	19,1	19,3

Années	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
T (°C)	19,3	18,6	17,6	15,7	17,4	17,6	17,7	17,9	17,1

Années	1977	1978	1979	1980
T (°C)	18,8	17,6	17,4	18,9°C

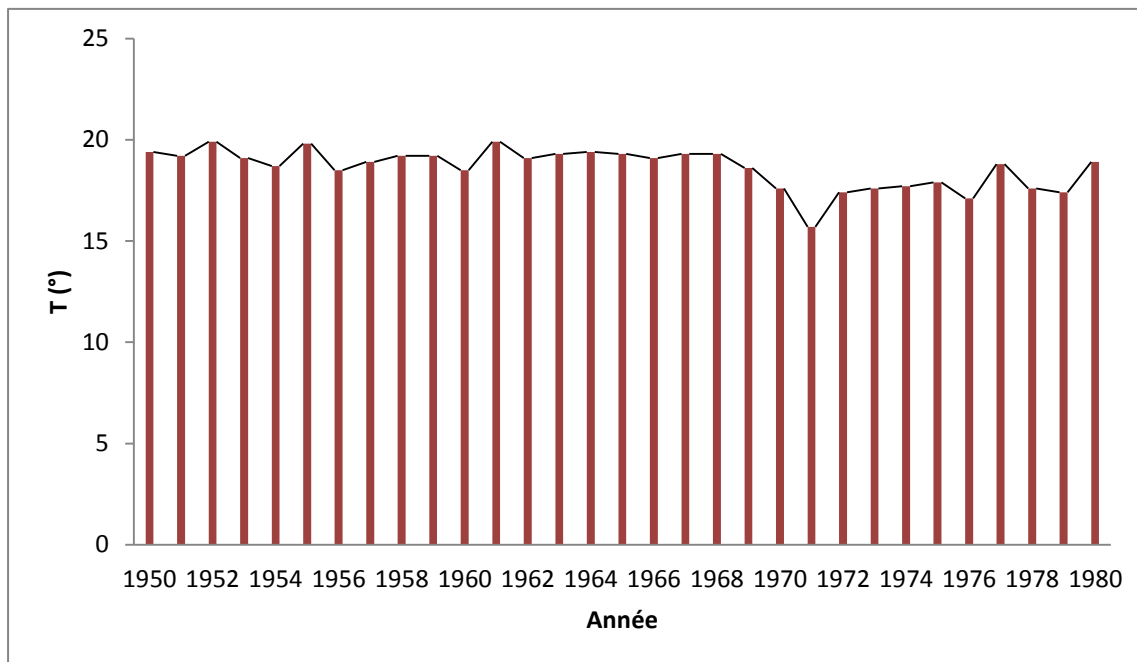


Figure 6-3 : Températures moyennes annuelles

Contrairement, aux précipitations moyennes annuelles, le fichier des températures moyennes n'est pas tronqué.

Le calcul des paramètres statistiques de la température moyenne annuelle durant la période de 1950 à 1980 a donné les résultats suivants:

- **Moyenne** : $X = (1/n) \cdot \sum X_i = 18,6 \text{ °C}$

- **Ecart-type** $\sigma = \sqrt{[(1/n) \cdot \sum (X_i - X)^2]} = 0,95 \text{ °C}$

- **Intervalle de confiance** : $X \pm (1,96 \sigma/\sqrt{n}) = [18,3 \text{ °C} , 18,9 \text{ °C}]$

Où :

$X =$ Moyenne de l'échantillon = 18,6 °C

$\sigma =$ Ecart-type = 0,95

$n =$ Nombre d'observations = 31

D'où : $18,3 \text{ °C} \leq T^{\circ}_{\text{moy. ann.}} \leq 18,9 \text{ °C}$

5. ETUDE DE L'EVAPOTRANSPIRATION

L'évapotranspiration est un phénomène important du cycle hydrologique. Elle englobe l'ensemble des phénomènes d'évaporation directe par retour dans l'atmosphère, à partir des réservoirs de surface (lacs, mer, etc...), souterrains (nappes aquifères) et de la

transpiration des plantes. Elle dépend du climat et de ses variations qui sont déterminées par la température, l'humidité de l'air et de l'eau, le rayonnement solaire et la vitesse du vent.

On distingue ainsi l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

Dans ce qui suit, on ne s'intéressera qu'à l'évapotranspiration réelle qui intervient directement dans l'estimation du bilan hydrologique.

5.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle

On appelle évapotranspiration réelle (E.T.R), dans un intervalle donné, l'évapotranspiration qui se produit pendant cette durée dans les conditions réelles de teneur en eau du sol : c'est la lame d'eau effectivement évaporée et transpirée.

Parmi les méthodes de calcul de cette E.T.R, nous avons choisi celles de Turc et Coutagne.

5.1.1 Formule de TURC

Elle permet d'évaluer l'E.T.R moyenne qui est fonction de la température moyenne annuelle et de la hauteur moyenne des précipitations annuelles :

$$E.T.R = \frac{P}{[0,9 + (P/L)^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$L = 0,05 T^3 + 25 T + 300 ;$$

P = Pluviométrie moyenne annuelle (mm) ;

T = Température moyenne annuelle (°C).

Calcul de l'E.T.R :

$$P_{\min} = 698 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 840 \text{ mm}$$

$$T_{\min} = 18,3^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 18,9^\circ\text{C}$$

$$L = 1062,4$$

$$L = 1114$$

$$E.T.R_{\min} = 605 \text{ mm}$$

$$E.T.R_{\max} = 693 \text{ mm}$$

Donc :

$$605 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 693 \text{ mm}$$

5.1.2 Formule de COUTAGNE

Elle est basée sur les mêmes paramètres que celle de TURC, mais elle n'est utilisable que lorsque les précipitations sont comprises entre : $1/8\beta$ et $1/2\beta$

$$E.T.R = P - \beta P^2$$

Avec :

$$\beta = 1 / (0,8 + 0,14T) ;$$

P = Pluviométrie moyenne annuelle (m)

T = Température moyenne annuelle (°C)

- Calcul de β :

$$\beta_{\min} = 1 / (0,8 + 0,14 \cdot 18,3) = 0,30$$

$$\beta_{\max} = 1 / (0,8 + 0,14 \cdot 18,9) = 0,29$$

- Vérification de la condition : $1/8\beta < P \text{ (m)} < 1/2\beta$

$$0,417 < 0,698 < 1,667 \text{ vérifiée.}$$

$$0,43 < 0,840 < 1,72 \text{ vérifiée.}$$

- Calcul de l'E.T.R

$$P_{\min} = 0,698 \text{ m}$$

$$P_{\max} = 0,840 \text{ m}$$

$$T_{\min} = 18,3 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = 18,9 \text{ °C}$$

$$\beta = 0,30$$

$$\beta = 0,29$$

$$E.T.R_{\min} = 0,552 \text{ m} = 552 \text{ mm}$$

$$E.T.R_{\max} = 0,635 = 635 \text{ mm}$$

Donc :

$$552 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 635 \text{ mm.}$$

Dans ce qui suit, on prendra les valeurs de l'E.T.R obtenues par la formule de Coutagne qui représentent le cas le plus défavorable dans la présente étude.

C'est à dire :

$$552 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 635 \text{ mm.}$$

Soit :

$$79 \% \text{ de } P_{\min} \leq E.T.R \leq 75,6 \% \text{ de } P_{\max}$$

6. RUISSELLEMENT ET INFILTRATION

En l'absence de mesures précises du taux d'infiltration et de jaugeage des eaux ruisselées, il est pratiquement impossible de séparer ces deux composantes.

De ce fait nous avons regroupé ces deux composantes représentant l'apport d'eau moyen annuel et qui sera désigné par la suite par Y_o . Par conséquent l'équation classique du bilan s'écrit:

$$P = E + Y_o$$

6.1 Estimation de l'apport d'eau moyen : Y_o

L'insuffisance des données observées nous contraint d'utiliser les modèles empiriques basés sur la relation suivante :

$$Y_o = P_o - D$$

Dans laquelle :

Y_o = Apport annuel (mm ou m);

P_o = Pluie moyenne annuelle (mm ou m) ;

D = Déficit hydrologique (mm ou m).

6.1.1 Formule de SAMIE

$$Y_o = P_o^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot S^{0,5})$$

Où :

P_o = Pluie moyenne annuelle (m) ;

S = Superficie du bassin versant (km^2) ;

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant (mm).

- **Calcul de Y_o :**

$$P_{o,\min} = 0,698 \text{ m}$$

$$P_{o,\max} = 0,840 \text{ m}$$

$$S = 0,57 \text{ km}^2$$

$$S = 0,57 \text{ km}^2$$

$$Y_{o,\min} = 0,698^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot 0,57^{0,5})$$

$$Y_{o,\max} = 0,840^2 \cdot (292 - 2,2 \cdot 0,57^{0,5})$$

$$Y_{o,\min} = 141,46 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\max} = 204,88 \text{ mm}$$

D'où :

$$141,5 \text{ mm} \leq Y_o \leq 204,9 \text{ mm}$$

6.1.2 Formule dite ALGERIENNE (relation apport-pluviométrie)

$$Y_o = P_o \cdot (1 - 10^{-KP_o^2}), \text{ avec : } K = 0,18 - 0,01 \cdot \log(S)$$

Où :

Y_o = Apport annuel moyen (m) ;

P_o = Pluie moyenne annuelle (m) ;

S = Superficie du bassin versant (km²).

- Calcule de Y_o :

$$K = 0,18 - 0,01 \cdot \log(0,57) = 0,18$$

$$S = 0,57 \text{ km}^2$$

$$P_{o,\min} = 0,698 \text{ m}$$

$$Y_{o,\min} = 0,698 \cdot (1 - 10^{-0,18(0,698)^2})$$

$$Y_{o,\min} = 0,128 \text{ m} = 128 \text{ mm}$$

$$P_{o,\max} = 0,840 \text{ m}$$

$$Y_{o,\max} = 0,8407 \cdot (1 - 10^{-0,18(0,840)^2})$$

$$Y_{o,\max} = 0,213 \text{ m} = 213 \text{ mm}$$

D'où : $128 \text{ mm} \leq Y_o \leq 213 \text{ mm}$

6.1.3 Formule de TURC

$$D = \frac{P_o}{[0,9 + (P_o/L)^2]^{0,5}}, \text{ avec : } Y_o = P_o - D$$

Où :

$$L = 300 + 25T + 0,05T^3$$

D = Déficit d'écoulement (mm) ;

P_o = Pluviométrie moyenne annuelle (mm).

- Calcule de Y_o :

$$T_{\min} = 18,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 18,9 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$L = 300 + 25 \cdot 18,3 + 0,05 \cdot (18,3)^3 = 1062,4$$

$$L = 300 + 25 \cdot 18,9 + 0,05 \cdot (18,9)^3 = 1114$$

$$D = 605 \text{ mm}$$

$$D = 693 \text{ mm}$$

$$P_{o,\min} = 698 \text{ mm}$$

$$P_{o,\max} = 840 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\min} = (698 - 605) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\max} = (840 - 693) \text{ mm} = 147 \text{ mm}$$

D'où : $93 \text{ mm} \leq Y_o \leq 147 \text{ mm}$

6.1.4 Formule de COUTAGNE

$$D = P_o - \beta P_o^2, \text{ avec : } \beta = 1 / (0,8 + 0,14T)$$

La relation suivante : $Y_o = P_o - D = \beta P_o^2$, est valable si : $1/8\beta < P_o < 1/2\beta$

Où :

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant (m) ;

T = Température moyenne annuelle (°C) ;

D = Déficit d'écoulement (m) ;

P_o = Pluviométrie moyenne annuelle du bassin versant (m).

- Calcul de β :

$$\beta = 1 / (0,8 + 0,14 \cdot 18,3) = 0,30$$

$$\beta = 1 / (0,8 + 0,14 \cdot 18,9) = 0,29$$

- Vérification de la condition : $1/8\beta < P_o < 1/2\beta$

$$0,417 < 0,698 < 1,667 \text{ vérifiée.}$$

$$0,43 < 0,840 < 1,72 \text{ vérifiée.}$$

- Calcul de Y_o :

$$Y_o = P_o - D = \beta P_o^2 = 0,30 \cdot (0,698)^2$$

$$Y_o = P_o - D = \beta P_o^2 = 0,29 \cdot (0,840)^2$$

$$Y_o = 0,1462 \text{ m} = 146,2 \text{ mm}$$

$$Y_o = 0,2046 \text{ m} = 204,6 \text{ mm}$$

D'où : $146,2 \text{ mm} \leq Y_o \leq 204,6 \text{ mm}$

6.1.5 Formule de CHAUMONT

$$Y_o = 600P_o (1-10^x), \text{ avec : } x = -0,36P_o^2$$

Où :

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant (mm) ;

P_o = Pluviométrie moyenne annuelle du bassin versant (m).

- Calcul de Y_o

$$x = -0,36 \cdot (0,698)^2 = -0,175$$

$$x = -0,36 \cdot (0,840)^2 = -0,254$$

$$Y_{o,\min} = 600 \cdot 0,698 (1-10^{-0,175}) = 138,9 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\max} = 600 \cdot 0,840 (1-10^{-0,254}) = 223,2 \text{ mm}$$

D'où : $138,9 \text{ mm} \leq Y_o \leq 223,2 \text{ mm}$

6.1.6 Formule de DERY

$$Y_o = 915 \left(\frac{P_o^{2,684} \cdot S^{0,842}}{S} \right)$$

Où :

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant (mm) ;

P_o = Pluie moyenne annuelle (m) ;

S = Superficie du bassin versant (km²).

- Calcul de Y_o :

$$P_{o,\min} = 0,698 \text{ m}$$

$$P_{o,\max} = 0,840 \text{ m}$$

$$S = 0,57 \text{ km}^2$$

$$S = 0,57 \text{ km}^2$$

$$Y_{o,\min} = 915 \cdot (0,698^{2,684} \cdot 0,57^{0,842}) / 0,57$$

$$Y_{o,\max} = 915 \cdot (0,840^{2,684} \cdot 0,57^{0,842}) / 0,57$$

$$Y_{o,\min} = 381 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\max} = 626 \text{ mm}$$

D'où : $381 \text{ mm} \leq Y_o \leq 626 \text{ mm}$

6.1.7 Formule de MEDINGER

$$Y_o = 0,75 (P_o - 400)$$

Où :

Y_o = Apport annuel moyen du bassin versant (mm) ;

P_o = Pluie moyenne annuelle (mm).

- Calcul de Y_o :

$$P_{o,\min} = 698 \text{ mm}$$

$$P_{o,\max} = 840 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\min} = 0,75 \cdot (698 - 400) = 223,5 \text{ mm}$$

$$Y_{o,\max} = 0,75 \cdot (840 - 400) = 330 \text{ mm}$$

D'où : $223,5 \text{ mm} \leq Y_o \leq 330 \text{ mm}$

6.1.8 Synthèse des résultats :

Le tableau 6-3 et la figure 6-4 récapitulent les résultats de l'apport annuel moyen du bassin versant (Y_o) selon les formules utilisées.

Tableau 6-3 : Récapitulatif des résultats des formules utilisées.

Formules	Samie	Algerienne	Turc	Coutagne	Chaumont	Dery	Medinger
$Y_{o,min}$ (mm)	141,4	128	93	146,2	138,9	381	223
$Y_{o,max}$ (mm)	204,9	213	147	204,6	223,2	626	330

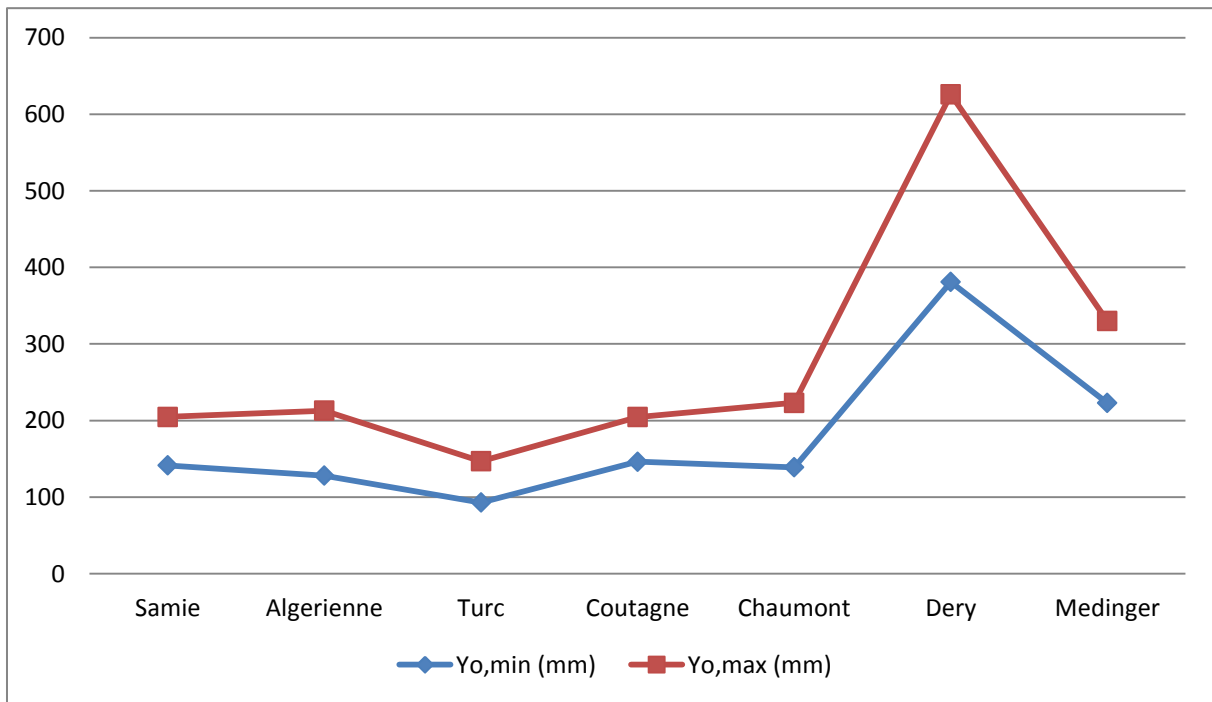


Figure 6-4 : Récapitulatif graphique des résultats des formules utilisées.

On constate que les valeurs de Y_o obtenues par les formules de Dery et de Medinger sont surestimées par rapport aux valeurs des autres formules. Pour cela, on écarte ces deux dernières valeurs et on prendra la moyenne arithmétique des valeurs restantes.

Soit :

$$Y_{o,min} = (141,4 + 128 + 93 + 146,2 + 138,9) / 5 = 129,5 \text{ mm.}$$

$$Y_{o,max} = (204,9 + 213 + 147 + 204,6 + 223,2) / 5 = 198,5 \text{ mm.}$$

D'où:
$$129,5 \text{ mm} \leq Y_o \leq 198,5 \text{ mm.}$$

7. ESTIMATION DU BILAN HYDROLOGIQUE

L'équation classique du bilan hydrologique s'écrit : $P = E + R + I$

Où :

P: Pluviométrie moyenne annuelle (mm) ;

E : Evapotranspiration réelle moyenne annuelle (mm) ;

R : Ruissellement moyen annuel (mm) ;

I : Infiltration moyenne annuelle (mm).

Et avec la notation de $Y_o = R + I$, l'équation classique devient : $P = E + Y_o$

Le calcul de la lame d'eau précipitée, à partir de cette équation classique, donne :

$$P_{\min} = 552 + 129,5 = 681,5 \text{ mm et } P_{\max} = 635 + 198,5 = 833,5 \text{ mm.}$$

Or, la lame d'eau précipitée calculée à partir des mesures pluviométriques relevées à la station de l'Université d'Alger était de : $P_{\min} = 698 \text{ mm}$ et $P_{\max} = 840 \text{ mm}$.

L'erreur commise est de :

$$\Delta P/P = [(698 - 681,5) / 698].100 = 2,4\% \text{ et } \Delta P/P = [(840 - 833,5) / 840].100 = 0,8 \%$$

Ces erreurs, qui sont négligeables, peuvent provenir du calcul des paramètres du bilan hydrologique (ruissellement et infiltration) qui étaient estimés à partir des modèles empiriques.

8. DISCUSSION

Dans ce paragraphe, on utilise les résultats précédents pour comparer le volume d'eau moyen annuel infiltré calculé au volume d'eau infiltrée estimé par [S.E.I \(1981\)](#) et conclure quant à l'efficacité du système de drainage adopté.

Du fait de la géologie, la topographie et le mode d'occupation du terrain étudié, le pourcentage des eaux infiltrées pris en considération est de 40% de Y_o .

$$\text{Soit : } 0,40 \cdot Y_{o,\min} = 51,8 \text{ mm} \leq 40\% Y_o \leq 0,40 \cdot Y_{o,\max} = 79,4 \text{ mm.}$$

C'est à dire un pourcentage compris entre 7 et 8,4 de la précipitation moyenne annuelle.

Ce pourcentage reflète vraisemblablement le taux d'infiltration réel, vu les conditions spatiales et climatiques du bassin versant.

Le volume d'eau moyen annuel infiltré (V_{inf}) dans le bassin versant est donc, selon les deux cas :

- Premier cas:

$$V_{inf, min} = 51,8 \cdot 0,57 \text{ mm.km}^2/\text{an} = 0,0295 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}.$$

$$\text{Soit un débit moyen : } Q_{min} = [(0,0295 \cdot 10^6) / 365 \cdot 24] \text{ m}^3/\text{h} = 3,37 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- Deuxième cas:

$$V_{inf, max} = 79,4 \cdot 0,57 \text{ mm.km}^2/\text{an} = 0,0452 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}.$$

$$\text{Soit un débit moyen : } Q_{max} = [(0,0452 \cdot 10^6) / 365 \cdot 24] \text{ m}^3/\text{h} = 5,16 \text{ m}^3/\text{h}.$$

On constate que cette estimation de ce débit ($3,37 \text{ m}^3/\text{h} \leq Q \leq 5,16 \text{ m}^3/\text{h}$) correspond aux mesures du débit total des drains subhorizontaux effectués par [S.E.I \(1981\)](#) qui est de l'ordre de $4 \text{ m}^3/\text{h}$.

Or, on remarque que l'évaluation du volume d'eau infiltrée, effectuée par [S.E.I \(1981\)](#), est surestimée, car le coefficient d'infiltration de 0,5 supposé par S.E.I est très élevé du fait des caractéristiques géologiques, topographiques et climatiques du terrain étudié.

Par ailleurs, les calculs de l'E.T.R montrent que celle-ci est de l'ordre de 75 à 79 % des précipitations moyennes annuelles. Donc, la supposition d'un coefficient d'infiltration de 0,5 faite par S.E.I n'est pas, à notre avis, bien fondée.

En outre, on rappelle que notre estimation de la superficie du bassin versant est basée sur les cartes topographiques. Cependant, du fait de la complexité de la structure géologique du terrain (les couches souterraines présentent des pentes non négligeables vers l'aval et affleurent en amont de la limite du bassin versant hydrologique); la superficie du bassin versant hydrogéologique, c'est à dire du point de vue de l'écoulement des eaux souterraines est plus grande que celle du bassin versant hydrologique considéré.

De ce fait, la quantité d'eau infiltrée pourrait être supérieure à celle calculée. Et, par conséquent, la quantité d'eau drainée par les drains subhorizontaux serait inférieure à la quantité d'eau infiltrée, ce qui nécessite un système de drainage plus conséquent.

9. CONCLUSION

Dans la présente étude hydrologique, tous les paramètres intervenant dans le bilan hydrologique ainsi que l'estimation de ce dernier ont été calculés.

Pour des raisons citées auparavant, les composantes du ruissellement et de l'infiltration ont été traitées ensemble dans le calcul du bilan global des eaux.

Cette étude nous a permis :

- De mieux comprendre le régime hydrologique de notre bassin versant;
- De critiquer l'étude faite par Sol Expert International quant à l'estimation de la quantité d'eau infiltrée dans le bassin versant.

Malheureusement, en l'absence de mesures continues et suffisantes qui devraient être faites sur les inclinomètres existant à l'époque, nous n'avons pas pu définir des seuils d'alerte.

Enfin, dans ce chapitre, les paramètres contrôlant l'écoulement superficiel ont été étudiés tandis que les paramètres concernant l'écoulement souterrain feront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 7

Etude hydrogéologique

1. INTRODUCTION

Dans la problématique des instabilités de pente, les causes d'origine hydraulique sont les plus fréquentes (Tullen, 2002). En effet, plusieurs analyses statistiques, réalisées notamment en France, sur les causes de déclenchement des instabilités de versant confirment l'importance de la cause d'origine hydraulique pour ce genre de phénomènes.

Par exemple, Desvarreux, (1988) a constaté pour 250 glissements évoqués dans la littérature spécialisée, que les causes mentionnées étaient dans 52% des cas d'origine hydraulique. Par ailleurs, l'exploitation d'un fichier informatique de recensement des mouvements de terrain à travers la France (Lacube et Durville. 1989) confirme ce résultat avec 61% des glissements de terrain répertoriés qui ont un facteur déclenchant d'ordre hydraulique.

Finalement, en 1991 Gervreau valide ces résultats par une analyse statistique sur une cinquantaine d'exemples puisés dans la littérature spécialisée dont 49% des sites présentent une cause d'origine hydraulique, alors que pour 31% des cas, la cause de l'instabilité est liée à l'activité humaine (Gervreau, 1991). Les 20% restants sont généralement attribués aux autres causes.

Tous les spécialistes, selon Flageollet (1989), s'accordent à reconnaître le rôle primordiale de l'eau dans le déclenchement de beaucoup de mouvements de terrain et des glissements en particulier. Une remontée du toit d'une nappe augmente la pression interstitielle et peut déstabiliser un versant.

L'étude hydrogéologique revêt donc une grande importance dans les études des instabilités de terrain, car c'est l'eau qui est dans la plupart des cas, responsable des mouvements de terrain, et que les mesures de stabilisation sont souvent des méthodes de drainage dont l'efficacité doit être jugée à partir des conditions hydrodynamiques du site.

Elle doit donc permettre, à partir des données géologiques et des relevés piézométriques, de définir la position des nappes et la nature des formations aquifères. On en déduit alors les éléments indispensables à la compréhension du régime hydraulique du site tels que :

- Les conditions d'alimentations;
- Les axes de drainage;
- Les relations pluviométrie, piézométrie et temps (Cartier, 1981 ; Filliat, 1981);

Le régime hydraulique d'un aquifère est dirigé par la situation de la zone d'alimentation (dans le cas d'un aquifère captif: la région d'affleurement des formations de la nappe; et pour les nappes libres: toute l'étendue des formations de la nappe) et le sens d'écoulement est gouverné par le pendage des formations de l'aquifère, sa structure ainsi que sa topographie. Ceci montre qu'il est difficile de limiter l'étude à la seule zone des mouvements.

Les conditions d'alimentation complexes des versants nécessitent souvent l'examen des couches situées très en amont de la zone d'étude. D'autre part, la connaissance des conditions les plus défavorables demande une durée d'étude suffisante.

Dans la zone la plus limitée de l'étude, l'analyse de détail doit, dans des conditions idéales, permettre de quantifier le champ des écoulements hydrauliques sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentielles.

Malheureusement, la détermination du régime hydraulique est souvent extrêmement difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, sans compter les accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes ([Cartier, 1981](#) ; [Filliat, 1981](#)).

Dans les cas les plus complexes (versants naturels, par exemple) pour lesquels le nombre d'appareils nécessaires à la détermination précise et complète du régime hydraulique serait prohibitif, on s'attache à clarifier quelques points fondamentaux :

- La zone de glissement, et notamment au niveau de la zone de rupture, est-elle le siège d'une " nappe statique " (autrement dit de très faible gradient), ou existe-t-il des gradients se traduisant, par exemple, par la mise en charge de la couche guidant le glissement ?;
- Comment se fait l'alimentation du glissement et notamment existe-t-il une ou plusieurs couches ponctuelles qui alimentent en eau la zone; où il est envisageable de rechercher une coupure par drainage ?;
- Quelle est la perméabilité des terrains, et donc quelles sont les chances de succès d'un drainage ? ([Cartier, 1981](#) ; [Filliat, 1981](#)).

2. BASSIN HYDROGEOLOGIQUE

Pour une évaluation des eaux souterraines, il faut connaître l'étendue du bassin versant et le taux d'infiltration. Dans le chapitre précédent on a déterminé l'infiltration du point de vue hydrologique. Dans ce présent chapitre, on essayera de tenir compte des considérations des limites du bassin du point de vue des eaux souterraines et les paramètres hydrodynamiques de la zone.

On a montré précédemment que les études hydrogéologiques devraient être extrapolées vers l'amont du site étudié. Malheureusement, il nous a été très difficile d'effectuer des observations significatives dans la partie amont car celle-ci est très urbanisée.

Néanmoins, les études antérieures (Agard, 1948 ; Dervieux, 1948 ; Drouhin et al., 1948), ont montré l'affleurement des grès dans le chemin Sfindja (Ex Laperlier) , dans le ravin d'Ain-Zeboudja, le chemin Sidi-Brahim et l'axe El Biar - Chateauneuf avec un pendage général vers le Sud-Est dans le sens de l'axe du drainage des eaux.

En outre, lors du creusement du nouveau passage souterrain au niveau de la placette d'El Biar, on a noté l'existence d'eau provenant de la molasse qui semble alimenter les grès sous-jacent. De plus le terme El Biar, qui signifie en arabe les puits, souligne la présence d'eaux souterraines.

Le bassin versant hydrogéologique des grès est limité vers le Nord par les limites topographiques des grès et vers l'Ouest en amont jusqu'à El Biar- Chateauneuf. Au Sud, il n'est pas possible de définir les limites en l'absence de données.

On en conclut que le bassin hydrogéologique est plus grand que le bassin hydrologique.

3. IDENTIFICATION DES NAPPES

L'étude faite par S.E.I pendant la période de 1971-1972 a permis :

- De repérer en amont une zone d'accumulation des blocs de molasses et de localiser l'existence de ce qui avait été appelé, par les études antérieures, le "château d'eau", à partir duquel se fait une grande partie des infiltrations qui affecte l'aval du glissement. Ce n'est qu'au début de l'année 1979 qu'un puits de pompage (F1), et cinq piézomètres (P1, P2, P3, P4 et P5) ont été réalisés (voir annexe 2) ;
- D'établir une carte montrant le toit des grès, et les différents niveaux piézométriques dans le grès (Figure 7-1).

Le suivi de la variation des niveaux piézométriques des cinq piézomètres pendant une période d'observation s'étalant de (1979 à 1980 par S.E.I) et de (1981 à 1983 par nous-même) ainsi que les nombreuses résurgences et suintements se trouvant sur la pente au-dessus de la cote 165 N.G.A et à partir de la base du sondage n°111, nous a permis de repérer l'existence d'une nappe aquifère située dans la zone d'accumulation des blocs de molasse que l'on appellera par la suite "nappe supérieure".

L'étude détaillée de la carte montrant le toit du grès et les niveaux piézométriques dans le grès nous permet de dresser le tableau 7-1.

Tableau 7-1 : Toit du grès et niveaux piézométriques

N° du sondage	Toit du grès (m)	Niveau piézométrique de la nappe (m)
1	124,98	133,50
2	123,46	152,00
3	152,60	176,00
4	149,40	148,00
5	135,86	150 à 153
X	135,60	133 à 135
A	76,23	76,00
B	94,70	97,00
C	118,60	116,00
D	125,20	123,3 à 128
S7 (Amont)	183,50	186 à 192

Il en ressort de ce tableau que le toit du grès et le niveau de l'eau se confondent sensiblement ; ceci nous permet de repérer une deuxième nappe aquifère que l'on appellera par la suite "nappe inférieure". Cependant, notons tout de même une exception pour les piézomètres P2 et P3: les grès sont en charge et affleurent à la surface en raison de la structure lithologique mitoyenne du ravin des sept sources.

4. ANALYSE DES DONNEES

4.1 Caractéristiques de la nappe supérieure

Dans la zone où siège la nappe, au droit de la boucle du boulevard Bougara et de ses alentours, cinq piézomètres ont été réalisés au mois de février 1979 (voir annexe 2) en vue d'étudier l'évolution de la nappe dans le temps.

A cet effet des mesures journalières ont été effectuées entre 1979 et 1983. Ces mesures piézométriques ont été traduites graphiquement (Figures 7-2, 7-3, 7-4, 7-5 et 7-6), en corrélation avec la pluviométrie pour les périodes correspondantes (entre 1979 et 1983).

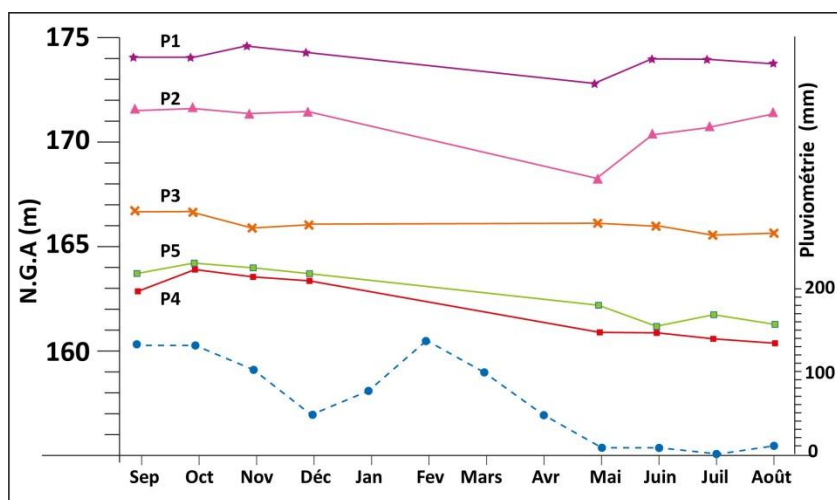


Figure 7-2 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1979 (S.E.I., 1981).

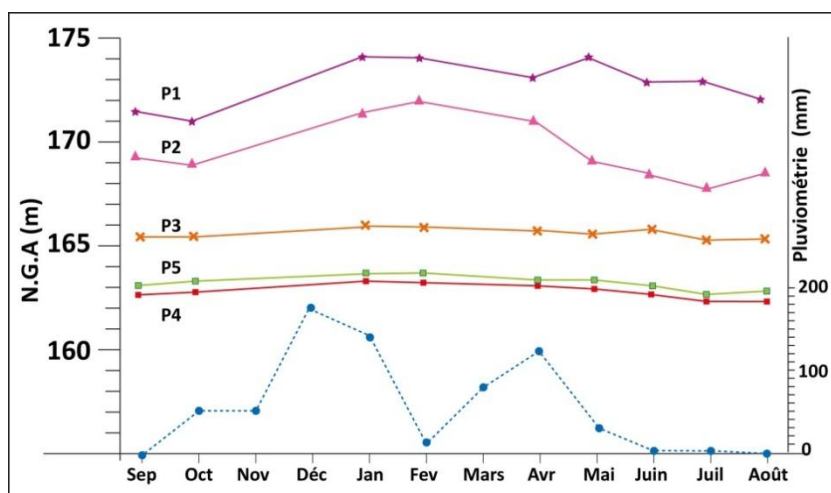


Figure 7-3 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1980 (S.E.I., 1981).

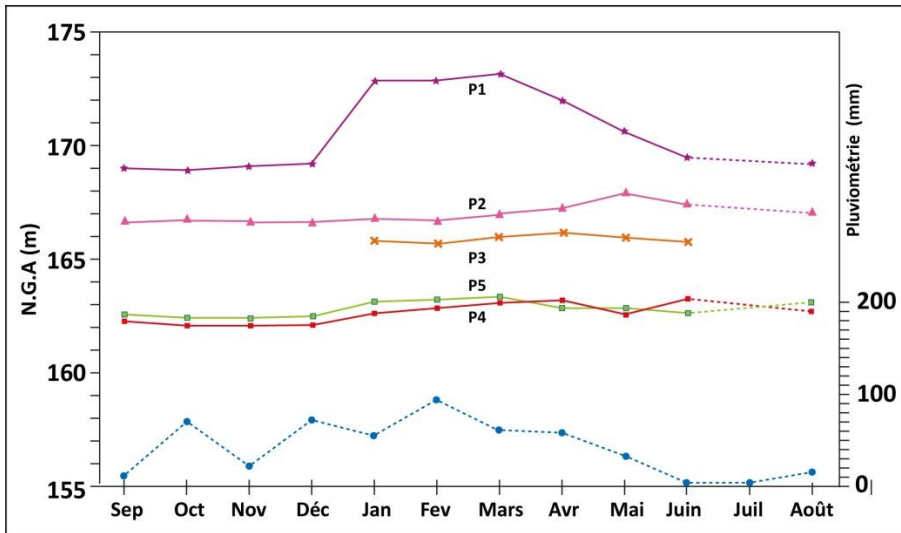


Figure 7-4 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1981.

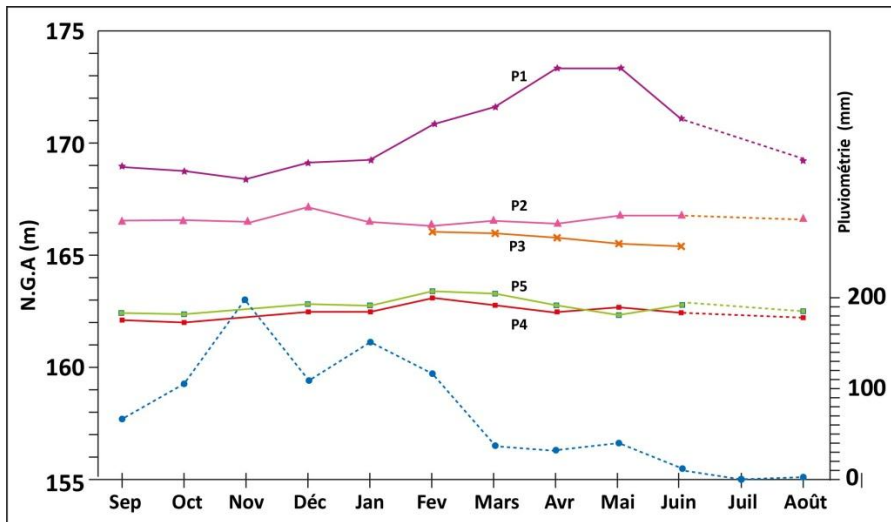


Figure 7-5 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1982.

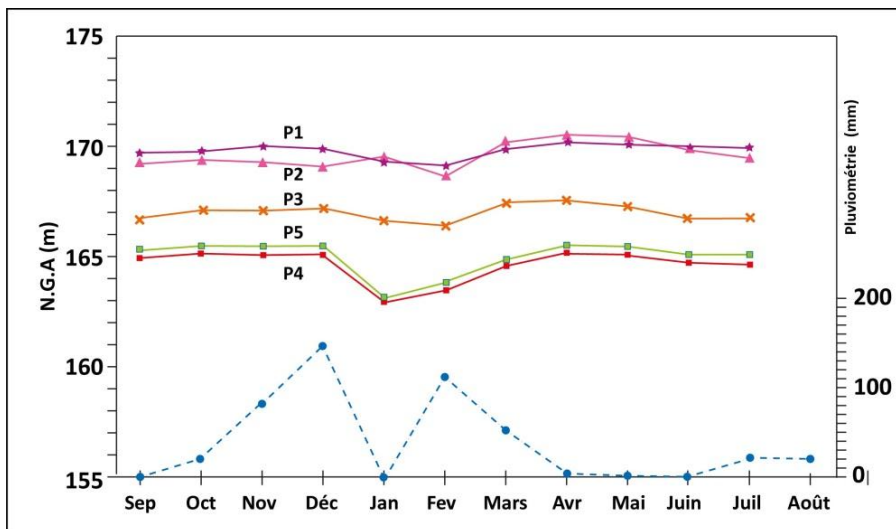


Figure 7-6 : Corrélation pluviométrie-piézométrie de l'année 1983.

On constate que, pour les années 1979 et 1980, la variation dans le temps des niveaux piézométriques est plus ou moins similaire à celle de la pluviométrie.

Par contre, les données piézométriques des années suivantes indiquent une réponse relativement tardive vis à vis des années précédentes.

On remarque que la pluviométrie des années 1981 à 1983 est relativement plus élevée par rapport à celle des années 1979 et 1980.

Les différences des niveaux piézométriques peuvent s'expliquer par la différence en intensité de la pluviométrie.

En outre, le suivi de la variation des niveaux piézométriques durant la période de 1979 à 1980 nous a permis de dresser le tableau 7-2 où figurent les valeurs maximales et minimales enregistrées au niveau de chaque piézomètre.

Tableau 7-2. Variations des niveaux piézométriques

N° des piézomètres	P1	P2	P3	P4	P5
Cote sommet (m)	181,60	181,97	176,53	168,94	174,05
Toit maximum de la nappe (m)	174,6	172,1	167,7	165,2	165,5
Toit minimum de la nappe (m)	168,3	166,2	165,3	160,6	161,2
Valeurs des Fluctuations (m)	6,3	5,9	2,4	4,6	4,3

On constate que la fluctuation de la nappe est de 6,3 m au maximum (piézomètre P1) et de 2,4 m au minimum (piézomètre P3).

4.2 Caractéristiques de la nappe inférieure

On ne dispose pour cette nappe que d'une seule carte montrant le toit du grès et les niveaux piézométriques dans les grès (Figure 7-1) établie par S.E.I lors de l'étude faite en 1971-1972.

Par la suite, pour diverses raisons, la plupart des piézomètres était hors d'usage.

Néanmoins, on a essayé à partir de cette carte, de tirer le maximum de renseignements possibles à savoir:

- Etablissement d'une nouvelle carte montrant le champ des écoulements hydrauliques sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiels (réseau d'écoulement) ;
- Définition des axes de drainage ;
- Variation des gradients hydrauliques le long des axes de drainage.

4.2.1 Réseau d'écoulement

La carte de la figure 7-7, montre le niveau des grès et également l'altitude du niveau piézométrique de la nappe des grès au niveau des sondages.

A partir de ces valeurs, les lignes équipotentiels (c.-à-d. les courbes piézométriques ou isopièses) ont été tracées.

Pour ce tracé, on a pris en considération la carte géologique et les courbes de niveaux topographiques. Les courbes sont tracées à 10 m d'équidistance.

Au droit de la boucle du boulevard Bougara les courbes sont espacées, indiquant une perméabilité relativement supérieure, tandis qu'à l'aval de la boucle les courbes se resserrent indiquant une décroissance de perméabilité dans ce sens.

Ces lignes équipotentiels sont presque parallèles sauf dans les limites Nord et Sud du glissement.

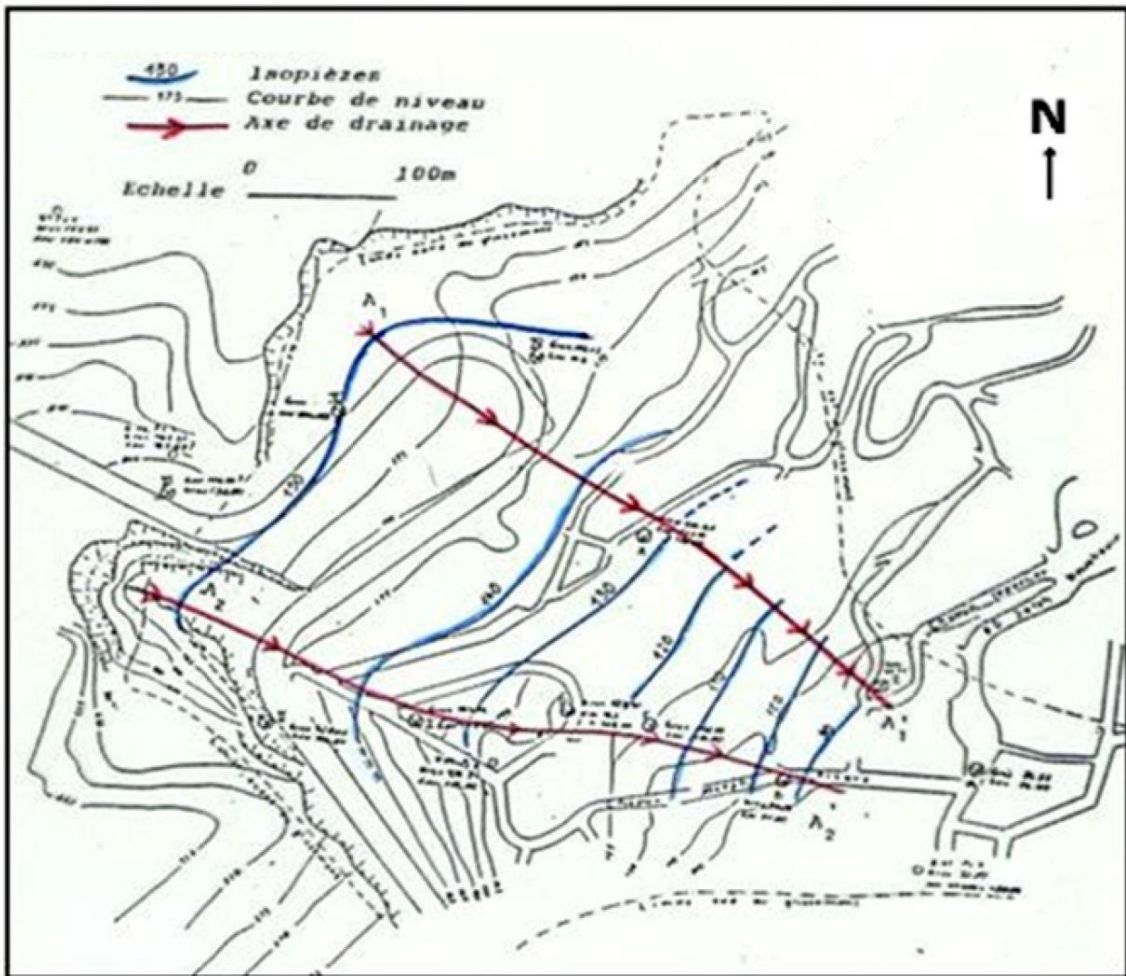


Figure 7-7 : Carte piézométrique.

4.2.2 Axes de drainage

Les axes de drainage sont des lignes de courant principales de l'écoulement qui sont perpendiculaires aux lignes équipotentiellles. On constate deux principaux axes de drainage dans les grès, l'un suit le cours du ravin des sept sources, et l'autre coïncide avec l'axe du glissement.

4.2.3 Gradients hydrauliques

Le long des deux axes de drainage, on a tracé la variation des niveaux piézométriques (Figure 7-8), et la pente de cette variation donne le gradient hydraulique.

Sur l'axe de drainage $A_1 A'_1$, le gradient hydraulique est de 7 à 14% jusqu'à une distance de 220 m, puis il augmente jusqu'à 29,5% environ.

Sur l'axe de drainage $A_2 A'_2$, le gradient hydraulique est faible, de l'ordre de 5,5% dans la première partie, tandis que dans la deuxième partie il augmente jusqu'à 23% environ.

En supposant que le débit d'écoulement est constant, une variation du gradient hydraulique nous indique une variation inverse de la perméabilité.

De ce fait vers l'aval la perméabilité des grès diminue probablement à cause du mélange de la marne avec les grès.

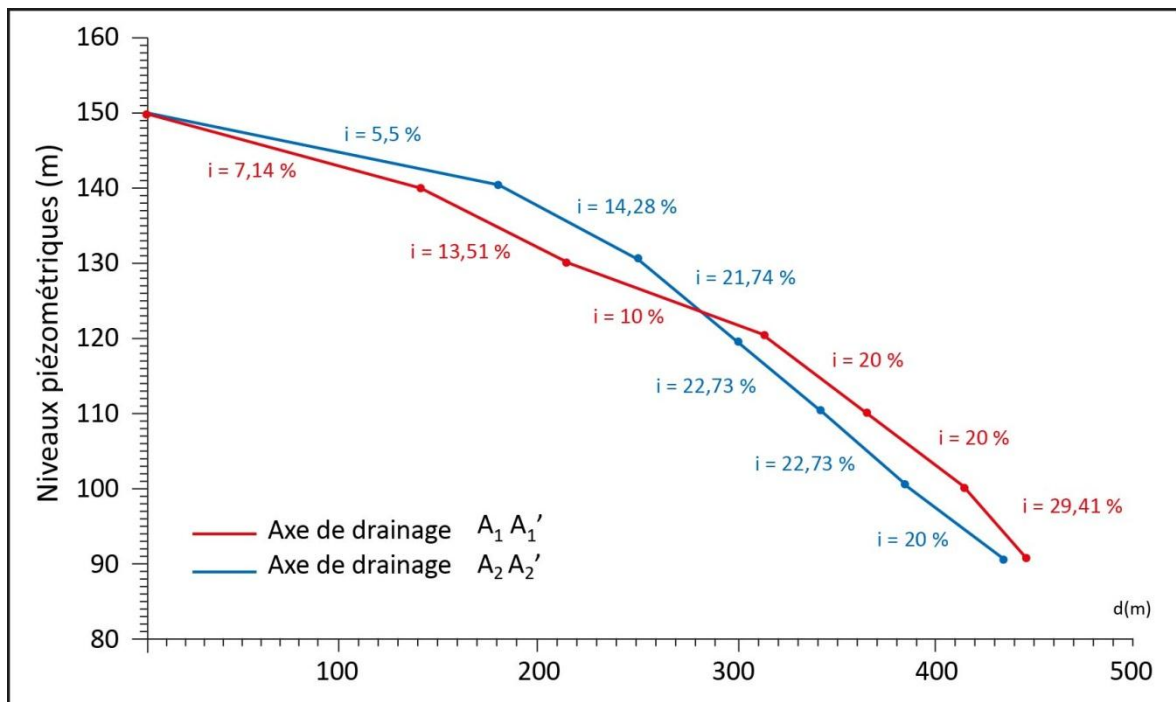


Figure 7-8 : Variations du gradient hydraulique.

4.3 Puits de pompage F1

4.3.1 Généralités

L'essai de pompage consiste à abaisser, à partir d'un puits, la surface piézométrique de la nappe baignant la formation dont on veut mesurer la perméabilité. Le pompage est réalisé à débit constant et l'évolution de la surface piézométrique de la nappe est suivie au moyen de piézomètres répartis aux alentours du puits (Josseume, 1970).

Dans notre cas, un puits de pompage F1 a été réalisé dans le but d'assécher le « château d'eau », malheureusement le suivi de la variation dans le temps du niveau d'eau dans le forage lui-même et dans les piézomètres, n'a pas été effectué d'une manière effective pour pouvoir évaluer les paramètres hydrodynamiques de la nappe captée par le forage.

4.3.2 Analyse des données

On dispose des éléments suivants:

- Mesures journalières de niveaux d'eau dans les cinq piézomètres ;
- Un pompage continu effectué dans de différentes périodes au cours de l'année 79/80.

Ce pompage a été doté par un système automatique pour la mise en marche et l'arrêt de la pompe électrique immergée par deux électrodes situées à des niveaux différents:

- à 21 m, l'électrode supérieure pour le contrôle de la mise en marche,
- à 27 m, l'électrode inférieure pour le contrôle de l'arrêt

D'après les données de base recueillies auprès des services concernés de l'hydraulique, le pompage (vidange) était d'une durée de 5 mn 30 s environ suivi, à chaque fois, d'un arrêt (recharge) de durée presque équivalente.

De ce fait, le pompage, en réalité, n'était pas continu mais il était "imposé" par les niveaux d'eau dans le forage (entre 21 m et 27 m).

L'interprétation classique des essais de pompage n'est pas possible pour les raisons suivantes:

- D'une part: le manque de données ;
- D'autre part: la nature du pompage intermittente.

Néanmoins, nous avons évalué la porosité efficace. Cette évaluation est approximative et peut nous renseigner sur la nature de la nappe captée.

En outre, pour des raisons de manque de données temps-rabattement dans le forage et dans les piézomètres, on a seulement déterminé le rayon d'action moyen du puits de pompage F1 par une analyse graphique de la relation distance-rabattement.

4.3.3 Résultats

Sur un graphique semi-logarithmique, on définit sur l'axe arithmétique les cotes du forage et des piézomètres c'est-à-dire :

- La cote naturelle ou topographique ;
- La cote du niveau statique ;

- La cote du niveau dynamique.

Sur l'axe logarithmique, on définit les distances des piézomètres à partir du centre du forage F1. Le forage F1 est représenté par son rayon $r = 0,33$ m sur le graphe.

Pour l'évaluation du rayon d'action dans les directions des piézomètres on relie le niveau statique de chaque piézomètre à celui du forage et le niveau dynamique de chaque piézomètre est relié avec celui du forage.

L'intersection déterminée par l'extrapolation des droites des niveaux statiques et des niveaux dynamiques pour chaque piézomètre, nous donne le rayon d'action dans le sens du piézomètre considéré (Figure 7-9).

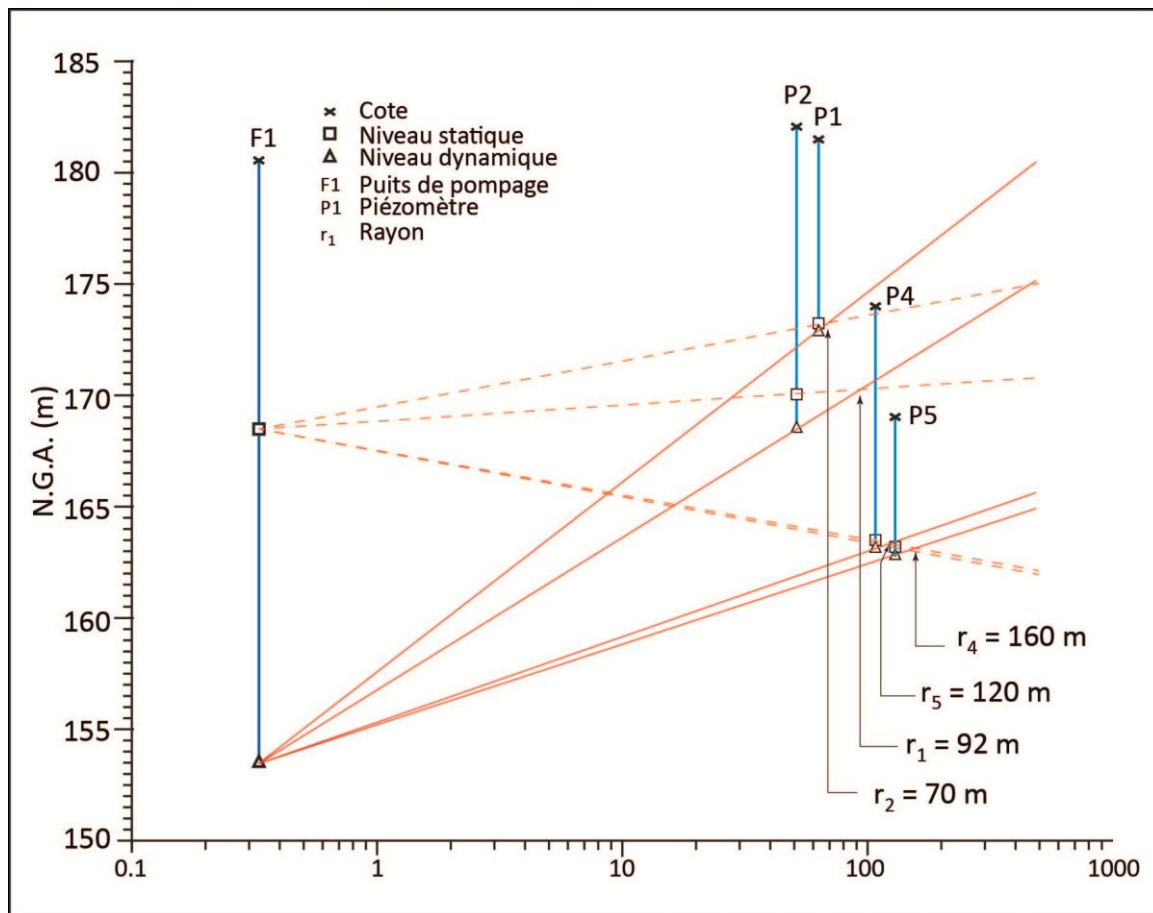


Figure 7-9 : Détermination graphique du rayon d'action.

Les résultats de cette étude graphique sont présentés dans le tableau 7-3.

Tableau 7-3 : Rayons d'influence.

	Cote sommet	Niveau statique	Niveau dynamique	Rayon d'influence
F1	180,50 m	168,50 m	153,50 m	
P1	181,60 m	173,20 m	173,00 m	$r_1 = 92 \text{ m}$
P2	181,97 m	m170,00	168,70 m	$r_2 = 70 \text{ m}$
P4	168,94 m	163,30 m	162,90 m	$r_3 = 160 \text{ m}$
P5	m174,05	163,50 m	163,10 m	$r_5 = 120 \text{ m}$

- **Le rayon d'action** (ou d'influence) moyen est :

$$r_m = (r_1 + r_2 + r_4 + r_5) / 4 = 110,50 \text{ m}$$

- **Calcul de la porosité efficace**

La porosité efficace d'une nappe est donnée par la relation suivante :

$$n_{\text{eff}} = V_p / V_t$$

$$= \text{Volume d'eau pompée} / \text{Volume de la formation asséchée}$$

Où : V_t est déterminé par le volume du cône de dépression causé par le pompage pendant le temps considéré.

D'après les résultats du rayon d'action dans les différentes directions considérées, on constate qu'il est variable, du fait de la pente et de la variation de la nature des formations du versant.

Pour une évaluation simplifiée, on a considéré la moyenne arithmétique des rayons d'action. Le volume du cône de dépression est déterminé par la relation suivante :

$$V_t = \frac{1}{3} \pi \cdot (r_m)^2 \cdot h$$

où :

r_m : rayon d'action moyen = 110,5 m

h : rabattement dans le forage = 15 m

- **Calcul numérique** : $V_t = 191\,798 \text{ m}^3$

Pour le volume d'eau pompée V_p pendant la période considérée, il a été évalué à partir des lectures sur le compteur du débit fournies par les services d'hydraulique chargés de cette opération (Tableau 7-4).

Tableau 7-4 : Lecture des valeurs du volume d'eau pompé

Date	Temps	N° au compteur
17/05/80	6h 59min 10s	271,33 m ³
03/06/80	11h 42min 57s	1024,43 m ³

- La durée de pompage est de = 16j 4h 43 min 47s.

- Le volume d'eau pompée est de $V_p = 753,16 \text{ m}^3$.

- **La porosité efficace** est

$$n_{\text{eff}} = V_p / V_t = 753,16 / 191\,798 = 0,004, \text{ soit : } 0,4\%$$

Cette valeur de (0,004), représente celle d'une nappe captive selon [Castany \(1982\)](#).

5. CONCLUSION

On peut dire, en guise de conclusion à ce chapitre, que l'étude hydrogéologique, a permis:

- De conclure que le bassin hydrogéologique est plus grand que le bassin hydrologique ;
- De confirmer l'existence de deux nappes, l'une supérieure (située dans la zone d'accumulation des blocs de molasse) et l'autre inférieure (située au niveau des grés) ;
- De lier les variations piézométriques de la nappe supérieure avec la pluviométrie ;
- D'établir une carte montrant le champ des écoulements hydrauliques de la nappe inférieure, sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiels (réseau d'écoulement) ;
- De connaître les limites de drainage, par l'estimation du rayon d'action moyen du puits de pompage F1 pour un débit et une durée de pompage donnés ;
- De localiser deux axes principaux de drainage de la nappe inférieure, l'un suit le cours du ravin des sept sources, l'autre coïncide avec l'axe central du glissement.

Chapitre 8

Etude géotechnique

1. GENERALITES

D'une manière générale, l'étude géotechnique a pour but l'étude de l'infrastructure des constructions civiles, militaires et industriels et des ouvrages d'art. Elle traite également des phénomènes de mouvements de sol (glissements de terrain, éboulements rocheux, affaissements, etc.), et des problèmes de déformation (tassements sous charges).

Dans le domaine des instabilités de terrains, l'étude géotechnique vise essentiellement à élucider les causes et le mécanisme des mouvements, d'analyser la stabilité du site en question, et enfin à définir les travaux de confortement adéquats en tenant compte de l'aspect technico-économique de l'opération de stabilisation.

La méthodologie utilisée dans une telle étude suppose, en effet, que l'on ait des moyens qui permettent d'appréhender au mieux les paramètres qui interviennent dans l'appréciation de la stabilité et que l'on dispose de supports théoriques permettant de traiter ces informations en vue d'une explication des phénomènes, et de la définition de solutions confortatives.

L'étude géotechnique rigoureuse et efficace des instabilités de terrain repose sur la bonne exploitation des résultats de l'approche pluridisciplinaire qui conjugue rationnellement l'apport de la télédétection, la géologie, la géomorphologie, l'hydrologie et l'hydrogéologie.

Dans le présent chapitre, on se propose de caractériser géotechniquement et minéralogiquement les matériaux impliqués dans l'instabilité, d'analyser numériquement la stabilité du site, d'étudier l'influence du rabattement de la nappe phréatique sur le coefficient de sécurité, de définir les causes et le mécanisme des mouvements observés, et enfin de concevoir une solution de stabilisation en se basant sur les résultats de l'approche pluridisciplinaire adoptée dans le cadre de cette thèse.

2. ESSAIS GEOTECHNIQUES

Il s'agit en premier lieu, dans une étude de glissement de terrain, de caractériser sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture.

Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans une zone de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations rencontrées. On s'efforce donc, grâce à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques.

Rappelons que la bonne connaissance des caractéristiques géotechniques des terrains conditionne la validité des calculs qu'on tentera de réaliser ensuite.

Par ailleurs, le repérage géométrique de la surface de glissement peut souvent être confirmé par les caractéristiques mécaniques du milieu; ainsi on assiste généralement à une augmentation de la teneur en eau, au voisinage de la surface de rupture.

D'une façon générale, les caractéristiques mécaniques sont, pour les mêmes terrains, plus faibles en moyenne dans la masse en mouvement que dans le soubassement intact et stable. Ce fait offre un repère complémentaire indirect de la zone concernée par le glissement.

Etant limités par les moyens matériels mis à notre disposition, notre contribution dans la présente étude géotechnique, a porté sur:

- La réalisation d'un sondage effectué à l'aide d'une tarière manuelle peu profonde (< 10 m); ce qui justifie par conséquent le choix de l'emplacement du sondage, situé à 1 m de l'inclinomètre D6 qui fut cisailé à 6 m profondeur (Photo 8-1 et 8-2);
- La réalisation d'essais en laboratoire :
 - Teneur en eau naturelle ;
 - Limites d'Atterberg (W_L , W_P et I_p) ;
 - Granulométrie ;
 - Paramètres mécaniques ;
 - Caractéristiques géotechniques des marnes, et
 - Analyse minéralogique.

2.1 Teneur en eau

La teneur en eau est un paramètre utile à connaître, surtout si on possède quelques profils verticaux (obtenus par sonde gamma dans un forage par exemple), car dans la zone de la rupture, déstructurée par le cisaillement, cette teneur en eau est parfois plus élevée (Filliat, 1981).



Photo 8-1 : Position du sondage réalisé (à proximité de l'inclinomètre D6).



Photo 8-2 : Prélèvement d'échantillons à la tarière.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 8-1 : Teneurs en eau

Profondeur (m)	2	3	4	4,10	4,45	5,60	6,10	6,50
W %	27,33	26,31	30,46	30,74	30,29	21,46	21,24	20,60

2.2 Limites d'Atterberg

Il s'agit de déterminer les limites de liquidité W_L , les limites de plasticité W_p et l'indice de plasticité $I_p = W_L - W_p$. Les résultats (voir annexe 3) sont regroupés dans le tableau 8-2 :

Tableau 8-2 : Limites d'Atterberg

Prof. (m)	1,70-2,30	2,30-3,45	3,45-4,45	4,45-5,45
W_L (%)	53	55,50	57,40	38,20
W_p (%)	19	21,24	21,12	14,86
I_p (%)	34	34,26	36,28	23,34

Prof. (m)	5,50-5,70	5,70-6,50	6,65-7,00	7,00-7,30
W_L (%)	43,60	41,30	38,50	25,00
W_p (%)	17,60	17,36	16,36	15,43
I_p (%)	26,00	24	22,14	9,57

En reportant les valeurs de I_p et W_L des échantillons analysés sur le diagramme de Casagrande (Figure 8-1), on constate que :

- de 1,70 m à 4,45 m, les sols étudiés correspondent aux argiles très plastiques ;
- de 4,45 m à 7,00 m, les échantillons analysés correspondent aux argiles plastiques;
- au-delà de 7 m, l'indice de plasticité varie sensiblement marquant ainsi le changement d'état et la nature du sol sous-jacent.

En outre, en comparant les valeurs de la teneur en eau avec celles de la limite de plasticité, on remarque que les premières sont supérieures aux secondes.

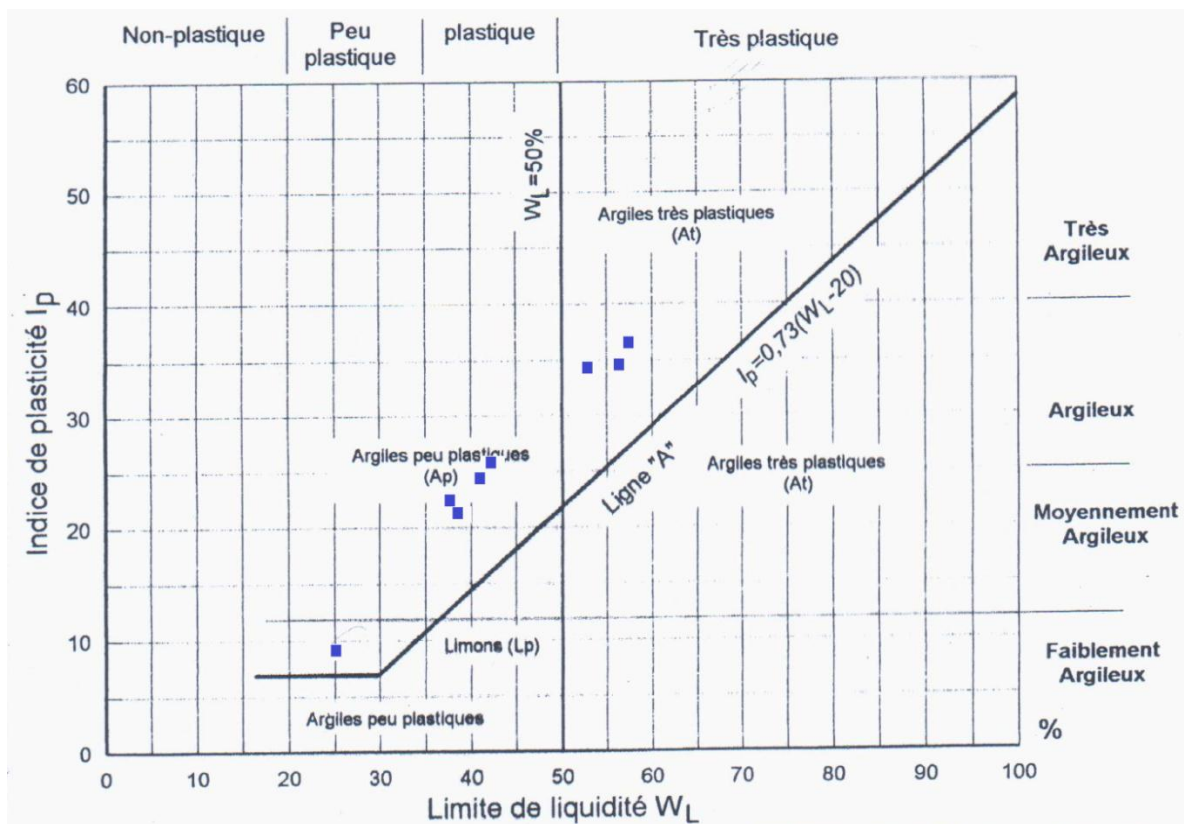


Figure 8-1 : Classification des sols fins selon le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert, 1997)

2.3 Granulométrie

Vu la nature argileuse des échantillons étudiés, l'analyse granulométrique a été réalisée par tamisage à voie humide, complétée par une analyse sédimentométrique afin de mieux définir la répartition des grains dont le diamètre est inférieur à 0,1 mm (Filliat et Camelan, 1981).

Les résultats sont présentés sous forme de courbes (voir annexe 4). A partir de celles-ci, on peut déterminer le pourcentage des fines inférieures à 2 µm, qui intervient dans le calcul de l'indice d'activité de l'argile, défini par Skempton (1953), comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage des particules inférieures à 2 µm :

Soit :

$$A_c = \frac{I_p}{\% < 2 \mu\text{m}}$$

Les pourcentages d'éléments inférieurs à 2 µm, en fonction de la profondeur sont présentés au tableau 8-3.

Tableau 8-3 : Pourcentage d'éléments inférieurs à 2 µm

Profondeur (m)	1,70 - 2,30	2,30 - 3,45	3,45 – 4,45	4,45 – 5,45
% < 2 µm	50	47,5	53	28

Profondeur (m)	5,50 - 5,70	5,70 - 6,50	6,65 – 7,00	7,00 – 7,30
% < 2 µm	37	38,5	35,5	16

A partir de ces données, et celles des limites d'Atterberg (I_p) calculées précédemment, l'indice d'activité (A_c) à chaque profondeur a été calculé et présenté dans le tableau 8-4.

Tableau 8-4 : Indices d'activité A_c

Profondeur (m)	1,70 - 2,30	2,30 - 3,45	3,45 – 4,45	4,45 – 5,45
A_c	0,68	0,72	0,68	0,83

Profondeur (m)	5,50 - 5,70	5,70 - 6,50	6,65 – 7,00	7,00 – 7,30
A_c	0,70	0,62	0,62	0,60

En 1953, Skempton a proposé les classes d'activité suivantes :

- Activité inférieure à 0,75 - inactive
- Activité comprise entre 0,75 et 1,25 - normale
- Activité supérieure à 1,25 - active

Par contre, Grim (1962) a présenté un classement des argiles qui fait apparaître les espèces argileuses par familles en fonction de leur classe d'activité selon le tableau suivant (Pilot et al., 1970) :

Tableau 8-5 : Classes d'activités selon Grim (Pilot et al., 1970).

I	II	III	IV	V
0	0,5	0,75	1,25	2
Nulle	Normale		Forte	
Kaolinite Halloysite Illite Chlorite Allophanes	Attapulgite Montmorillonite	Attapulgite Montmorillonite Illite + chlorite mélangés à de la montmorillonite	Montmorillonite	Montmorillonite Na ⁺

Il en ressort, de ce qui précède, que les sols étudiés se classent comme suit :

- D'après Skempton, dans les classes inactive (la majorité) et normale.
- D'après Grim, dans les classes II et III, c'est à dire d'activité normale avec présence de montmorillonite.

Or, on sait, à travers la littérature (Pilot et al. 1970 ; Voinovitch et al. 1971), que la présence de la montmorillonite, dans certains sols, est à l'origine même de nombreux glissements survenus; ce qui nous incite à faire une étude minéralogique afin d'identifier la nature des minéraux argileux existants, en vue de mieux apprécier le comportement de l'argile contenue dans le sol étudié.

2.4 Etude minéralogique

2.4.1 Généralités

En géotechnique, l'un des buts principaux de l'analyse minéralogique paraît être une meilleure caractérisation des minéraux pour une prévision plus sûre du comportement mécanique des matériaux argileux dans les différentes conditions d'utilisation.

Lorsqu'il est possible d'effectuer les essais mécaniques classiques, l'analyse minéralogique ne doit pas les remplacer, mais les compléter et les éclairer.

L'interprétation géotechnique des résultats de l'analyse minéralogique doit donc tendre à bien mettre en valeur la présence et l'importance des minéraux considérés comme dangereux :

- espèces gonflantes et sensibles à la nature des eaux : montmorillonites, vermiculites, chlorites, hydrobiotites et illites gonflantes;
- très plastiques : montmorillonites, attapulgites, vermiculites;
- thixotropiques : montmorillonites, attapulgites (Voinovitch et al. 1971).

L'étude minéralogique, entreprise dans le cadre de cette étude, a porté sur l'analyse qualitative et semi-quantitative par diffractométrie de rayons X de plusieurs échantillons prélevés à différentes profondeurs au droit du sondage réalisé par nous-même.

La diffraction de rayons X (Figure 8-2) étant une analyse qui fournit le plus d'informations qualitatives. Le principe de celle-ci est le suivant :

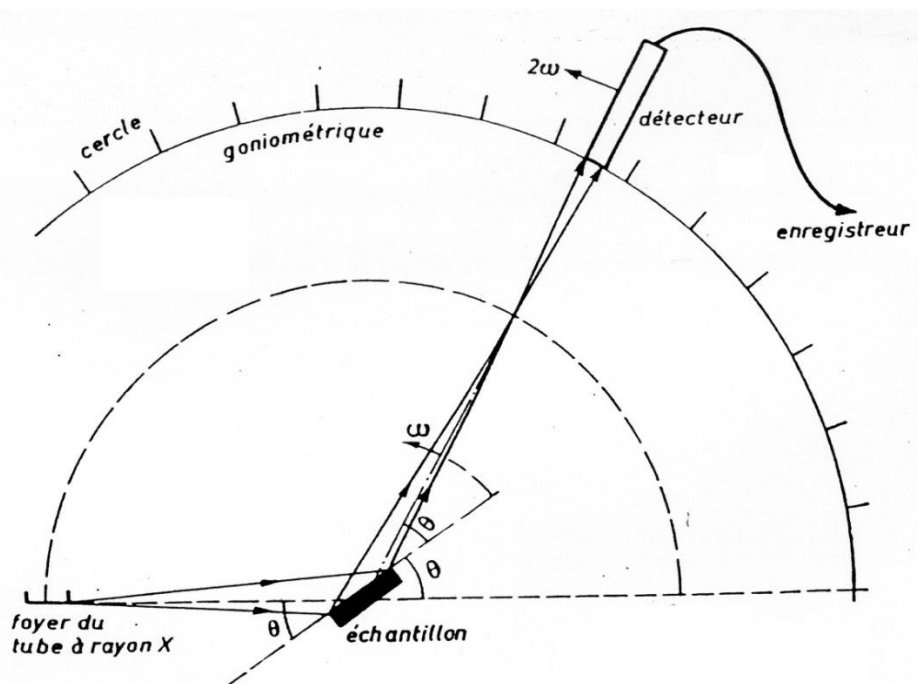


Figure 8-2 : Schéma d'un diffractomètre de rayons X.

2.4.2 Rappel du principe de la diffraction des rayons X

Les rayons X sont des radiations électromagnétiques de très courtes longueurs d'onde ($0.1 < \lambda < 10 \text{ \AA}$). Les cristaux constituent des réseaux naturels dont les intervalles caractéristiques (intervalles entre plans réticulaires), sont de même ordre de grandeur que la longueur d'onde des rayons X. En conséquence, les rayons X sont diffractés par les réseaux comme la lumière l'est par les réseaux et donnent des phénomènes d'interférences identiques.

Les conditions de diffraction d'un rayonnement X par une famille de plans réticulaires sont définies par la loi de Bragg :

$$n\lambda = 2 d_{hkl} \sin\theta$$

où :

n : Nombre entier désignant l'ordre de la réflexion

λ : Longueur d'onde du rayonnement X

d_{hkl} : Distance entre les plans réticulaires d'une même famille désignée conventionnellement par les indices de Miller h,k, et l

θ : Angle de diffraction.

L'intensité des réflexions d'une même famille de plans réticulaires varie avec la constitution de la maille élémentaire et la nature du constituant du cristal. Chaque espèce cristalline donne un diagramme de diffraction caractéristique, c'est-à-dire, un ensemble de raies de diffraction dont la position et l'intensité correspondent à une structure cristalline. Dans un mélange de substances cristallisées, il y a superposition des divers diagrammes.

2.4.3 Analyse des résultats

L'analyse minéralogique qualitative par diffractométrie de rayons X nous a fourni les éléments suivants :

- **Diagramme 1** (Figure 8-3): L'échantillon brut étant broyé finement, on récupère la fraction inférieure à $63 \mu\text{m}$, qui placée dans une lame sera soumise à l'analyse aux rayons X ; analyse qui nous donnera les raies caractérisant la présence de tel ou tel minéral cristallisé.

L'interprétation du diagramme 1 indique la présence des minéraux suivants : calcite, quartz, illite, kaolinite, montmorillonite et des inclusions d'origine organique.

- **Diagramme 2** (Figure 8-4): Afin de déterminer la nature des minéraux argileux existants dans notre échantillon brut, celui-ci est soumis à une sédimentation pendant un certain temps, puis on récupère le passant de 80 µm représentant la fraction argileuse. Celle-ci, analysée au diffractomètre aux rayons X, donne le diagramme 2 définissant les minéraux argileux existants, c'est à dire : illite, kaolinite et montmorillonite.

- **Diagramme 3** (Figure 8-5): Pour différencier la kaolinite de la montmorillonite, on a procédé à une analyse thermique différentielle (chauffage de la fraction argileuse à 550°C pendant 2h), qui a donné le diagramme 3 confirmant la présence de la montmorillonite; car la kaolinite qui s'effondre à une température supérieure à 450 °C n'apparaît plus dans le diagramme considéré.

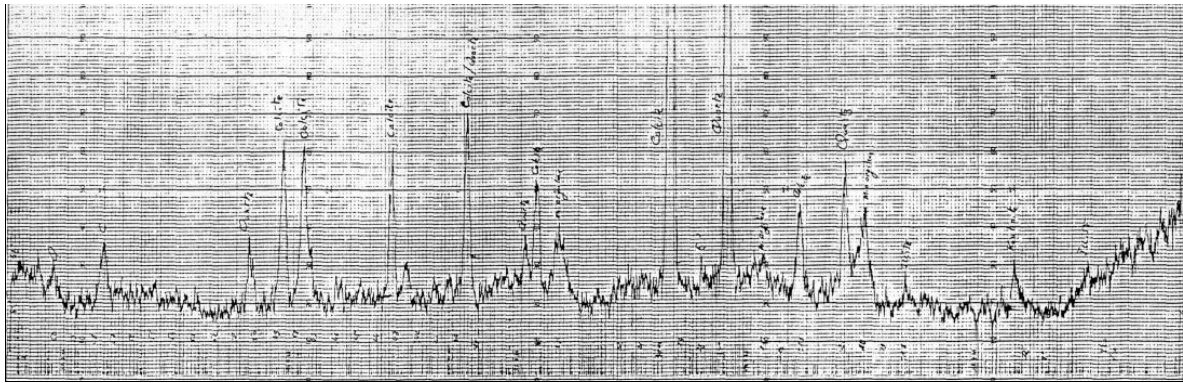


Figure 8-3 : Analyse de l'échantillon brut.

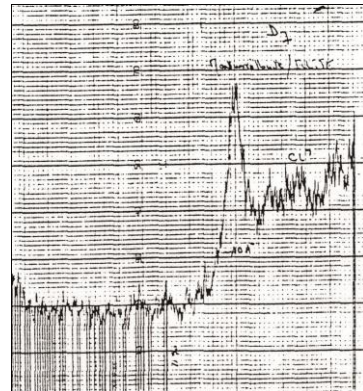
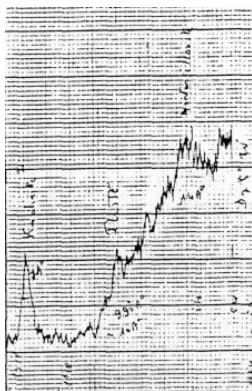


Figure 8-4: Analyse de la fraction argileuse. **Figure 8-5:** Analyse thermique différentielle

En résumé, on peut dire que macroscopiquement, l'échantillon se présente sous forme d'une argile plastique très carbonatée (forte réaction à l'acide) avec des inclusions de fins cristaux de quartz et de calcite. Les minéraux argileux sont représentés par des minéraux illitiques à forte majorité ainsi que par des minéraux de kaolinite (à très faible pourcentage) et de montmorillonite.

La composition minéralogique semi-quantitative est la suivante :

Tableau 8-6 : Composition minéralogique

Minéraux	Calcite	Quartz	Illite	Kaolinite	Montmorillonite	Autres
Teneurs (%)	30-35	20-25	10-15	~ 2	8-10	10-12

2.5 Paramètres mécaniques

S'agissant, dans notre cas, d'une réactivation d'un glissement ancien, la résistance au cisaillement résiduelle, mise en évidence par Skempton en 1964, est la résistance qu'il faut considérer.

L'état résiduel est l'état d'un sol surconsolidé qui a subi une rupture avec déplacement important le long de la surface de glissement. La courbe de cisaillement de sols surconsolidés présente en effet un pic prononcé (Figure 8-6) au-delà duquel la résistance que peut offrir le sol chute de façon importante pour atteindre une valeur asymptotique.

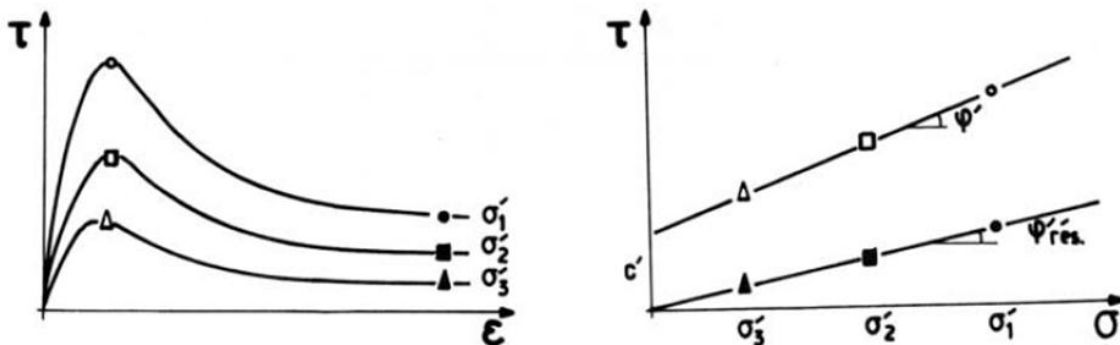


Figure 8-6 : Schéma de la résistance au cisaillement résiduel.

La relation entre $\tau'_{res.}$ et $c'_{res.}$ est de même nature que la relation de Coulomb relative au pic de cisaillement.

$$\tau'_{res.} = c'_{res.} + \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{res.}$$

où,

$\tau'_{res.}$: Résistance au cisaillement résiduelle ;

$c'_{res.}$: Cohésion résiduelle ;

σ' : Contrainte normale effective ;

$\phi'_{res.}$: Angle de frottement résiduel.

Généralement, la cohésion résiduelle est nulle. La mesure des paramètres mécaniques ($c'_{res.}$ et $\phi'_{res.}$) se fait, soit à la boîte de cisaillement, soit à l'appareil triaxial (plus rarement) (Blondeau, 1979 ; Reiffsteck, 2005).

A défaut d'équipements adéquats pour déterminer ces paramètres mécaniques, nous utiliserons les résultats des essais effectués au L.C.T.P d'Hussein-Dey sur des échantillons de marne prélevés à différentes profondeurs du corps du glissement (voir annexe 5). Les résultats obtenus au cisaillement alterné sont consignés dans le tableau 8-7.

Tableau 8-7 : Résultats du cisaillement alterné

Profondeur (m)	Cisaillement alterné	
	Maximum	Résiduelles
7,40 - 7,75	$c' = 60 \text{ kPa}$ $\phi' = 20^\circ$	$c'_{res.} = 32 \text{ kPa}$ $\phi'_{res.} = 10^\circ$
13,00 - 13,65		$c'_{res.} = 60 \text{ kPa}$ $\phi'_{res.} = 17^\circ$

Par conséquent, les plages de valeurs des paramètres mécaniques à considérer pour le calcul du coefficient de sécurité seront les suivantes :

$$32 \text{ kPa} \leq c'_{res.} \leq 60 \text{ kPa}$$

$$10^\circ \leq \phi'_{res.} \leq 17^\circ$$

2.6 Caractéristiques géotechniques des marnes

Les caractéristiques géotechniques du site instable d'El Biar ont fait l'objet d'études par plusieurs auteurs (Dervieux, 1943 ; S.E.I, 1972 ; L.C.T.P, 1984 ; Laribi, 1992). Il en ressort de l'examen de celles-ci, que les marnes Plaisanciennes qui sont le siège des surfaces de rupture du glissement d'El Biar, correspondent à la formation la moins résistante vis à vis du glissement de terrain.

Une synthèse de certaines caractéristiques géotechniques de ces marnes sont présentées dans le tableau 8-8. On constate que les valeurs mesurées montrent des caractéristiques plastiques du matériau et une compressibilité et des coefficients de gonflement relativement élevés.

Tableau 8-8 : Caractéristiques géotechniques de marnes.

Caractéristiques géotechniques	Plage de valeurs mesurées
Granulométrie	Fine avec plus de 90% de passants à 80 μm
Poids spécifique (KN/m^3)	17 - 19
Teneur en eau (W)	15 – 35%
Limites de liquidité (W_L)	45 – 58%
Indice de Plasticité (I_p)	22 – 34%
Coefficient de compressibilité (c_c)	5 – 15%
Coefficient de gonflement (c_g)	3 – 7%
Cohésion consolidée non drainée (c_{cu})	100 – 130 kPa
Angle de frottement consolidé non drainé (ϕ_{cu})	20 – 30°
Cohésion résiduelle ($c'_{res.}$)	30 – 60 kPa
Angle de frottement résiduel ($\phi'_{res.}$)	10 – 17°

3. ANALYSE DE STABILITE

3.1 Généralités

L'analyse de stabilité, par le biais d'un coefficient de sécurité F_s , calculé par des méthodes appropriées, conduit généralement à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie (équilibre des masses), l'hydraulique et les caractéristiques mécaniques des terrains.

Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité (Sève et Pouget, 1998).

Cependant, il va sans dire que le choix de la solution de stabilisation qui sera retenue doit tenir compte des contraintes techniques et économiques.

3.2 Méthodes de calcul

Il existe actuellement une panoplie de méthodes de calcul de stabilité de complexité différente, qui se différencient par les hypothèses de leur formulation ainsi que par les critères de leur classification.

D'après [Cayocca \(1998\)](#), on peut distinguer trois catégories principales de méthodes de calcul de stabilité :

- Les méthodes de calcul à la rupture ou d'équilibre limite (rupture plane ou rotationnelle) ;
- Les méthodes de calcul en déformation (éléments finis) ;
- Les méthodes probabilistes (auxquels on associe les modèles de mécanismes de rupture).

Selon [Faure \(2000\)](#), on distingue :

- Les méthodes de calcul à la rupture : Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement τ_f . Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.
- Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis) : avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élastoplasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.
- Les méthodes énergétiques: l'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au

moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.

Cependant, toutes ces méthodes s'accordent à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité de la pente étudiée est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

En pratique, on distingue deux manières différentes d'utilisation des méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus (Masekanya, 2008).

3.3 Notion de facteur de sécurité

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 8-9.

Tableau 8-9 : Exemples de définition d'un coefficient de sécurité (Lambe, 1973).

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

Le facteur de sécurité à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles.

Enfin, La " marge de sécurité " qui caractérisera la stabilité du terrain est laissée à l'appréciation de l'ingénieur en fonction de l'incertitude et de la dispersion des données, de la qualité et de la fiabilité de la méthode de calcul, mais aussi du niveau de risque acceptable, compte tenu des impératifs humains.

3.4 Choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite).

Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable.

Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle ([Faure, 2000](#) ; [Masekanya, 2008](#)).

3.5 Choix des paramètres mécaniques

Dans les calculs de stabilité, le choix des paramètres mécaniques est fonction du problème lui-même.

Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les paramètres mécaniques non drainés (c_u, ϕ_u).

Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On retiendra donc les paramètres mécaniques (c_{cd}, ϕ_{cd}) ou (c', ϕ').

Dans le cas des glissements réactivés, on prendra les paramètres mécaniques résiduels à savoir : un angle de frottement interne résiduel et une cohésion résiduelle nulle ([Cartier, 1981](#)).

3.6 Méthode de calcul adoptée

Le choix de la méthode de calcul adoptée a été conditionné par la forme de la surface de glissement mise en évidence par inclinométrie (S.E.I, 1981) et confirmée par photogrammétrie numérique (Laribi et al., 2015).

Il en ressort de l'étude spatio-temporelle par photogrammétrie numérique et des mesures inclinométriques que :

- En amont, c'est à dire du pied de la falaise Saint-Raphaël jusqu'à la boucle du boulevard Bougara, la surface de glissement s'apparente à celle d'une rupture rotationnelle.
- En aval, c'est à dire de la zone en pente située au pied de la boucle Bougara jusqu'au boulevard Krim Belkacem, la surface de rupture du glissement s'apparente à une rupture translationnelle .

Donc, le glissement étudié est un glissement composé constitué de deux surfaces de rupture, l'une rotationnelle et l'autre translationnelle. La forme de rupture s'apparente donc, dans sa globalité, à une forme de rupture de type quelconque.

Dans cette situation, la méthode des perturbations, conçue en particulier aux cas de surface quelconque, convient le mieux pour l'analyse de stabilité.

3.7 Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris) par Raulin, Rouques et Toubol (1974) et développée par Faure (1985).

Elle a pour but de :

- Pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique naturellement aussi à la rupture circulaire) ;
- Suppléer aux méthodes existantes qui posaient des difficultés de convergence mathématique (Morgenstern et Price par exemple).

L'idée directrice de cette méthode est que la contrainte normale σ' est fonction directe des poids des terres sus-jacentes (plus précisément de sa projection sur la normale à la surface de rupture considérée (S): c.à.d. $\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$), ainsi que de la géométrie du talus et de la surface de rupture considérée (S) (Figure 8-7).

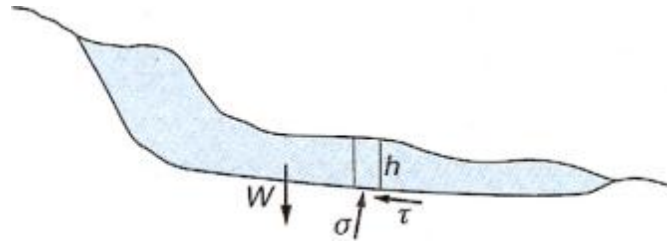


Figure 8-7 : Glissement à surface de rupture quelconque

En termes de contraintes effectives, cela revient à adopter pour hypothèse complémentaire une expression de la forme :

$$\sigma'(x) = (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha - u)(\lambda + \mu \gamma'^2)$$

Dans laquelle :

$\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$: Projection normale du poids ;

u : Pression interstitielle.

$$\gamma' = dy / dx$$

λ et μ : Sont deux paramètres d'ajustement déterminés par le calcul.

Une telle valeur de σ' constitue une "perturbation" de la valeur correspondant à la simple projection du poids ($\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$).

Cette méthode n'a pas présenté de difficultés mathématiques de convergence et les valeurs obtenues pour F concordent avec celles de la méthode de Bishop dans le cas de la rupture circulaire (Reiffsteck, 2005).

3.8 Présentation du logiciel de calcul utilisé

L'analyse de stabilité a été menée à l'aide du logiciel TALREN version 4, développé par TERRASOL. C'est un programme d'analyse de stabilité des structures géotechniques, avec ou sans renforcements, le long des surfaces de rupture potentielles.

Il tient compte des données hydrauliques et sismiques, en plus de divers types de renforcements (tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, Terre armée et bandes en polymères, butons). Il permet d'étudier : les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais et les ouvrages en terre et les digues.

TALREN 4 est basé sur les méthodes de stabilité des pentes classiques qui envisagent une surface de rupture à l'équilibre limite. La validité de ces méthodes a été prouvée par plus d'un millier de cas réels (Talren 4, 2007).

L'équilibre de la masse active du sol, située entre la surface de la pente et une surface circulaire, polygonale ou de forme quelconque, est analysé par des méthodes classiques, à savoir: méthodes des tranches (Fellenius ou Bishop), méthode globale (Perturbations) et méthode du calcul à la rupture (Spirales logarithmiques).

Dans ces procédés d'analyse, le sol est divisé en tranches verticales discrètes ou élémentaires, dont l'équilibre statique est analysé. Le facteur de sécurité F_s , supposé constant le long de la surface de rupture, est défini comme le rapport du moment résistant au moment moteur.

Dans ce programme, mise à part la géométrie, toutes les données (hydrauliques, géotechniques) du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester leur influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (oxy). L'axe (ox), dirigé horizontalement, est orienté dans la direction de l'aval du talus ; et l'axe (oy), dirigé verticalement, est orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant le talus et les différentes couches constituant le terrain.

3.9 Modélisation

La méthodologie adoptée, dans la modélisation du glissement d'El Biar, se résume ainsi :

- On commence d'abord par établir le modèle géométrique de calcul en définissant dans un premier temps, les coordonnées de l'enveloppe du terrain instable (X_{\min} , X_{\max} et Y_{\max}), puis on introduit les coordonnées des différents points décrivant le modèle, et enfin on relie ces points par des segments de telle sorte qu'ils délimitent les différentes couches du corps du glissement de terrain.

- Etant donné la complexité géométrique du glissement d'El Biar d'une part, et les caractéristiques géologiques et géotechniques voisines des marnes existantes d'autre part, on a préféré représenter la couche de marne à glauconie et celle des marnes dans une seule couche de marnes pour alléger la modélisation du site.

- Par contre, la couche des grès a été représentée par ses deux couches constitutives à savoir : la marne à grès moucheté et les grès de base. Cette distinction a été nécessaire pour montrer clairement que la surface de rupture rotationnelle (en amont) passe dans la couche de marne à grès moucheté où les deux inclinomètres D2 et D3 furent cisailés (S.E.I., 1981).

- On définit ensuite, la géométrie de la nappe phréatique dans son état initial le plus défavorable.
- On définit aussi, en se basant sur les résultats inclinométriques, la géométrie de la surface de rupture probable qui s'apparente, dans notre cas, à une surface de type quelconque constituée d'une surface de rupture rotationnelle (amont), et d'une surface de rupture translationnelle (aval).
- Pour tenir compte des constructions existantes sur le site, on a considéré des surcharges de 70 kPa en amont, et de 50 kPa en aval placées à leurs endroits correspondants.
- Une fois le modèle de calcul défini (géométrie, surface de rupture, nappe phréatique et surcharges), on passe à la caractérisation géotechnique des différentes couches. Pour ce faire, on affecte aux différentes couches leurs caractéristiques géotechniques (γ , ϕ' et c') les plus probables en se basant sur les données disponibles des essais en laboratoire.
- Enfin, comme le site instable est situé dans une région caractérisée par son activité sismique et classée dans la zone III à sismicité élevée (RPA 99, version 2003), l'analyse numérique sera conduite en tenant compte de l'effet du séisme. Le coefficient d'accélération de zone A, pris égal à 0,25, est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui comme le stipule le RPA 99 dans sa version de 2003.

3.10 Calculs numériques et discussion des résultats

Les calculs numériques effectués ont un double objectif :

- Le premier est de déterminer les paramètres mécaniques résiduels qui correspondent à la surface de glissement mise en évidence par inclinométrie suivant laquelle le versant se trouve à l'état d'équilibre limite ($F_s = 1,0$) ;
- Le deuxième objectif est d'évaluer l'efficacité d'une éventuelle solution de stabilisation par un drainage profond en calculant le coefficient de sécurité du versant F_s pour différents niveaux de rabattement de la nappe phréatique.

Les paramètres mécaniques résiduels correspondant à l'état d'équilibre limite ($F_s = 1,0$) ont été obtenus par rétro-analyse en faisant varier c' et ϕ' des marnes, siège de la surface de rupture, selon une plage de valeurs choisie sur la base des résultats des essais en laboratoire.

Les résultats de ces calculs numériques sont consignés dans le tableau 8-10.

Tableau 8-10 : Résultats des calculs numériques de la rétro-analyse.

ϕ' (°) \ c' (kPa)	16	18	20	22	24	25
10	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,92
11	0,90	0,91	0,92	0,93	0,94	0,94
12	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96
13	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98
14	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99
15	0,97	0,98	0,99	0,99	1	1,01
16	0,98	0,99	1	1,01	1,02	1,03

Il en ressort des résultats de la rétro-analyse que :

- Les couples de valeurs ($\phi' = 15^\circ$; $c' = 24$ kPa) et ($\phi' = 16^\circ$; $c' = 20$ kPa) sont celles qui correspondent à l'état d'équilibre limite ($F_s = 1$).

- En comparant ces valeurs avec celles des valeurs mesurées en laboratoire par l'essai au cisaillement alterné, on remarque que les valeurs de ϕ' (15° et 16°) s'insèrent dans la fourchette des valeurs résiduelles obtenues par cisaillement alterné ($10^\circ - 17^\circ$), tandis que celles de c' (20 et 24 kPa) s'approchent de l'intervalle retenu (30 kPa - 60 kPa), ce qui est acceptable à notre avis. D'ailleurs, la considération d'une valeur très faible voire nulle de la cohésion résiduelle est une pratique très courante dans l'étude de la stabilité des glissements de terrain réactivés. De ce fait, on retiendra le couple de valeur suivant : $\phi' = 16^\circ$ et $c' = 20$ kPa.

Finalement, les caractéristiques géotechniques retenues, pour la suite des calculs numériques, sont présentées dans le tableau 8-11.

Pour atteindre le deuxième objectif visé, à savoir l'étude de l'influence du rabattement de la nappe phréatique sur la valeur du coefficient de sécurité du versant F_s , on a rabattu graduellement le niveau de la nappe phréatique et calculé le coefficient de sécurité F_s correspondant en prenant en compte l'absence ou la présence de surcharges dues aux constructions.

Tableau 8-11 : Caractéristiques géotechniques des terrains

Couche	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Remblais	18	30	1
Molasse	20	20	50
Marnes	17	16	20
Marne et grès mouchetés	18	17	27
Grès de base	19	36	15

Les résultats de cette étude numérique (avec surcharges) sont consignés dans le tableau 8-12, et montrés dans les figures 8-8 et 8-9 (pour $F_s = 1$ et $F_s = 1,28$).

Les autres figures des coefficients de sécurité F_s correspondant aux différents rabattements moyens de la nappe (avec et sans surcharges) sont présentées en annexe 6.

Tableau 8-12 : Valeurs du coefficient de sécurité F_s en fonction du rabattement moyen de la nappe phréatique.

Rabattement moyen de la nappe phréatique (m)	0	1	2	3,5	4,5	5,5	7,5	8,5
Coefficient de sécurité F_s	1,00	1,04	1,05	1,08	1,12	1,16	1,18	1,28

L'analyse des résultats ci-dessus montre que :

- la présence de l'eau influe d'une manière prépondérante sur la valeur du coefficient de sécurité F_s ;
- Un rabattement moyen de la nappe phréatique de 8,5 m permet d'obtenir un gain de sécurité de 28%. Ce dernier est très acceptable dans une solution par drainage (voir tableau 8-13, p. 155). Par conséquent, la stabilisation du glissement d'El Biar par un drainage profond, atteignant la nappe des grès, est fortement recommandée.

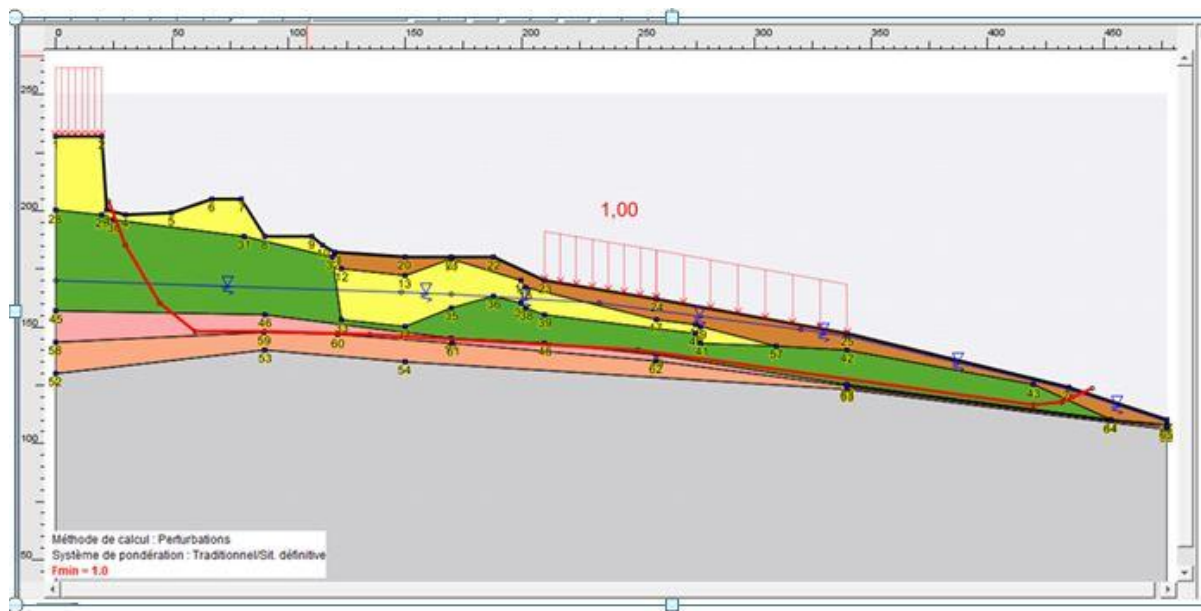


Figure 8-8 : Coefficient de sécurité F_s initial (avant rabattement de la nappe phréatique).

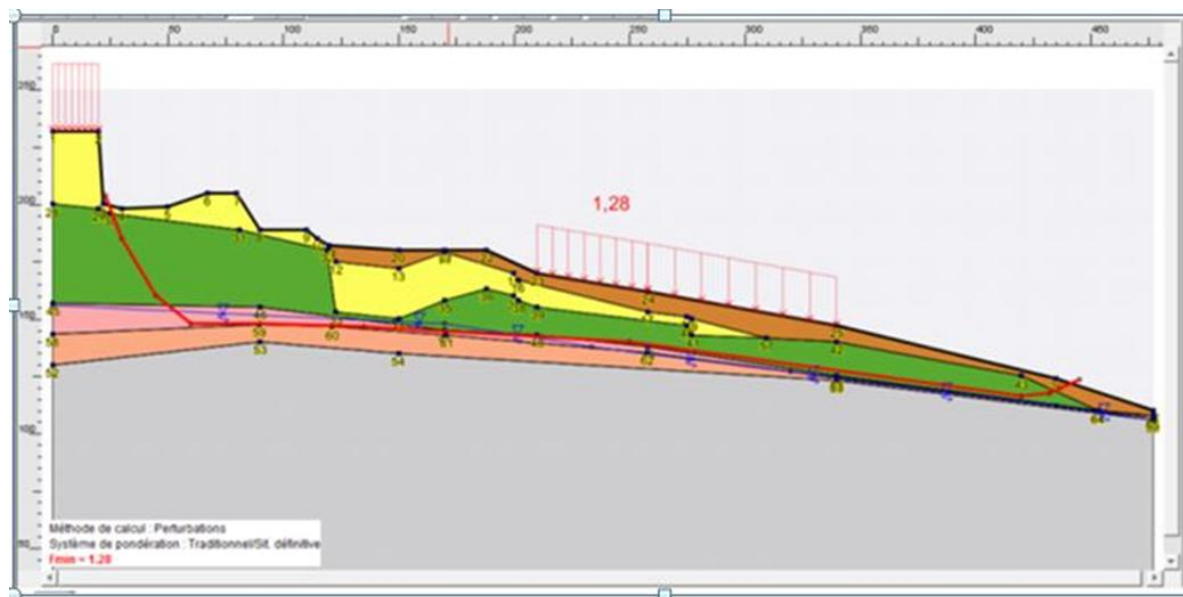


Figure 8-9 : Coefficient de sécurité F_s final pour un rabattement moyen de la nappe de 8,5 m.

4. CAUSES ET MECANISMES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

4.1 Généralités

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs qui déclenche un glissement; l'un de ces facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit.

Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'intervenir, et de créer une hiérarchie entre eux.

C'est seulement lorsque les causes d'un glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner, les dispositions de confortement capables de redonner au site sa stabilité.

4.2 Causes des mouvements de terrain

Le glissement d'El Biar a fait l'objet de plusieurs études. Il en ressort de celles-ci un certain nombre d'hypothèses émises quant à l'explication de l'origine des mouvements de terrain.

Toutes les études antérieures s'accordent pour attribuer aux eaux imbibant le sol et à ses circulations diverses un rôle déterminant dans les mouvements observés ([Agard, 1948](#), [Dervieux, 1948](#) ; [Drouhin et al., 1948](#), [S.E.I., 1981](#) ; [Laribi,1992](#)).

Cependant, on constate que ces études diffèrent quant à l'explication de la manière dont agit l'eau dans le site provoquant ainsi son instabilité.

Dans la zone étudiée, l'eau à trois origines:

- L'eau d'infiltration au contact molasse -marne ;
- L'eau des grès plus ou moins en charge ;
- L'eau superficielle (eau d'irrigation, infiltration des eaux provenant des ruptures des conduites d'alimentation en eau ou d'égouts).

A l'heure actuelle, on peut dire que la majorité des constructions d'habitation a été enlevée du versant, et par conséquent le rôle de l'eau superficielle a diminué et elle ne sera pas considérée par la suite.

D'après les études faites par [Agard \(1948\)](#) ; [Dervieux, \(1948\)](#) ; [Drouhin et al., \(1948\)](#), c'est l'eau d'infiltration au contact molasse - marne qui est la plus dangereuse par suite de son activité d'ordre physico-chimique.

L'activité physico-chimique de cette eau se traduit par l'ameublissement de l'argile qui aurait pour origine le processus chimique suivant: formation de glauconie au contact molasse - marne bleue, → échange des cations Ca par des cations K, → accroissement du pH, → lessivage de l'argile et élimination d'argile colloïdale aux émergences ([Filliat, 1981](#)).

Pour lutter contre l'eau d'infiltration au contact molasse-marne, des travaux de drainage ont été réalisés en 1945-1946. Ce drainage a considérablement amélioré la situation d'instabilité et les blocs de molasse ne se sont plus détachés des falaises. Par conséquent, l'action de cette eau sur les mouvements actuels est à minimiser.

En ce qui concerne l'eau des grès, son rôle est certainement néfaste, car elle est en charge au moins une bonne partie de l'année, et ne trouve pas d'exutoire à l'aval par suite du changement de faciès du grès. En outre, son influence sur l'instabilité du versant est d'autant plus grande que les couches sus-jacentes sont moins épaisses.

Il nous semble, à la lumière des résultats de la présente étude, qu'il est possible de mieux préciser comment l'eau des grès agit de manière défavorable en imbibant les marnes qu'ils supportent.

A cet effet, on rappelle que l'étude minéralogique faite, dans le cadre de ce travail de recherche, nous a révélé la présence de la montmorillonite dans la marne supportée par les grès.

Or, on sait que lorsque certains minéraux, comme les montmorillonites existent dans un sol, même en faibles quantités (environ 5%) ils lui confèrent des propriétés très particulières: forte plasticité, sensibilité à la nature des eaux, gonflement, thixotropie... ([Voinovitch et al., 1971](#)).

En outre, la présence de la montmorillonite dans un sol, conduit généralement à affaiblir sa résistance au cisaillement ([Pilot et al., 1970](#)), et que plusieurs glissements, cités dans la littérature, étaient dus à la présence de la montmorillonite dans le sol.

Enfin, comme il a été noté précédemment, un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est la combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui provoque l'instabilité.

Il en ressort donc, que la présence de la montmorillonite dans la marne, supportée par les grès, et qui est le siège du glissement comme le montrent clairement les résultats inclinométriques ([S.E.I, 1981](#)) contribue le plus, avec les autres facteurs mis en relief par les études précédentes, à l'instabilité du site étudié.

Avant de décrire le mécanisme des mouvements de terrain, il serait bon de définir le type de mouvements auxquels est soumis le versant d'étude.

4.3 Classification des mouvements observés

Comme il a été stipulé au chapitre 1, les classifications des mouvements de terrain sont nombreuses et fondées sur des critères variés.

En se référant aux mouvements observés sur le versant considéré, on peut classer le glissement d'El Biar comme un glissement composé, c'est à dire constitué d'un glissement rotationnel et d'un glissement translationnel.

Par conséquent, il y a lieu d'écarter le type de coulée de solifluxion énoncé par [Ben Achour et Ahmed Merdoukh \(1978\)](#), ou celui du fluage avancé par [S.E.I \(1978 et 1981\)](#).

En effet, les glissements translationnels et les glissements rotationnels (simples et complexes), se caractérisent par une cause mécanique qui provoque le glissement (suppression d'une "butée de pied", création de talus à pente trop raide, modification du régime hydraulique...) et par l'existence une surface de rupture nettement définie et identifiable. Ces deux caractéristiques, on les retrouve bien, dans les mouvements observés sur le versant considéré.

Par contre, les mouvements de fluage se caractérisent par l'absence de ces deux facteurs mentionnés ci-dessus. Dans le cas du fluage, le mouvement se produit lentement, sans modification des efforts appliqués et la surface de rupture ne peut être mise en évidence.

Tandis que la coulée de solifluxion, qui s'assimile à un transport de matériaux par l'eau, a lieu lorsque le matériau à matrice argileuse dépasse une certaine teneur en eau critique le rendant semi-fluide, ce qui n'est pas aussi le cas ici.

On peut donc dire, bien que le classement des mouvements de terrain reste dans certains cas complexe et aléatoire, que les mouvements observés s'apparentent à des mouvements de type: glissement composé, constitué d'un glissement rotationnel en amont, et d'un glissement translationnel en aval.

4.4 Mécanisme des mouvements de terrain

Dans le but de mieux cerner et comprendre le mécanisme des mouvements du terrain étudié, il faut distinguer deux zones: celle de la falaise et celle du versant.

La falaise d'une hauteur de 30 à 40 m est constituée d'une couche d'une trentaine de mètres de molasse reposant sur des marnes en dessous desquelles se trouvent les grès.

Il a été observé, que ces molasses se détachaient en gros blocs (allant jusqu'à 4000 m³ comme en 1943).

Dervieux (1948) a démontré la possibilité de rupture par poinçonnement de la marne d'assise si la hauteur de la falaise atteint une vingtaine de mètres (à noter que les falaises de Saint-Raphaël et du prince d'Annam ont une hauteur de 30 à 40 m environ).

Les blocs détachés à l'amont soustraient aux parties supérieures leurs contraintes de butée et favorisent à la fois leur décompression. Ils glissent vers l'aval entraînant les marnes altérées et ce glissement est accéléré par l'imbibition des grès sous-jacents dans lesquels l'eau est en charge.

Cette possibilité de poinçonnement a été considérablement réduite grâce aux galeries de drainage réalisées (1945-1946) à la base de la molasse (voir annexe 8), qui ont amélioré les conditions hydrogéologiques dans les marnes.

Ceci s'est d'ailleurs confirmé par un ralentissement notable des mouvements et aucun écroulement de la falaise n'a été observé depuis la fin des travaux de drainage.

Malheureusement, la situation a changé aujourd'hui, et le danger de détachement de blocs de molasse des falaises n'est pas à exclure et cela par suite du manque d'entretien adéquat des galeries drainantes.

D'ailleurs on a assisté, ces dernières années, au détachement de quelques petits blocs de la partie de la falaise de Saint-Raphaël la plus proche du Boulevard Bougara et qui a fait, par la suite, l'objet d'un confortement récent.

Enfin, il est à rappeler vivement le réel danger auquel sont exposées les maisons du Balcon de Saint-Raphaël mises en porte à faux par suite de détachement de blocs de molasse de la falaise (Photos 8-3 et 8-4).



Photo 8-3 : Habitations en danger sur le Balcon de Saint-Raphaël.



Photo 8-4 : Maisons en danger sur le Balcon de Saint-Raphaël.

En résumé, on peut conclure que les mouvements observés sur le versant ont un double caractère : l'un brutal, le décrochement de blocs de molasse, l'autre plus lent, leur glissement avec la masse marneuse vers l'aval. Ce glissement est composé d'un mouvement d'allure (rotationnelle en amont et translationnelle en aval) et de cinématique différentes.

La cause essentielle de ces mouvements est due, dans le premier cas à la présence de l'eau au contact molasse - marne, tandis que dans le deuxième cas, elle est due à l'eau des grès qui alimente la base des marnes à montmorillonite, réduisant ainsi leur résistance au cisaillement.

5. TRAVAUX DE CONFORTEMENT

5.1 Généralités

L'étude du confortement constitue la phase finale et certainement la plus importante puisqu'elle conditionne la réalisation des travaux et donc le coût de l'opération. Celui-ci sera d'autant moins élevé :

- Que l'on aura su déterminer les causes exactes du glissement, et que l'on sera donc certain d'agir sur les facteurs déterminants pour le phénomène;
- Que les paramètres de la stabilité (géométriques, hydrauliques, géotechniques) seront évalués au mieux, et donc représentatifs de la solution réelle;
- Que le gain de la sécurité apporté par les différents moyens de confortement envisageables aura été optimisé en conséquence.

Enfin, c'est la phase des contrôles d'efficacité et de surveillance des principaux paramètres (pressions interstitielles, déplacements) pendant les travaux qui sera déterminante, et qui devra guider les modalités finales de réalisation et éventuellement permettre de modifier ou de compléter le projet final ([Cartier, 1981](#)).

D'une manière générale, un glissement de terrain peut être traité :

- Soit de façon radicale, en évitant le problème ;
- Soit par le biais des actions rhéologiques qui agissent sur le milieu lui-même, et visent à accroître sa résistance à la rupture : amélioration des caractéristiques géotechniques par drainage, traitements, plantations... ;
- Soit par les actions mécaniques qui visent à créer des forces extérieures stabilisatrices : ouvrages de terrassements, élimination de surcharges, soutènement, ancrages, clouages, etc. ([Cartier, 1981](#) ; [Filliat, 1981](#)).

5.2 Travaux de confortement réalisés

Les travaux de confortement en vue de stabiliser le versant d'El Biar, ont été réalisés à deux époques distinctes. La première s'étalait du 15 septembre 1945 au 1 juillet 1946 (Agard, 1948); tandis que la deuxième a eu lieu en 1978, à la suite de l'étude faite par Sol Expert International.

Les travaux de confortement réalisés en 1945-1946, étaient destinés uniquement au drainage des eaux au contact molasse-marne. Ce drainage comprenait les ouvrages suivants:

- Une galerie avec puits drainants, sous la falaise de Saint-Raphaël, entre le ravin de Si el Bachir et le ravin des Sept-Sources;
- Une galerie analogue sous la falaise de la propriété du Prince d'Annam, entre le ravin des Sept-Sources et le ravin dit "du Prince d'Annam";
- Un troisième ouvrage essentiel (drain à la traversée du ravin des sept-sources), assure la continuité du drainage entre les deux galeries précédentes, dans une zone où la molasse n'existe plus; le drainage est effectué, dans cette région, à travers les marnes altérées du ravin, par une pierrée avec radier étanche ancré dans la marne bleue franche (Agard, 1948).

Ce drainage, de la partie amont du versant, a donné satisfaction, à la suite de sa réalisation; mais il reste tout de même insuffisant pour stabiliser définitivement les mouvements de terrain.

Les travaux de confortement réalisés en 1979 par la Société Nationale SONAGHTER, suite à l'étude de S.E.I (1972, 1978), comprenaient les ouvrages suivants :

- Un puits de pompage F1, réalisé dans la zone d'accumulation des blocs de molasse, et destiné à assécher cette zone, appelée autrefois "château d'eau", à partir duquel se fait une grande partie des infiltrations affectant l'aval du glissement ;
- Un réseau de drains subhorizontaux (voir figure 5-6, p. 82), constitué de trois nappes A, B et C. Les nappes A (6 drains de 50 à 70 m de longueur) et B (13 drains de 50 à 100 m de longueur) étaient destinées à drainer les blocs de molasse du "château d'eau" dans sa partie supérieure ainsi que les premiers mètres de la marne; tandis que la nappe C (11 drains de 50 m de longueur) était destinée à drainer les sols argileux situés au bas de la pente du versant ;
- un réseau de drainage superficiel pour collecter les eaux de pluie ainsi que les résurgences observées en divers points ;

- Enfin, des injections de remplissage des fissures ouvertes en surface pour éviter la réintroduction d'eaux dans le massif en mouvement.

D'après le rapport de [S.E.I. \(1981\)](#), les travaux de confortement réalisés ont ralenti les déplacements de 20%.

Enfin, on peut dire que les travaux de confortement réalisés, bien qu'ils aient amélioré la situation à l'époque de leurs réalisations, restent insuffisants pour stabiliser ou diminuer au maximum l'ampleur des mouvements de terrain.

A l'état actuel, ce système de drainage s'avère très inefficace pour les raisons suivantes :

5.2.1 Puits de pompage

L'estimation de son rayon d'action (110 m) pendant le pompage ne peut couvrir la zone en mouvement, d'où l'intérêt de multiplier le nombre de puits.

Le débit étant très faible, ce qui pose des problèmes de fonctionnement de la pompe, dans ce cas-là, deux situations sont possibles : soit rapprocher les électrodes entre-elles ou les éloigner. Malheureusement, dans le premier cas la pompe se brûlera du fait de la fréquence rapide marche-arrêt, tandis que dans le deuxième cas, la marche serait pratiquement impossible vu l'éloignement de la deuxième électrode et le faible débit.

5.2.2 Drains subhorizontaux

La réalisation des drains subhorizontaux à faible profondeur où la granulométrie des terrains est fine (voir figure 5-6, p. 82) a conduit à un affaiblissement du débit dans le temps ainsi qu'à leur colmatage rapide.

La quantité d'eau drainée, à l'époque de leur bon fonctionnement, étant inférieure à celle de la quantité d'eau infiltrée (voir étude hydrologique).

Actuellement, la quasi-totalité des drains est pratiquement sèche et hors d'usage.

5.2.3 Galeries

Lors de nos visites, on a constaté la formation de couches de calcaires sur les parties drainantes ce qui a énormément diminué leurs capacités de drainage, chose que l'on pouvait éviter si un entretien adéquat était réalisé régulièrement.

5.3 Travaux de confortement proposés

Etant donné que les travaux de confortement réalisés présentaient des inconvénients et des difficultés d'entretien qui les rendaient inefficaces; et suite aux résultats des différentes études exposés dans cette thèse selon la démarche transversale et

l'approche pluridisciplinaire, il nous semble primordial de proposer un nouveau système de drainage plus adéquat en vue de stabiliser au maximum les mouvements de terrain.

Cependant, il est à noter que notre proposition, en l'absence de données nécessaires, ne constitue pas un projet final prêt à la réalisation, mais elle se limite à exposer les éléments de base nécessaires à l'établissement d'une étude de dimensionnement des ouvrages proposés.

Comme il a été précisé précédemment, c'est l'eau des grès qui contribue le plus à l'instabilité des terrains, par le fait qu'elle est en charge une bonne partie de l'année, et par l'imbibition des marnes à montmorillonites ce qui fait chuter la résistance au cisaillement.

En outre, les calculs numériques, effectués à l'aide du logiciel TALREN 4, ont montré qu'un rabattement moyen de la nappe phréatique vers l'aquifère des grès de 8,5 m permet d'obtenir un gain de sécurité de 28%. Ce dernier est très acceptable dans une solution par drainage comme le montre le tableau 8-13.

Par conséquent, la stabilisation du glissement d'El Biar par un drainage profond, atteignant la nappe des grès, est fortement recommandée.

Le nouveau système de drainage proposé, en vue de stabiliser au maximum les mouvements de terrain, comporte les ouvrages suivants (Figures 8-10 et 8-11):

- Cinq puits drainants munis de drains subhorizontaux radiaux ;
- Des collecteurs drainants de relais ;
- Deux parois drainantes ;
- Un réseau de drainage superficiel pour collecter les eaux de pluie.

Les puits drainants de profondeurs et diamètres variables munis de drains subhorizontaux sont destinés à la partie située en amont, où les grès se trouvent à des profondeurs dépassant les 25 m.

Les collecteurs drainants ont pour rôle de relier les différents puits et parois entre-eux, et servent aussi à drainer les zones qu'ils traversent.

Les parois drainantes sont destinées à drainer la partie inférieure en aval où la nappe des grès est peu profonde.

Tableau 8-13 : Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain (Sève et Pouget, 1998).

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20 à 1,30	- accès et emprises nécessaires - présence d'un horizon résistant à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,50	- s'applique à de petits volumes - protection de la surface mise à nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,50	- terrassements importants - ancrer sous la surface de rupture - travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution	1,20	- ancrer sous la surface de rupture - travail par plots - gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,20	- terrassements réduits - protection du matériau allégé - gérer les circulations d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- implique une surface supérieure à celle du glissement - entretien indispensable
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastiques, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - vérification du rabattement - entretien indispensable
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée, murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1,50 1,20	- ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture - gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants ($F = 1,5$)	1,20	- problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) - associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous ($F = 1,5$)	1,20 à 1,30	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux ($F = 1,5$)	1,10 à 1,20	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage

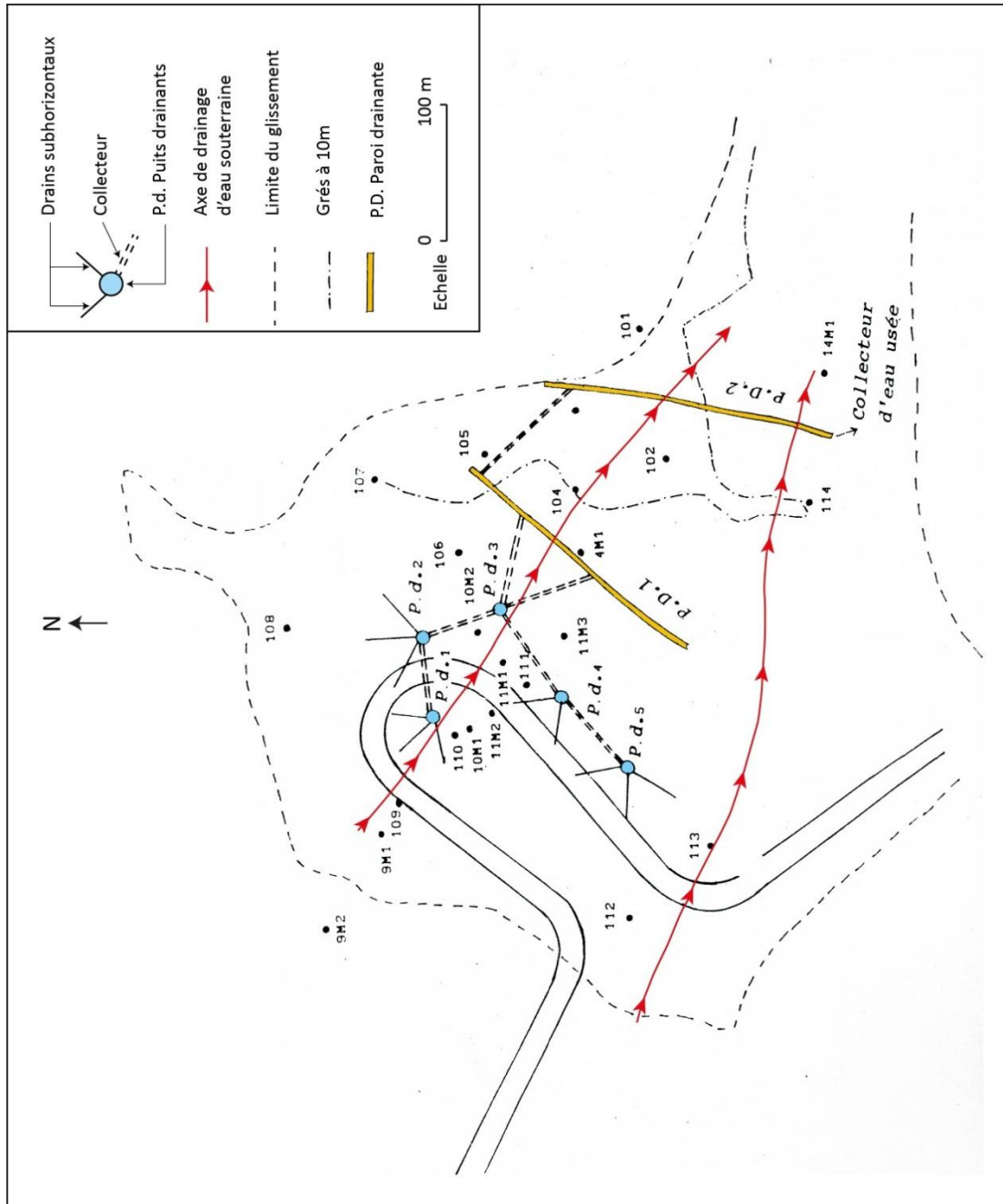


Figure 8-10 : Travaux de drainage proposés.

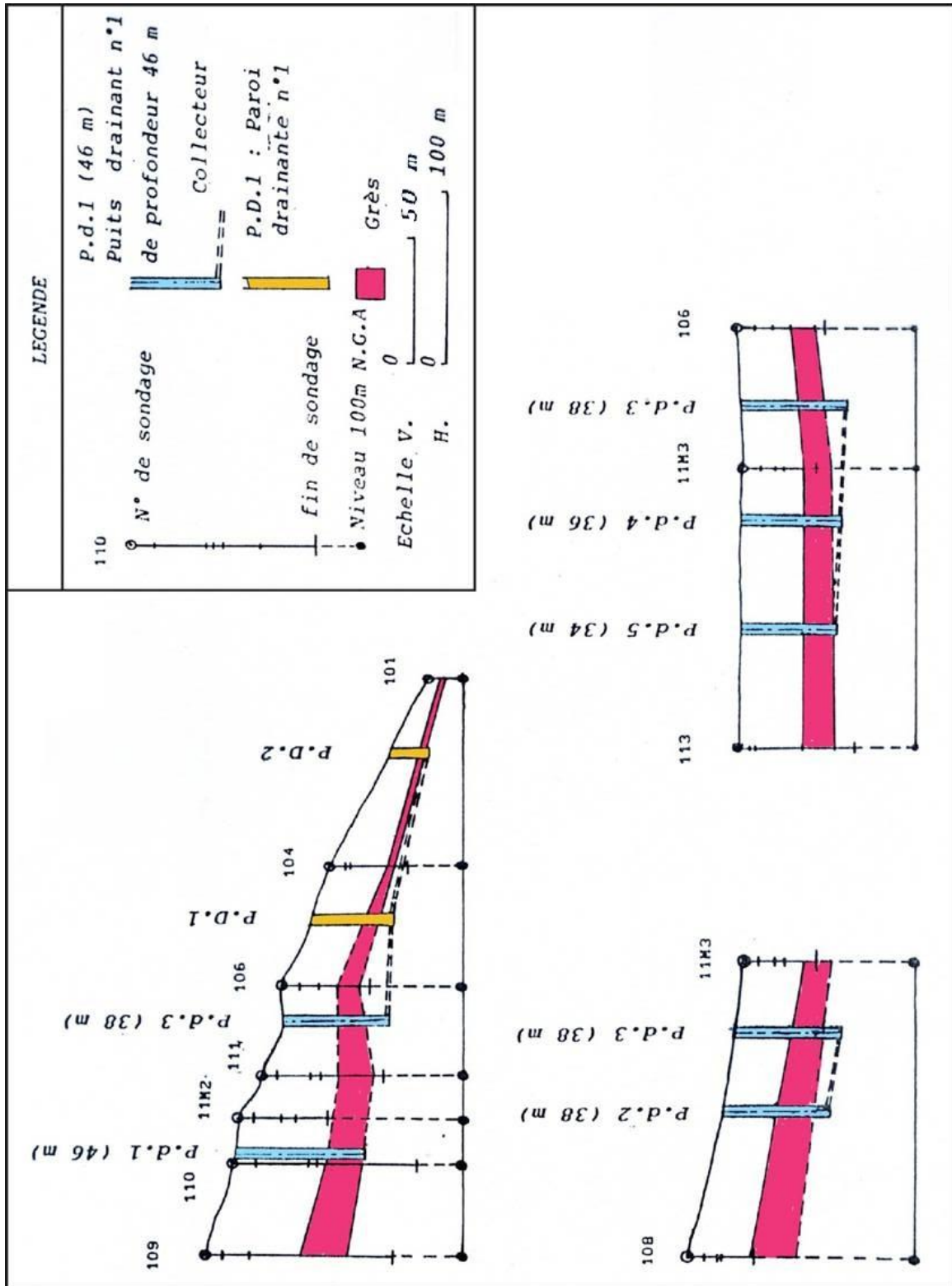


Figure 8-11 : Coupes du système de drainage proposé.

L'intérêt du système de drainage proposé repose essentiellement sur les considérations suivantes :

- Les drains subhorizontaux proposés par S.E.I n'étaient pas efficaces, car ils étaient placés de telle sorte qu'ils ne pouvaient drainer que la partie relativement supérieure où la granulométrie des matériaux argileux est fine ce qui a provoqué leurs colmatages rapides. En outre, la quantité d'eau évacuée par les drains était très inférieure à celle infiltrée.
- Par contre, les puits drainants aux diamètres larges munis de drains subhorizontaux radiaux peuvent être plus efficaces que les drains réalisés en surface; car ils peuvent intercepter beaucoup plus d'eau souterraine par leurs grandes sections de captage verticales et latérales réalisées dans le sol. En outre, ils sont d'un entretien plus facile.
- les parois drainantes, par le biais de leurs sections verticales profondes (traversant les grès) et continues, captent le maximum d'eau superficielle et souterraine en coupant les lignes de courant dans le sens perpendiculaire de l'écoulement.

Enfin, il est à souligner que, dans les schémas des travaux de drainage proposés, on a utilisé les cartes topographiques anciennes en l'absence de relevés topographiques récents. Les terrassements et les autres interventions (emplacement d'un collecteur d'eau usée, réalisation d'un jardin d'enfants etc...) ont modifié notablement le profil topographique. Ainsi, les évaluations de la profondeur du grès dans les ouvrages proposés doivent être vérifiées avant toute réalisation.

6. CONCLUSION

La présente étude géotechnique a permis la caractérisation géotechnique des échantillons prélevés ainsi que leur analyse minéralogique.

Les essais en laboratoire étaient axés principalement sur l'appréciation de l'indice d'activité (A_c) des échantillons de la marne qui indiquent une activité presque normale.

L'étude minéralogique qualitative et semi-quantitative a révélé la présence de la montmorillonite dans la marne étudiée.

Les causes probables du glissement d'El Biar, énoncées par différents auteurs, ont fait l'objet d'une discussion critique, et le mécanisme des mouvements de terrain a été décrit à la lumière des résultats de la présente étude.

L'analyse numérique de la stabilité a confirmé l'influence de façon prépondérante de l'eau sur la stabilité du versant, et le rabattement de la nappe phréatique vers l'aquifère

des grès fournit un gain de stabilité appréciable qui favorise la solution de stabilisation par drainage profond.

En outre, les inconvénients et les faiblesses des travaux de confortement déjà réalisés ont été mis en évidence.

Enfin, on achève l'étude géotechnique par la conception d'un nouveau système de drainage comportant les ouvrages suivants :

- Cinq puits drainants munis de drains subhorizontaux radiaux
- Des collecteurs drainants de relais
- Deux parois drainantes, et
- Un réseau de drainage superficiel.

CONCLUSION GENERALE

Le glissement d'El Biar, datant de 1785 au moins, a posé de nombreux problèmes à la ville d'alger et a fait l'objet de plusieurs études et travaux de confortement principalement axés sur le drainage. Malgré les études faites et les travaux de confortement déjà réalisés, bien qu'ils aient améliorés relativement la situation à l'époque, les mouvements de terrain continuent jusqu'à nos jours.

Notre objectif était donc de caractériser spatio-temporellement le célèbre glissement d'El Biar, d'élucider les causes et le mécanisme qui le gouvernent, d'analyser sa stabilité et enfin de concevoir un système de confortement adéquat pour mieux stabiliser ou atténuer au maximum l'ampleur des mouvements.

Pour répondre à cette problématique, nous avons adopté une démarche transversale s'appuyant sur une approche pluridisciplinaire qui associe à la fois la télédétection, la géomorphologie, la géologie, la minéralogie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la géotechnique.

A travers ce cas d'étude, on a montré que l'approche pluridisciplinaire à démarche transversale est très appropriée dans la caractérisation des instabilités de versant, l'identification de leurs causes probables, leur modélisation et analyse de stabilité et enfin, dans la conception d'une solution de stabilisation avec le maximum de chances de succès.

Pour mettre en évidence l'efficacité de cette approche pluridisciplinaire à démarche transversale, on présentera, en guise de conclusion générale, les principaux résultats obtenus, dans le cadre de cette recherche, suivis de propositions et recommandations.

1. RESULTATS

Les études géologique et géomorphologique ont porté sur l'analyse des photographies aériennes des années 1972, 1980 et 1984 et ont permis de délimiter la région du glissement, de repérer les fissures, et d'étudier les aspects géomorphologiques ainsi que l'évolution des mouvements et l'activité humaine. Les photographies de l'année 2007 ont servi à l'élaboration en 3D de la carte des pentes.

L'établissement du bloc diagramme du versant étudié a permis l'obtention d'une représentation tridimensionnelle de la disposition des couches du sous-sol, de localiser les fissures, d'apprécier effectivement que la molasse s'est déplacée à partir des falaises vers l'aval du glissement, de constater les variations d'épaisseur des couches du sous-sol, et de localiser les sièges du glissement étudié.

L'étude spatio-temporelle par photogrammétrie numérique a permis de démontrer le potentiel de celle-ci pour acquérir des informations quantitatives et qualitatives sur les mouvements de glissements de terrain dans un contexte urbain. Elle a permis aussi de caractériser la géométrie, la typologie et la cinématique du glissement d'El Biar.

La confrontation des résultats obtenus avec ceux provenant des méthodes classiques montre une bonne concordance, ce qui valide la technique utilisée dans cette étude.

En combinaison avec les données géologiques et géotechniques, la photogrammétrie numérique peut contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes des glissements de terrain et aider à définir une solution de stabilisation.

L'étude hydrologique a permis:

- D'évaluer les différents paramètres du bilan hydrologique du site à partir de calculs établis à la base de données enregistrées pendant la période de 1950 à 1980 ;
- De mieux comprendre le régime hydrologique du bassin versant étudié ;
- D'évaluer la quantité d'eau infiltrée et ruisselée ainsi que le bilan global des eaux ;
- De remettre en cause l'étude faite par [S.E.I \(1981\)](#) quant à l'estimation de la quantité d'eau infiltrée dans le bassin versant ;
- De conclure que la quantité d'eau drainée par les drains subhorizontaux est inférieure à la quantité d'eau infiltrée, ce qui nécessite un système de drainage plus adéquat.

L'étude hydrogéologique a permis:

- De conclure que le bassin hydrogéologique est plus grand que le bassin hydrologique ;
- De confirmer l'existence de deux nappes, l'une supérieure (située dans la zone d'accumulation des blocs de molasse) et l'autre inférieure (située au niveau des grés) ;
- De lier les variations piézométriques de la nappe supérieure avec la pluviométrie ;
- D'établir une carte montrant le champ des écoulements hydrauliques de la nappe inférieure, sous forme d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiels (réseau d'écoulement) ;
- De connaître les limites de drainage, par l'estimation du rayon d'action moyen du puits de pompage F1 pour un débit et une durée de pompage donnés ;
- De localiser deux axes principaux de drainage de la nappe inférieure, l'un suit le cours du ravin des sept sources, tandis que l'autre coïncide avec l'axe central du glissement.

L'étude géotechnique a porté sur la réalisation d'un sondage in-situ et sur la caractérisation géotechnique et minéralogique des échantillons prélevés.

Les essais en laboratoire étaient axés principalement sur l'appréciation de l'indice d'activité (A_c) des échantillons de la marne qui indiquent une activité presque normale.

L'étude minéralogique qualitative et semi-quantitative a révélé la présence de la montmorillonite dans la marne étudiée.

Les causes probables du glissement d'El Biar, énoncées par différents auteurs, ont fait l'objet d'une discussion critique et le mécanisme des mouvements de terrain a été décrit à la lumière des résultats de la présente étude.

L'analyse numérique de la stabilité a confirmé l'influence de façon prépondérante de l'eau sur la stabilité du versant, et le rabattement de la nappe phréatique vers l'aquifère des grès fournit un gain de stabilité appréciable qui favorise la solution de stabilisation par drainage profond.

En outre, les inconvénients et les faiblesses des travaux de confortement déjà réalisés ont été mis en évidence.

Enfin, on achève l'étude géotechnique par la conception d'un nouveau système de drainage comportant les ouvrages suivants :

- Cinq puits drainants munis de drains subhorizontaux radiaux ;
- Des collecteurs drainants de relais ;
- Deux parois drainantes ;
- Un réseau de drainage superficiel.

2. PROPOSITIONS ET RECOMMANDATIONS

Etant donné le caractère pluridisciplinaire des glissements de terrain, leur étude dépasse largement la contribution du seul mécanicien du sol quelle que soit sa compétence, et leur stabilisation est le fruit de la conjugaison d'efforts de spécialistes dans des domaines très variés tels que: télédétection, géomorphologie, géologie, minéralogie, hydrologie, hydrogéologie, mécanique des sols et informatique.

De ce fait, nous recommandons vivement la constitution d'équipes pluridisciplinaires pour la mise en pratique de la démarche transversale dans les études de glissements de terrain, qui sont devenus une nouvelle science à part entière où s'imbrique plusieurs disciplines.

Concernant le glissement d'El Biar, nous formulerons ci-après quelques propositions et recommandations en vue de mieux orienter les futures études.

Etant donné que l'eau souterraine joue un rôle déterminant dans les mouvements de terrain d'El Biar, il est indispensable de connaître en particulier :

- Les origines de l'eau imbibant le sol au niveau de la nappe supérieure et surtout au niveau de la nappe inférieure ;
- Le régime hydraulique des nappes ;
- Le champ des pressions interstitielles ;
- La perméabilité des terrains.

Pour cela, il faudrait étendre l'étude hydrogéologique au-delà de la zone en mouvement et implanter suffisamment de piézomètres équipés de cellules piézométriques placées au voisinage de la surface du glissement.

Définir un profil géotechnique détaillé à partir des échantillons "intacts" prélevés par carottage en nombre suffisant pour une meilleure représentativité et dans lequel on insistera en particulier sur les paramètres mécaniques résiduels.

Multiplier les analyses minéralogiques (qualitatives et quantitatives) sur les échantillons prélevés dans l'horizon géologique compris entre la molasse et les grès à des endroits et des profondeurs significatifs en vue d'une meilleure caractérisation des minéraux argileux existants et de leur incidence sur l'instabilité.

Enfin, il est à noter que la stabilisation des mouvements de terrain ne serait satisfaisante que si l'instabilité du site d'El Biar est étudiée dans son ensemble, c'est à dire en tenant compte de la falaise de Saint-Raphaël, qui présente actuellement de larges fissures et qui risquent de provoquer des chutes inopinées de blocs, et par conséquent une étude particulière de la falaise s'avère plus que nécessaire.

BILBIOGRAPHIE

- Adams J.C. et Chandler J.H., 2002. Evaluation of LiDAR and medium scale photogrammetry for detecting soft-cliff coastal change. *Photogramm. Rec.* 17 (99), pp. 405–418.
- Agard M., 1948. Les glissements et éboulements des quartiers Saint-Raphaël et Telemly à Alger. *Annales des Ponts et Chaussées*, pp. 465-480.
- Albinet V., 2001. La gestion du recul des falaises en France : avant tout un problème d'aménagement du territoire et de regard porté sur la nature. Colloque les falaises de la Picardie, Etat des lieux, enjeux, Actions, Amiens.
- Amar S., Gaudin B., Legrand J., Londez M., 1975. Franchissement des zones instables par des voies autoroutières, *bull. Liaison Labo P. et Ch.* 75, pp 126-136.
- Andriamampianina. N., 1985. Les lavaka malgaches: leur dynamique érosive et leur stabilisation, *Mad. Rev. De Géol* n° 46, pp 69-85.
- Antoine P. et Fabre D., 1980. *Géologie appliquée au génie civil*, Masson. 291p.
- Baily B., Collier P., Farres P.J., Inkpen R., Pearson, A., 2003. Comparative assessment of analytical and digital photogrammetric methods in the construction of DEMs of geomorphological forms. *Earth Surf. Process. Landf.* 28 (3), 307–320.
- Baldo M., Biccocchi C., Chiocchini U., Giordan D., Lollino G., 2009. LiDAR monitoring of mass wasting processes: the Radicofani landslide, Province of Siena, Central Italy. *Geomorphology* 105 (3–4), 193–201.
- Ben Achour R. et Ahmed Merdoukh A., 1978. La coulée de solifluxion de Bougara, Mémoire de fin d'études, Institut de géographie. Université d'Alger.
- Berardino P., Costantini M., Franceschetti G., Iodice A., Pietranera L., Rizzo V., 2003. Use of differential SAR interferometry in monitoring and modelling large slope instability at Maratea (Basilicata, Italy). *Eng. Geol.* 68, 31–51.
- Berthoumieux Junior Jean, 2012. Étude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes : Application au glissement de Kenscoff-Mahotièr (Haïti). Presses universitaires de Louvain. Thèses de l'École polytechnique de Louvain.
- Bievre G., 2010. Caractérisation de versants argileux instables dans des conditions hydrogéologiques hétérogènes. Approche géophysique. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph-Fourier Grenoble I, France. 225p.
- Blondeau F., 1979. La stabilité des pentes, Cours de mécanique des sols, Enseignement Spécialisé 14, E.N.P.C.

- Blondeau F., Perrot A., Pilot G, 1976. Analyse de l'expression cartographique des risques de glissement dans les argiles du Toarcien en lorraine, bull. Liaison Labo P. et Ch. Spécial mars, pp 141-146.
- Bogaard T.A., Antoine P., Desvarreux P., Giraud A., Van Asch Th.W.J., 2000. The slope movements within the Mondores graben (Drome, France), the interaction between geology, hydrology and typology. *Engineering Geology*, 55, pp. 297-312.
- Bonte A., 1970. Le glissement de terrain, phénomène profond ou superficiel. Influence de l'eau, Société Géologique du Nord, Tome XC, fascicule 4, pp. 395-406.
- Boudiaf A., 1996. Etude sismotectonique de la région d'Alger et de la Kabylie (Algérie) : utilisation des modèles numériques de terrains (MNT) et de la télédétection pour la reconnaissance des structures tectoniques actives : contribution à l'évaluation de l'aléa sismique. Thèse de Doctorat en Géologie et paléontologie. Université Montpellier II, France.
- Boullé P., Vrolijk L., Palm E., 1997. Vulnerability reduction for sustainable urban development. *J. Conting. Crisis Manag.* 5, pp. 179–188.
- Brunet R., 1963. Les cartes des pentes. *Revue Géographie des Pyrénées et de Sud-Ouest.* Tome XXXIV, pp. 317-334.
- Cardenal J., Delgado J., Mata E., Gonzalez-Diez A., Remondo J., de Teran J.R., Francés E., Salas L., Bounachea J., Olague I., Felicísimo A., Chung Ch.J., Fabbri A., Soares A., 2006. Aerial digital photogrammetric monitoring for landslide susceptibility mapping. In: Cruz, Gil, Sanso (Eds.), *Geodetic Deformation Monitoring: From Geophysical to Geodetic Roles.* IAG Springer Series, pp. 259–264.
- Cardenal J., Mata E., Perez-Garcia J.L., Delgado J., Hernandez M.A., Gonzalez A., Diaz-de-Teran J.R., 2008. Close range digital photogrammetry techniques applied to landslides monitoring. *International Archives of the Photogrammetry. Remote Sensing and Spatial Information Sciences* vol. XXXVII, Part B8, pp. 235–240.
- Cartier G., 1981. Guide pour les études et les confortements de glissements de terrain, Programme des Nations Unies pour le Développement, Varsovie.
- Casagli N., Catani F., Del Ventisette C., Luzi G., 2010. Monitoring, prediction, and early warning using ground-based radar interferometry. *Landslides* 7 (3), pp. 291–301.
- Cascini L., Bonnard C., Corominas J., Jibson R., Montero-Olarte J., 2005. Landslide hazard and risk zoning for urban planning and development. In: Hungr, O., Fell, R., Couture, R., Eberhardt, E. (Eds.), *Landslide Risk Management, Proceeding of the International*

- Conference on Landslide Risk Management, Vancouver, Canada. A.A. Balkema Publishers, Taylor & Francis Group, London, pp. 199–235.
- Casson B., Delacourt C., Allemand P., 2005. Contribution of multi-temporal remot sensing images to characterize landslide slip surface — application to the La Clapière landslide (France). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 5, 425–437.
- Castany G., 1982. *Principes et methods de l'hydrogéologie*. Editions Dunod Université, 235p.
- Castelli M. et Scavia C., 2008. A Multidisciplinary Methodology for Hazard and Risk Assessment of Rock Avalanches, *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Vol. 41 N° 1, pp. 3–36.
- Cayocca F., 1998. *Stabilité des pentes sous-marines: état de l'art et perspectives*. Rapport Interne IFREMER.
- Centre National de Recherche Appliquée en Génie parasismique (CGS), 2003. *Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 Version 2003)*.
- Chamley H. et Mascle G., 1970. Observations sur les glissements de terrain en Sicile occidentale, *Société Géologique du Nord*, Tome XC, fascicule 4, pp. 406-410.
- Chandler J.H., 1999. Effective application of automated digital photogrammetry for geomorphological research. *Earth Surf. Process. Landf.* 24 (1), pp. 51–63.
- Cho S. E. et Lee S. R., 2001. Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration, *Computers and Geotechnics*, Vol. 28, pp. 185-208.
- Colas et Pilot, 1976. Description et classification des glissements de terrain. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, N° Spécial "Stabilité des talus", pp. 21-30.
- Compagnon F., Guglielmi Y., Mudry J., Follacci J.-P., Ivaldi J.-P. 1997. Approche chimique et isotopique de l'origine des eaux en transit dans un grand mouvement de terrain: exemple du glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France). *C.R. Acad. Sci.* 325: pp. 565-570.
- Corsini A., Borgatti L., Coren F., Vellico M., 2007. Use of multitemporal airborne LiDAR surveys to analyse post-failure behaviour of earthslides. *Can. J. Remote. Sens.* 33 (2), pp. 116–120.
- Crozier M.J., 1984. Field assessment of slope instability. In: Brunsden et Prior (eds.) "Slope Instability", John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Chp.4, pp. 103-142.

- Crozier M.J., Glade T., 2005. Landslide hazard and risk: issues, concepts, and approach. In: Glade, T., Anderson, M., Crozier, M.J. (Eds.), *Landslide Hazard and Risk*. JohnWiley & Sons, Chichester, UK, pp. 1–40.
- Cruden D.M et Couture R., 2011. The working classification of landslides: material matters, Proceedings of the 64th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canada, Volume 3: 2540-2546.
- Cruden D.M. et Varnes D.J., 1996. Landslide types and processes in Turner & Schuster, *Landslides, Investigation and Mitigation*, Special Report 247, National Academy Press, Washington, D.C, pp. 36-75.
- Delacourt C., Allemand P., Casson B., Vadon H., 2004. Velocity field of the “La Clapière” Landslide measured by the correlation of aerial and Quickbird satellite images. *Geophys. Res. Lett.* 31 (L15619), pp. 1-5.
- Delmas Ph., Cartier G., Pouget P., 1987. Méthodes d'analyse des risques liés aux glissements de terrain. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Risques Naturels*, N° 150-151 – Juillet-Aout-Septembre-Octobre, pp. 29-38.
- Dervieux F., 1948. Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie, I.T.B.T.P, *Sols et Fondations* N° 3, pp.51-58.
- Djeddi M., 2013. Sismicité de la Région d'Alger: Analyse et synthèse des connaissances actuelles. *Laboratoire de Physique de la Terre, Université M'Hamed Bougara Boumerdes, Algérie*.
- Durville J-L. et Ménroud J-P., 1982. Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme d'El Asnam, Algérie. Comparaison avec le séisme de Campanie, Italie *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Risques Naturels*, N°120, Juillet-Aout, pp. 13-23.
- El Khattabi Jamal, 2001. Démarche méthodologique pluridisciplinaire intégrant une approche transversale pour l'étude des instabilités de versants: application aux versants du Rif Central (Maroc). *Thèse de Doctorat, Université d'Artois*. 258p.
- Faure R.M., 1985. Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations. *Revue Française de Géotechnique*, N° 33, pp. 49-59.
- Faure R.M., 2000. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I : Méthodes à la rupture. *Revue Française de Géotechnique*, N° 92, pp. 3-16.

- Faleh A., Sadiki A., Akdim B., Haloui B., 2002. Application des analyses minéralogiques et géotechniques des argiles dans l'étude des glissements de terrains : exemples du Prérif central (Maroc septentrional). Pap. Géogr., Univ. Murcia(Espagne), 35, pp. 115-128.
- Filliat G., 1981. Mouvements de terrain, in "La pratique des sols et des fondations", Editions du Moniteur, pp. 555-626.
- Filliat G. et Camelan J-C., 1981. Analyses et essais de sols *en* laboratoire, Pratique des sols et fondations, Moniteur, pp. 155-196.
- Filliat G. et Dubus J., 1981. Essais in situ, Appareils de contrôle et de surveillance, Pratique des sols et fondations, Moniteur, pp. 197-286.
- Flageollet J. C., 1989. Les mouvements de terrains et leur prévention. Editions Masson, Série Géographie, Paris.
- Muto F., Conforti M., Critelli S., Fabricatore D., Filomena L., Rago V., Robustelli G., Scarciglia F., Versace P., 2014. Multidisciplinary approach to evaluate landslide susceptibility along highway in northern Calabria, Italy. Geophysical Research Abstracts. Vol. 16, EGU2014-15281.
- Drouhin R., Gauthier H., Dervieux F., 1948. Stabilité et déformation du sol. Travaux, pp. 327–332.
- Gavin K. et Xue J., 2008. A simple method to analyze infiltration into unsaturated soil slopes, Computers and Geotechnics, Vol. 35, pp. 223–230.
- Glastonbury J. et Fell R., 2008. Geotechnical characteristics of large slow, very slow, and extremely slow landslides. Can. Geotech. J. 45, pp. 984–1005.
- Goguel J. et Pachoud A., 1972. Géologie et dynamique de l'écroulement du Mont Granier dans le massif de Chartreuse, en novembre 1248, Bulletin BRGM, (deuxième série), section III, N°1, pp. 29-38.
- Gokceoglu C. et Sezer E., 2009. A statistical assessment on international landslide literature (1945-2008). Landslides, 6(4), pp. 345-351.
- Gueremy P., 1987. La cartographie des risques naturels, Travaux de l'Institut de Géographie de Reims, 69-72, pp. 5-41.

- Guglielmie Y., Bertand C., Compagnon F., Follacci J.P. et Mudry J., 2000. Acquisition of water chemistry in a mobile fissured basement massif: its rote in the hydrogeological knowledge of the la Clapière landslide (Mercantour massif, southern Alps, France). *Journal of Hydrology* 229, pp. 138-148.
- Hantz D., 2012. Risque mouvements de terrain. Cours de l'École Polytechnique de Grenoble. Département Géotechnique.
- Hervás J., Barredo J.I., Rosin P.L., Pasuto A., Mantovani F., Silvano S., 2003. Monitoring landslides from optical remotely sensed imagery: the case history of Tessina Landslide, Italy. *Geomorphology* 54 (1–2), 63–75.
- Hungr O., Evans S.G., Bovis M., and Hutchinson J.N., 2001. Review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental and Engineering Geoscience*, VII: pp. 221-238.
- Jaboyedoff M., Oppikofer T., Abellan A., Derron M.H., Loye A., Metzger R., Pedrazzini A., 2012. Use of LiDAR in landslide investigations: A review. *Nat. Hazards* 61, pp. 5–28.
- Jensen R., 2000. *Remote Sensing of the Environment – An Earth Resource Perspective*, Prentice Hall Series in Geographic Information Science, Upper Saddle River, New Jersey.
- Josseume H., 1970. Essai de pompage. *Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées n° Spécial N*, Juill, pp. 39-55.
- Kim J., Jeong S., Park S., Sharma J., 2004. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils, *Engineering Geology*, Vol. 75, pp. 251–262.
- Kraus K. et Waldhaeusel P., 1998. *Manuel de photogrammétrie*, Traduction de P. Grussenmeyer et O. Reis, Editions Hermès Paris.
- Lambe T.W., 1973. Predictions in soils engineerings, *Geotechnique*, 23.
- Laribi A., 1992. Contribution à l'étude et au confortement du glissement de terrain d'El Biar, Alger. Thèse de Magister. Ecole Nationale Polytechnique, Alger.
- Laribi A., 2005. Etude et confortement du glissement de terrain d'El Biar, Alger. Séminaire International sur les Risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'Eboulement Rocheux, Université 08 mai 45 Guelma, 15-16 novembre 2005, Algérie.

- Laribi A. et Dechemi N., 2009. Caractérisation et rôle de la marne du Plaisancien dans le glissement de terrain d'El Biar, Alger. 3ème Symposium Maghrébin sur les Argiles (SMA III), Université M'Hamed Bougara de Boumerdès du 23 au 25 novembre, Algérie.
- Laribi A., Walstra J., Ougrine M., Seridi A., Dechemi N., 2015. Use of digital photogrammetry for the study of unstable slopes in urban areas: Case study of the El Biar landslide, Algiers. *Engineering Geology*, Vol. 187, pp. 73–83. Available online 31 December 2014.
- Le Roux A., 1976. Classification des différentes textures de roches argileuses et marneuses en relation avec leur comportement. *Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, Stabilité des talus*, Tome 2 : Déblais et remblais, N° Spécial, Décembre, pp. 39-47.
- Lebourg T., 2000. Analyse géologique et mécanique de glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales. Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I. 276 pages.
- Leica Geosystems, 2005. ERDAS Field Guide. Leica Geosystems, Atlanta.
- Lim T. T., Rahardjo H., Chang M. F., Fredlund D. G., 1996. Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 618-628.
- Mansour M., 1998. Processus géodynamiques et cartographie des mouvements de terrain dans la région de Chaouene (zone Bouhalla — Amatrasse). Application à la confortation de la route principale N°39 (Rif occidental, Maroc), Thèse de Doctorat, Université Paris 7, 182 pages.
- Marre A., 1987. Les mouvements de terrain dans le Tell oriental algérien. *Travaux de l'Institut de Géographie de Reims*, ri' 69-70-71-72, pp. 173-189.
- Martin P., 1997. La géotechnique : Principes et pratiques, Editions Masson, 252 pages.
- Masekanya J-P., 2008. Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Doctorat en Sciences de l'Ingénieur. Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées. Belgique.
- Masson F.X., 1987. L'érosion des terres agricoles de la région Nord-Pas-de-Calais, Service Régional de l'Aménagement des Eaux Nord-Pas-de-Calais, pp. 139-145.

- Maurer G., 1968.** Les montagnes du Rif central, étude géomorphologique. Thèse d'Etat. Travaux de l'Institut Scientifique Cherifien, Service de la Géographie Physique, Rabat, 500 pages.
- Meunier M., 1991.** Eléments d'hydraulique torrentielle, Série montagne 1, Cemagref.
- Middlemiss F.A., 1994.** Instability of chalk cliffs between the foreland and kingsdown. Kent, in relation to geological structure. Proc. Geol. Ass. pp.115-122.
- Milliès-Lacroix A., 1968.** Les glissements de terrain, présentation d'une carte prévisionnelle des mouvements de masses dans le Rif (Maroc septentrional), Mines et Géologie. N° 27, pp. 45 - 54.
- Milliès-Lacroix A., 1981.** Classification des talus et versants instables. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial X, pp.55-62.
- Mitchell S., 2001.** Estimation of wave energy distribution along UK and French coasts. International Conference, Coastal rock slope instability geohazard and risk analysis, Le Havre.
- Moine M., 2008.** Inventaire et caractérisation de glissements de terrain à partir de données images aériennes et satellites par une méthode semi-automatique. Application au bassin de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence, France). Mémoire de Master 2 Recherche, Faculté de Géographie et d'Aménagement, Université Louis Pasteur, Strasbourg I. 83 pages.
- Mulder H. F et Van Asch Th. W.J., 1987.** Quantitatives approches in landslide hazard analysis, Travaux de l'Institut de Géographie de Reims, N°69-70-71-72, pp. 43-53.
- Nguyen A.T., 2013.** Mesure du champ de déplacement associé aux glissements de terrain par des études combinées de corrélation optique et de mesures in situ sur un exemple remarquable : le glissement Tena (Espagne). Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse, France.
- Paskoff R., 1994.** Les littoraux : Impact des aménagements sur leur évolution. Editions Masson, Collection Géographie, Paris, 256p.
- Philipponnat G. et Hubert B., 1997.** Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles, 548p.
- Pilot G., 1970.** Stabilité des talus routiers, Bull. de Liaison L.P.C, pp. 163-197.
- Pilot G., 1975.** Stabilité des pentes, Techniques de l'ingénieur C 254.

- Pilot G., Amar S., Le Roux A., 1970. Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français, Bulletin de LPC, 43, pp. 69 -90.
- Rameau H. G., 2010. Influences de la pluviométrie sur la stabilité de talus routiers, Thèse de Doctorat, Université Libre de Bruxelles, Belgique.
- Rascon R. A., 1984. Analyse géotechnique des glissements de versants sédimentaires sur des plans de stratification, Thèse de Doctorat, Université Scientifique, Technologique et Médicale de Grenoble et l'Institut National Polytechnique de Grenoble, 180 pages.
- Raulin F., Rouques G., Toubol A., 1974. Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire. Rapport de recherche N° 36 L.CP.C., Paris.
- Reiffsteck Ph., 2005 (?). Mécanique des Sols Avancée : Stabilité des pentes, Enseignement Spécialisé, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Réméniéras G., et Hubert P., 2007. Hydrologie, Encyclopedia Universalis.
- Slama C.C., 1980. The Manual of Photogrammetry 4th. American Society for Photogrammetry, Falls Church, VA.
- Sol Expert International (S.E.I.), 1978. Mission 1, Bilan des phénomènes depuis 1973.
- Sol Expert International (S.E.I.), 1981. Rapport Final, Rédigé par Evers G., Pfister P.
- Schenk A.F., 1996. Automatic generation of DEMs. In: Cary, T., Jensen, J., Nyquist, M. (Eds.), Digital Photogrammetry. An Addendum to the Manual of Photogrammetry. American Society for Photogrammetry and Remote Sensing, Bethesda, MD, pp. 247 250.
- Schloss J.W., 2013. An interdisciplinary geological and geomorphic characterization and landslide investigation in red butte canyon, utah, Master of Science in Geological Engineering. University of Utah, USA.
- Schuster R.L. et Krizer R, 1978. Landslides Analysis and Control, Special Report 176, National Academy of Sciences Washington, D.C.
- Semaan I., 1998. Traitement de l'incertain dans une base de connaissances sur le sol, Thèse de Doctorat — Génie Civil, Université d'Artois. 173p.
- Sève G. et Pouget P., 1998. Guide technique pour la stabilisation des glissements de terrain. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Paris.

- Skempton A.W., 1953. The colloidal activity of clay, 3^e Congrès International de Mécanique des Sols, Vol. I, pp. 57-61.
- Sommé J., 1966. Les pentes dans diverses régions du Nord. Hommes et Terres, Bulletin de la Société Géographique de Lille, N°1, pp. 100-109.
- Squarzoni C., Delacourt C., Allemand P., 2003. Nine years of spatial and temporal evolution of the La Valette Landslide observed by SAR interferometry. Eng. Geol. 68 (1-2), pp. 53-66.
- Tailhan L., 1948. Les travaux de drainage de la colline de Saint-Raphaël. Terres et eaux, n°3, pp. 41-48
- Talren 4, 2007. Logiciel Pour L'analyse de la Stabilité des Structures Géotechniques. Manuel d'utilisation, Terrasol, Montreuil. Île-de-France.
- Tarchi D., Casagli N., Fanti R., Leva D.D., Luzi G., Pasuto A., Pieraccini M., Silvano S., 2003. Landslide monitoring by using ground-based SAR interferometry: an example of application to the Tessina Landslide in Italy. Eng. Geol. 68 (1-2), pp. 15-30.
- Teza G., Pesci A., Genevois R., Galgaro A., 2008. Characterization of landslide ground surface kinematics from terrestrial laser scanning and strain field computation. Geomorphology 97 (3-4), pp. 424-437.
- Travelletti J., Delacourt C., Allemand P., Malet J.-P., Schmittbuhl J., Toussaint R., Bastard M., 2012. Correlation of multi-temporal ground-based optical images for landslide monitoring: application, potential and limitations. ISPRS J. Photogramm. Remote Sens. 70, pp. 39-55.
- Tribak A., 1990. Dynamique et typologie des versants : essai sur l'intensité, la fréquence et la localisation des processus d'érosion actuels dans quelques bassins pré-rifains au Nord de Taza, Maroc, Revue de Géographie Alpine. Grenoble. Tome LXXVIII, N°1. 2 et 3, pp. 227-240
- Tullen P., 2002. Méthodes d'analyse du fonctionnement hydrogéologique des versants instables. Thèse de Doctorat ès sciences. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- Usselman P., 1971. Relations entre divers facteurs et caractéristiques mécaniques de formations superficielles meubles affectées par des mouvements de masse d'après l'étude d'échantillons provenant de quelques versants français, Revue de Géomorphologie Dynamique, pp. 51-70.

- Van Asch Th. W. J., 1980. Water erosion on slopes and landsliding in a mediterranean landscape, Thesis, Rijks universiteit te Utrecht, 237p.
- Van Westen C.J., 2002. Remote sensing and geographic information systems for natural disaster management. In: Environmental modelling with GIS and remote sensing / A. Skidmore (ed.). London etc. : Taylor & Francis, 2002. ISBN 0-415-24170-7, pp. 200-226.
- Varnes D.J., 1978. Slope movement types and processes. In Landslides, Analysis and Control. National Academy of Sciences, Nat. Res. Council, Washington, DC., Special Rep. 176, pp. 11 33.
- Varnes D.J. et IAEU Commission on Landslides, 1984. Landslide Hazard Zonation - a review of principles and practice. UNESCO Paris.
- Voinovitch I. A., Baron A., Bernard A. Deloye F. X., Pasquet A., 1971. L'analyse minéralogique des sols argileux, Eyrolles, 93 p.
- Walstra J., Dixon N., Chandler J.H., 2007. Historical aerial photographs for landslide assessment: two case histories. Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol. 40, pp. 315–332.
- Weber D. et Herrmann A., 2000. Contribution de la photogrammétrie numérique à l'étude spatiotemporelle de versants instables: l'exemple du glissement de terrain de Super-Sauze (Alpes de Haute-Provence, France). Bull. Soc. Geol. Fr. 171 (6), pp. 637–648.
- Weibel R. et Heller M., 1991. Digital terrain modelling. In: Maguire, D.J., Goodchild, M.F., Rhind, W.D. (Eds.), Geographical Information Systems: Principles and Applications. Longman, Harlow, pp. 269–297.
- Wolf P.R. et Dewitt B.A., 2000. Elements of Photogrammetry. With Applications in GIS. Mc Graw-Hill, Boston, MA.
- Xue J., et Gavin K., 2007. Effect of Rainfall Intensity on Infiltration into Partly Saturated Slopes, Geotech. Geol. Eng. (2008) Vol. 26, pp. 199–209.

ANNEXES

Annexe 1

Modèles Numériques de Terrain (MNTs) et Orthophotos

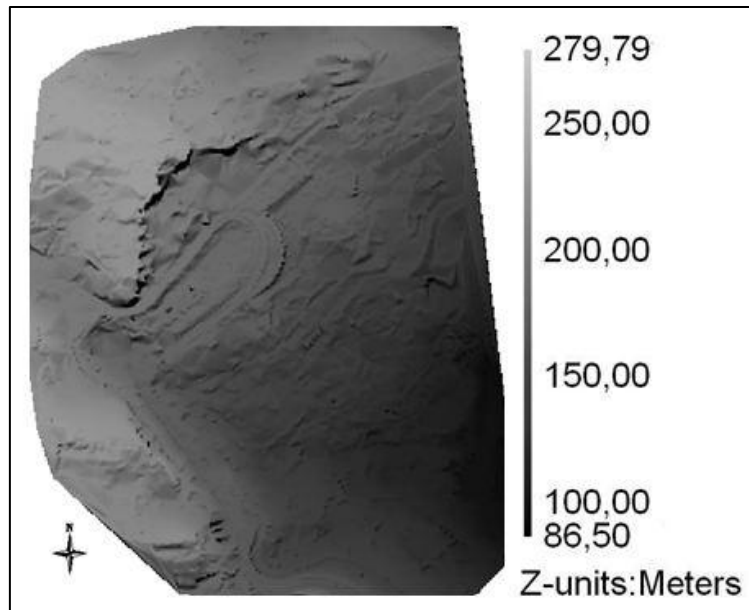


Figure A 1.1 - MNT du site d'El Biar (année 1995).

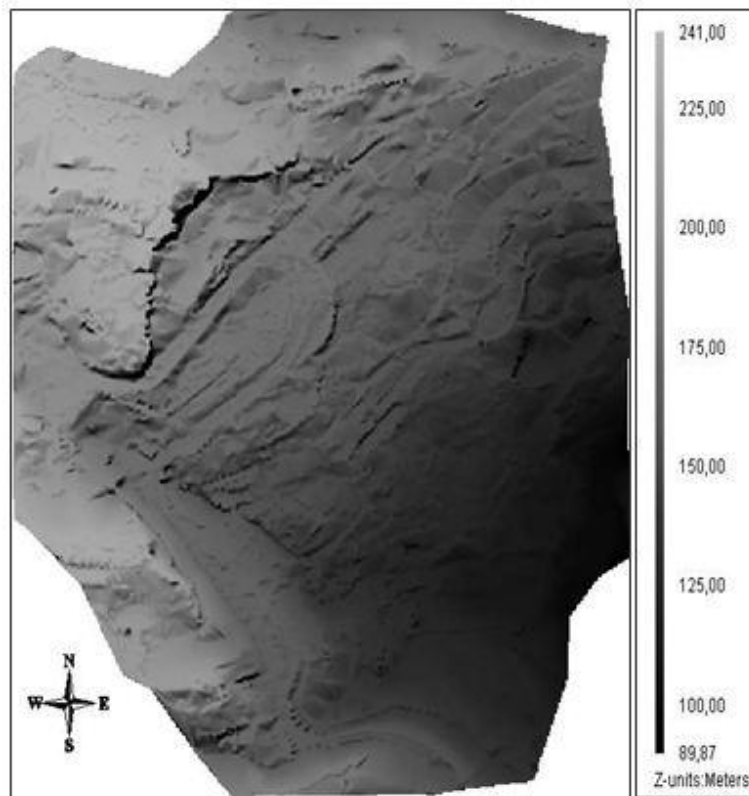


Figure A 1.2 - MNT du site d'El Biar (année 2001).



Figure A 1.3 - Orthophotographie du site d'El Biar (année 1995).

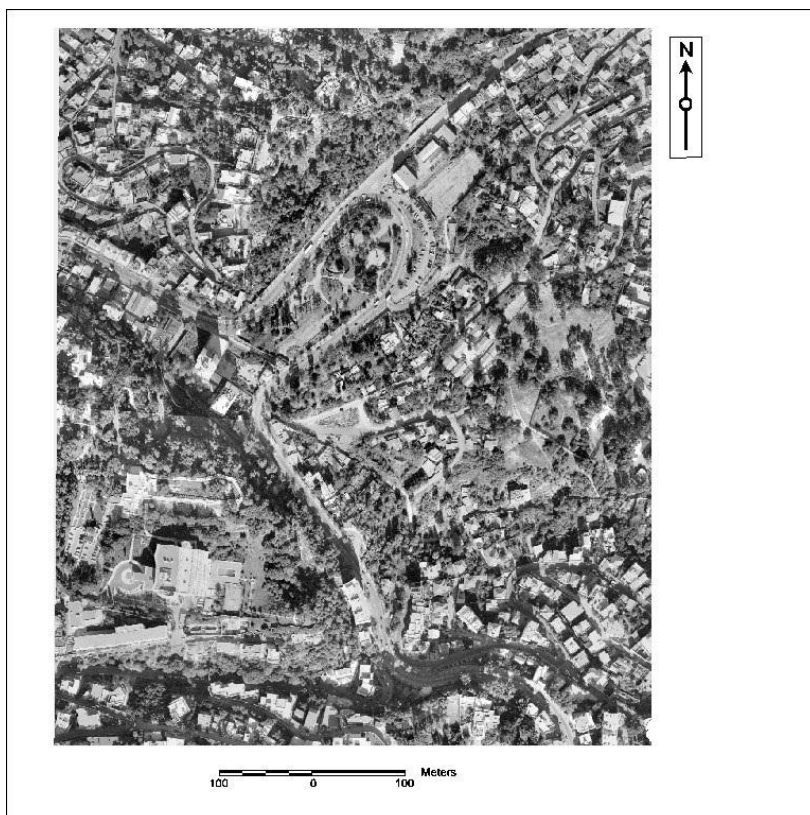


Figure A 1.4 - Orthophotographie du site d'El Biar (année 2001).

Annexe 2

Implantation du puits de pompage F1 et des piézomètres P1 à P5.

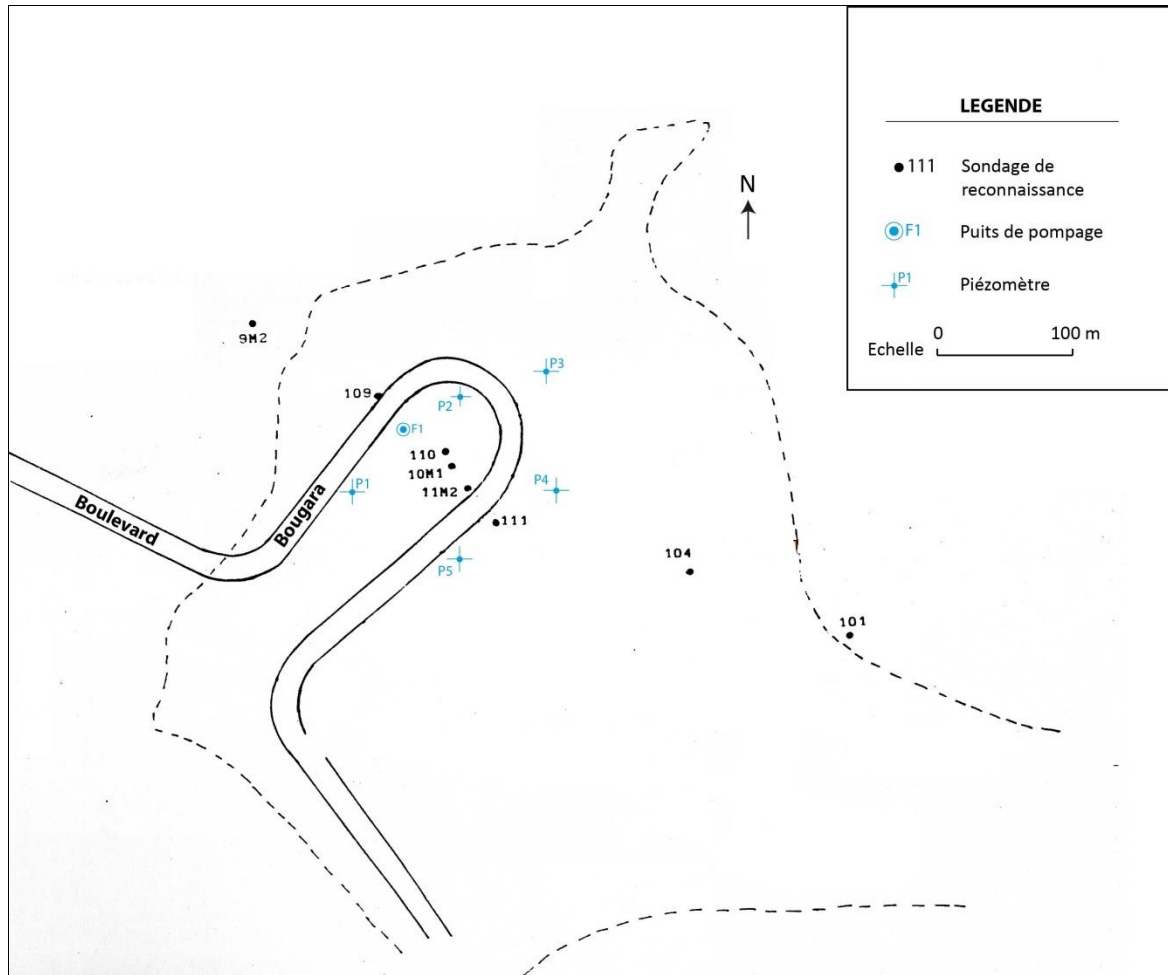


Figure A 2 - Implantation du puits de pompage F1 et des piézomètres P1 à P5.

Annexe 3

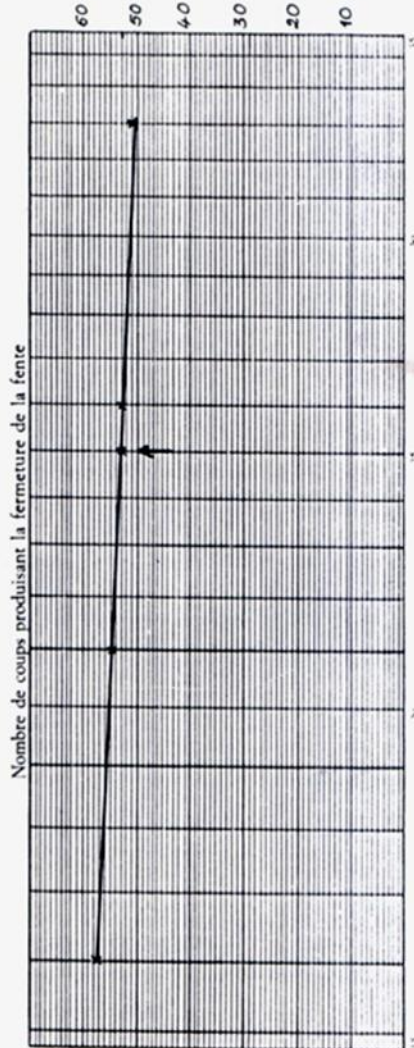
Limites d'Atterberg

LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande
 Laboratoire : **MécaSol E.N.S.**
 Date
 Manipulateur

Région : **EL-BIAR** Matériau étudié : **1**
 Affaire profondeur : **1,70 ÷ 2,30m**
 N° d'affaire

	LIMITE DE LIQUIDITE										LIMITE DE PLASTICITE		
	16	16	21	21	26	26	26	33	33	33	83	90	92
Nombre de coups	16	16	21	21	26	26	26	33	33	33	83	90	92
Numéro du récipient	63	69	71	72	74	77	79	80					
Poids humide + Tare	29,669	29,151	28,265	28,827	28,597	27,941	26,621	26,624			23,976	24,294	23,860
Poids sec + Tare	27,249	26,659	25,981	26,420	26,317	25,848	24,884	24,902			23,650	23,898	23,520
Tare = Poids du récipient	23,030	22,343	21,779	21,990	22,031	21,898	21,517	21,567			21,936	21,818	21,724
Poids d'eau	2,42	2,472	2,284	2,407	2,280	2,096	1,737	1,722			0,326	0,396	0,340
Poids de sol sec	4,219	4,316	4,202	4,430	4,286	3,947	3,367	3,335			1,714	2,080	1,796
Teneur en eau %	57,36	57,27	54,35	54,33	53,20	53,10	51,59	51,63			19,02	19,04	18,93
Moyenne	57,31%	54,34%	53,15%	51,61%									



LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Région

Matériau étudié : 3

Laboratoire

Affaire

profondeur : 3,45 ÷ 4,45m

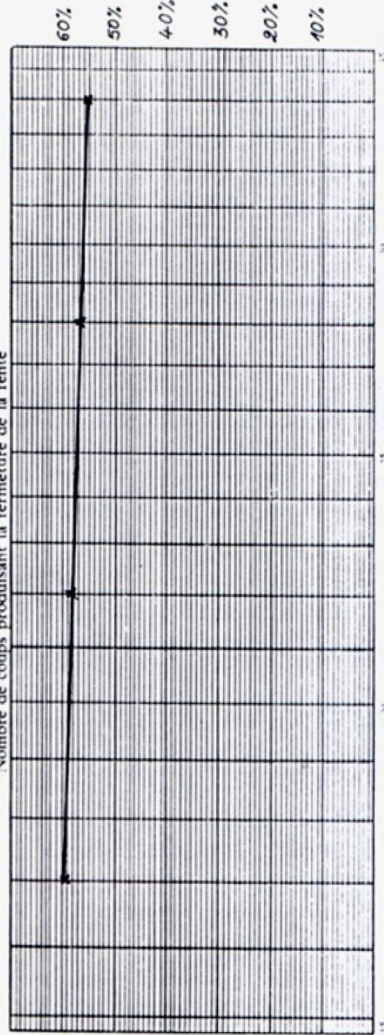
Date

N° d'affaire

Manipulateur

	LIMITE DE LIQUIDITE										LIMITE DE PLASTICITE		
	17	17	22	22	28	28	34	34	77	79	80	83	92
Nombre de coups	17	17	22	22	28	28	34	34	77	79	80	83	92
Numéro du réceptient	29,849	30,636	30,520	28,969	28,325	27,555	28,399	27,586			24,033	24,443	24,120
Poids humide + Tare	27,390	27,624	27,489	26,303	26,023	25,555	26,082	25,425			23,602	24,007	23,705
Poids sec + Tare	23,263	22,562	22,345	21,775	21,991	22,028	21,888	21,524			21,570	21,946	21,730
Tare = Poids du réceptient	2,459	3,012	3,031	2,666	2,302	2,000	2,317	2,161			0,431	0,436	0,415
Poids d'eau	4,127	5,062	5,144	4,528	4,032	3,527	4,184	3,901			2,602	2,601	1,975
Poids de sol sec	59,56	59,50	58,92	58,88	57,09	56,70	55,38	55,40			21,21	21,15	21,01
Peneur en eau													
Moyenne	59,54%	58,90%	56,89%	55,39%									

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Laboratoire

Matériau étudié : 4

Date

profondeur : 4,45 ÷ 5,45 m

Manipulateur

Région

Affaire

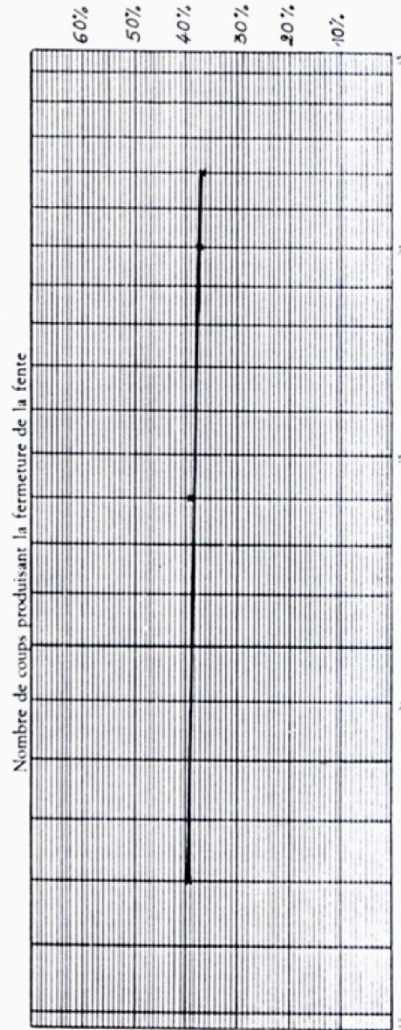
N° d'affaire

	LIMITE DE LIQUIDITE										LIMITE DE PLASTICITE		
	17	17	24	24	30	30	30	30	32	32	87	91	93
Nombre de coups	17	17	24	24	30	30	30	30	32	32			
Numéro du récipient	74	75	77	79	83	84	85	82					
Poids humide + Tare	16,792	17,878	20,597	18,618	17,061	17,003	18,85	19,307			13,029	12,129	13,196
Poids sec + Tare	15,055	16,029	18,003	16,593	15,307	15,449	16,820	17,114			12,805	11,914	12,963
Tare = Poids du récipient	10,648	11,344	11,337	11,376	10,606	11,238	11,292	11,338			11,338	10,471	11,346
Poids d'eau	1,737	1,849	2,594	2,025	1,754	1,554	2,030	2,133			0,224	0,215	0,233
Poids de sol sec	4,407	4,685	6,666	5,217	4,701	4,211	5,528	5,836			1,467	1,443	1,617
Teneur en eau %	39,4	39,5	38,9	38,8	37,3	36,9	36,7	36,5			15,3	14,9	14,4
Moyenne	39,4 %										36,6 %		14,86%

I.L. = 38,20 %

I.P. = 14,86 %

I.P. = 23,34 %



LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Laboratoire

Date

Manipulateur

Matériau étudié : 5

profondeur : 5,50 ÷ 5,70

Région

Affaire

N° d'affaire

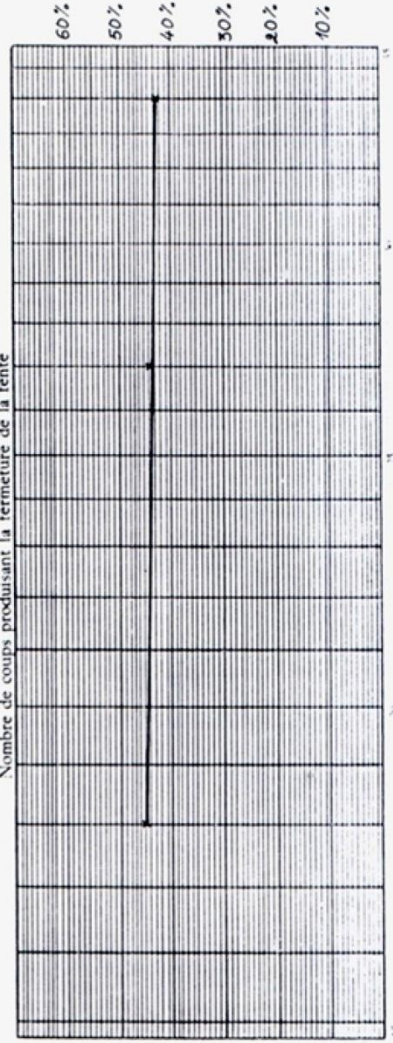
	LIMITE DE LIQUIDITE						LIMITE DE PLASTICITE	
	18	27	27	27	34	34	64	68
Nombre de coups	18	27	27	27	34	34	64	68
Numéro du récipient	35	17	85	69	63	83	14,784	13,281
Poids humide + Tare	26,465	25,995	22,914	19,463	22,062	21,087	14,248	14,527
Poids sec + Tare	24,406	24,000	19,141	16,875	18,997	18,181	11,431	12,877
Tare = Poids du récipient	19,755	19,653	10,550	10,982	11,791	11,359	0,536	10,523
Poids d'eau	2,059	1,986	3,773	2,588	3,065	2,906	3,117	2,354
Poids de sol sec	4,651	4,356	8,591	5,893	7,206	6,822	17,2	18,14
Teneur en eau %	44,3	45,6	43,9	43,9	42,5	42,6	17,6	17,6
Moyenne	44,9	43,9	43,9	43,9	42,5	42,6	17,6	17,6

L.L. = 43,6%

L.P. = 17,6%

I.P. = 26%

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Laboratoire

Date

Manipulateur

Région

Matériau étudié : 6

profondeur : 5,70 ÷ 6,50m

Affaire

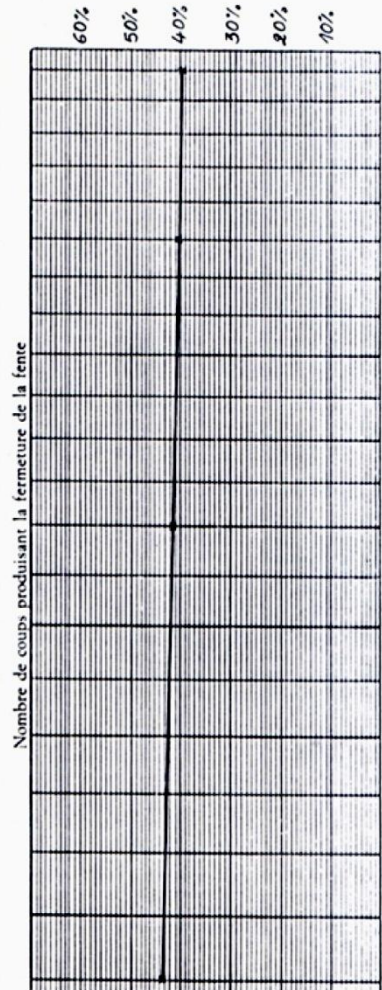
N° d'affaire

	LIMITE DE LIQUIDITE										LIMITE DE PLASTICITE		
	15	15	23	23	30	30	35	35	35	35	69	70	72
Nombre de coups	15	15	23	23	30	30	35	35	35	35	69	70	72
Numero du réceptent	53	54	56	57	60	63	64	66	66	66	14,11	14,253	13,940
Poids humide + Tare	18,921	18,646	18,603	17,993	19,560	18,267	17,458	17,69	17,69	17,69	13,756	13,826	13,552
Poids sec + Tare	16,656	17,219	16,456	16,020	17,280	16,401	15,760	15,949	15,949	15,949	11,370	11,352	11,339
Tare = Poids du réceptent	11,475	11,620	11,292	11,288	11,788	11,664	11,501	11,557	11,557	11,557	0,415	0,427	0,388
Poids d'eau	2,265	2,427	2,147	1,973	2,280	1,866	1,698	1,741	1,741	1,741	2,386	2,474	2,213
Poids de sol sec	5,181	5,599	5,164	4,732	5,616	4,613	4,259	4,392	4,392	4,392	17,4	17,2	17,5
l'eneur en eau	43,7	43,3	41,6	41,6	40,6	40,4	39,9	39,6	39,6	39,6			
Moyenne	43,	5 %	41,6 %	41,6 %	40,5 %	40,4 %	39,9 %	39,7 %	39,7 %	39,6 %			

I. L. = 41,3 %

L. P. = 17,36 %

I. P. = 24 %



LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Laboratoire

Date

Matériau étudié : \neq

profondeur : 6,65 ÷ 7,00m

Manipulateur

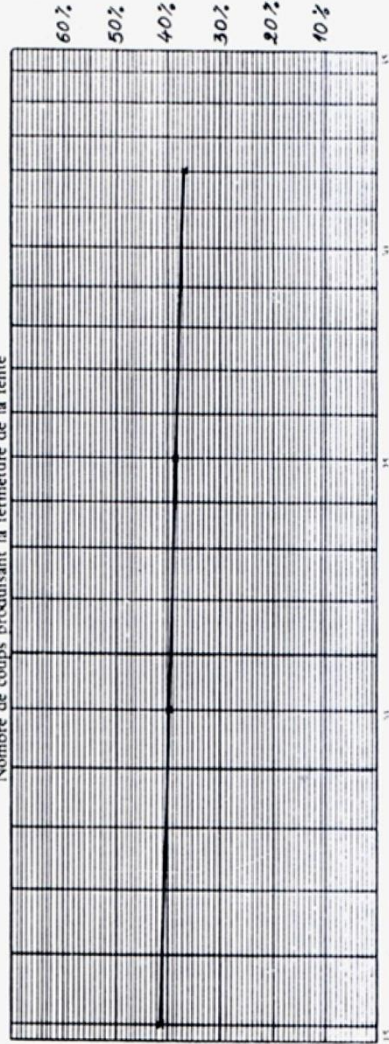
Région

Affaire

N° d'affaire

	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE	
	15	20	25	30	35	93	68
Nombre de coups	15	20	25	30	35	93	68
Numéro du récipient	17	84	82	45	57	13,323	13,097
Poids humide + Tare	28,415	20,350	19,058	24,012	20,974	12,941	12,728
Poids sec - Tare	25,858	17,726	17,582	16,759	18,087	10,588	10,522
Tare = Poids du récipient	19,635	10,556	10,655	10,981	10,341	0,382	0,369
Poids d'eau	2,557	2,975	2,768	2,299	2,877	2,353	2,206
Poids de sol sec	6,223	7,170	6,927	5,778	6,981	16,2	16,2
Teneur en eau	41,1	41,5	39,9	39,8	38,5	16,36%	16,36%
Moyenne	41,3	39,8	38,5	36,7	36,8		

Nombre de coups produisant la fermeture de la fente



L.L. = 38,5%

L.P. = 16,36%

I.P. = 22,14%

LIMITES D'ATTERBERG

N° de la demande

Laboratoire

Date

Manipulateur

Région

Affaire

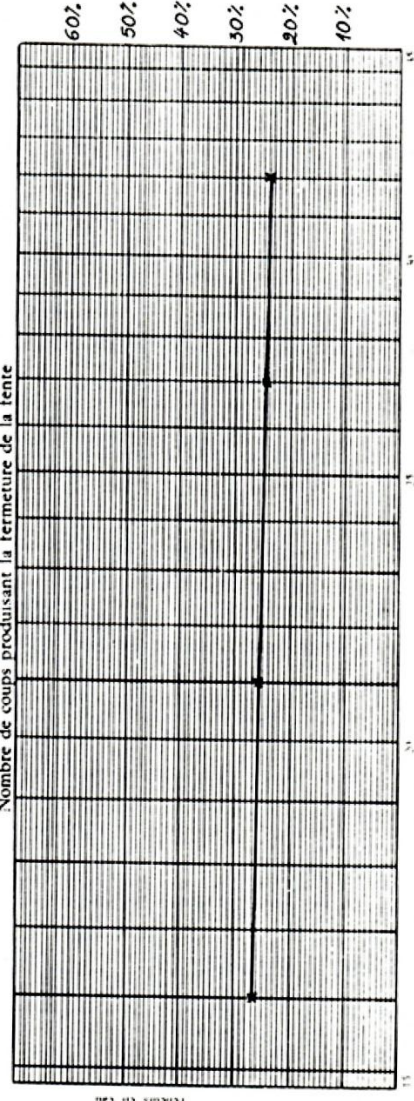
N° d'affaire

Matériau étudié : 8

profondeur : 7,00 ÷ 7,30m

	LIMITE DE LIQUIDITE										LIMITE DE PLASTICITE		
	16	16	21	21	27	27	32	32	32	32	82	78	93
Nombre de coups	16	16	21	21	27	27	32	32	32	32	82	78	93
Numéro du récipient	45	77	74	74	57	57	84	84	54	54	13,520	13,881	13,045
Poids humide + Tare	31,231	22,814	21,120	21,642	22,443	21,185	20,519	20,519	22,136	22,136	13,134	13,545	12,714
Poids sec + Tare	28,807	20,395	18,977	19,529	20,239	19,108	18,611	20,166	20,166	20,166	10,640	11,343	10,589
Tare = Poids du récipient	19,791	14,337	10,654	11,375	11,272	10,638	10,637	11,670	11,670	11,670	0,386	0,336	0,331
Poids d'eau	2,424	2,479	2,143	2,113	2,204	2,077	1,908	2,030	2,030	2,030	2,494	2,202	2,125
Poids de sol sec	9,016	9,058	8,323	8,154	8,967	8,470	7,954	8,436	8,436	8,436	15,5	15,2	15,6
Teneur en eau	26,9	26,7	25,7	25,9	24,6	24,5	24,5	24,1	24,1	24,1			
Moyenne	26,8	26,8	25,8	25,8	24,5	24,5	24,0	24,0	24,0	24,0			

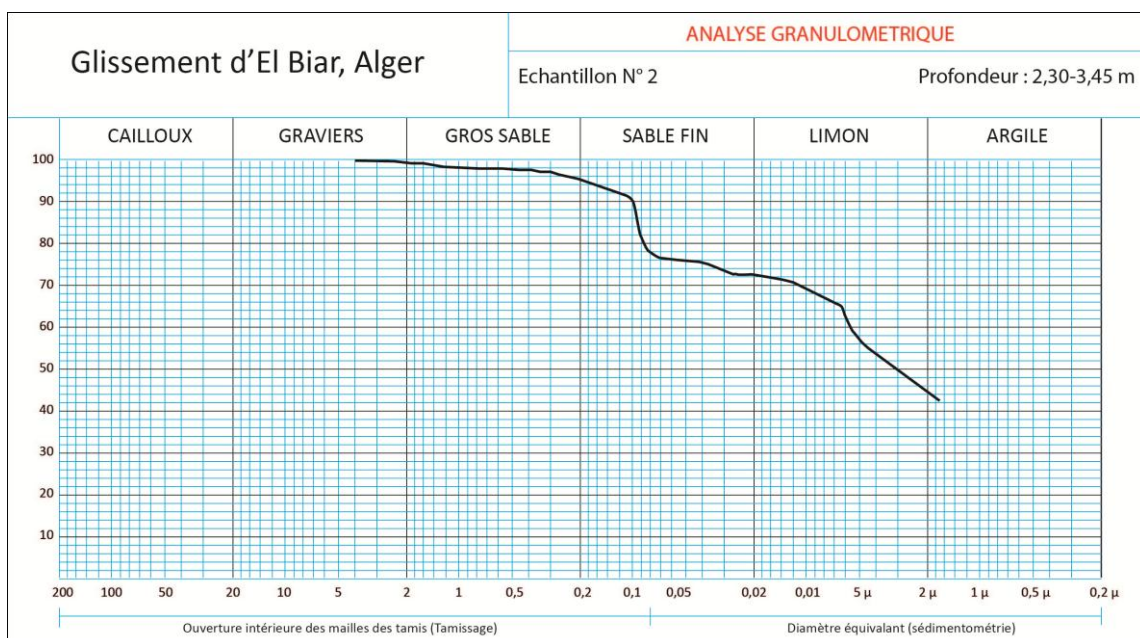
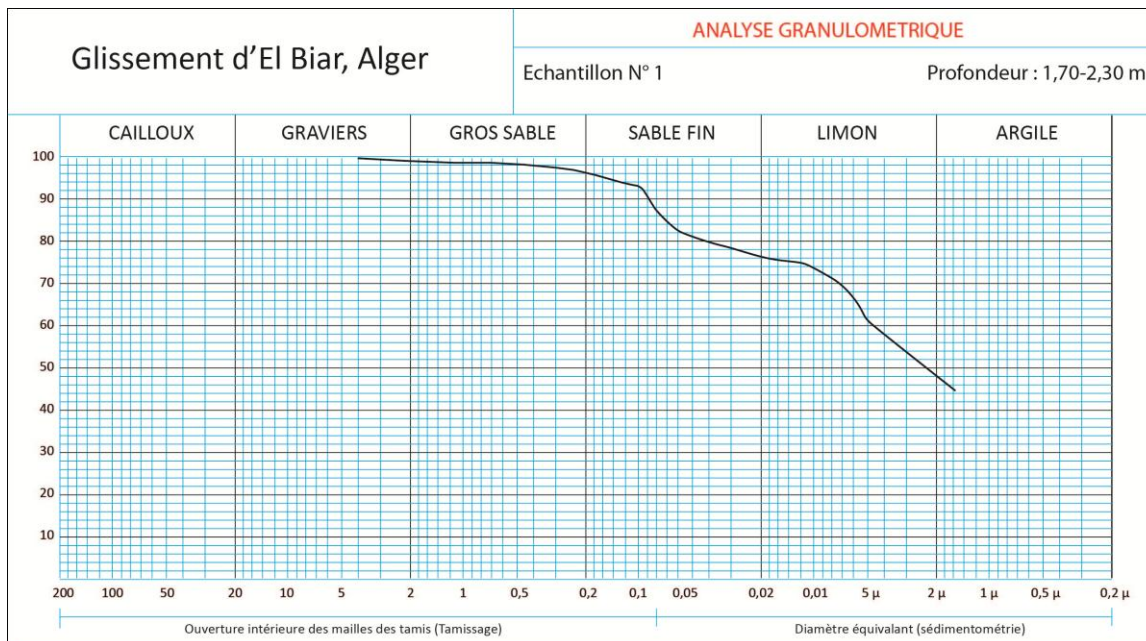
Nombre de coups produisant la fermeture de la fente

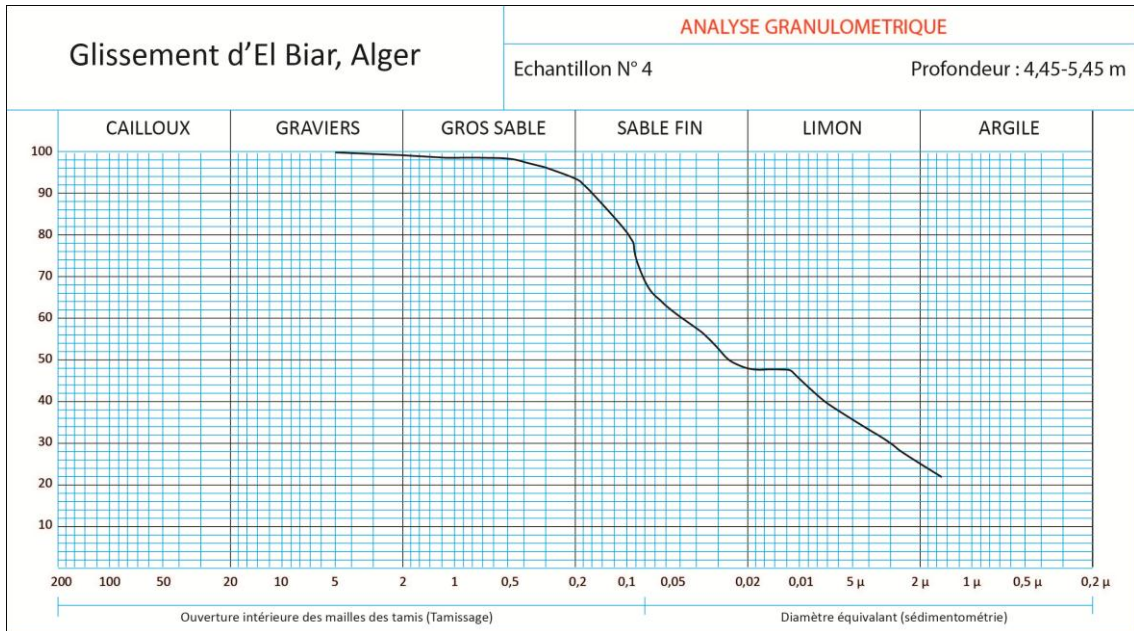
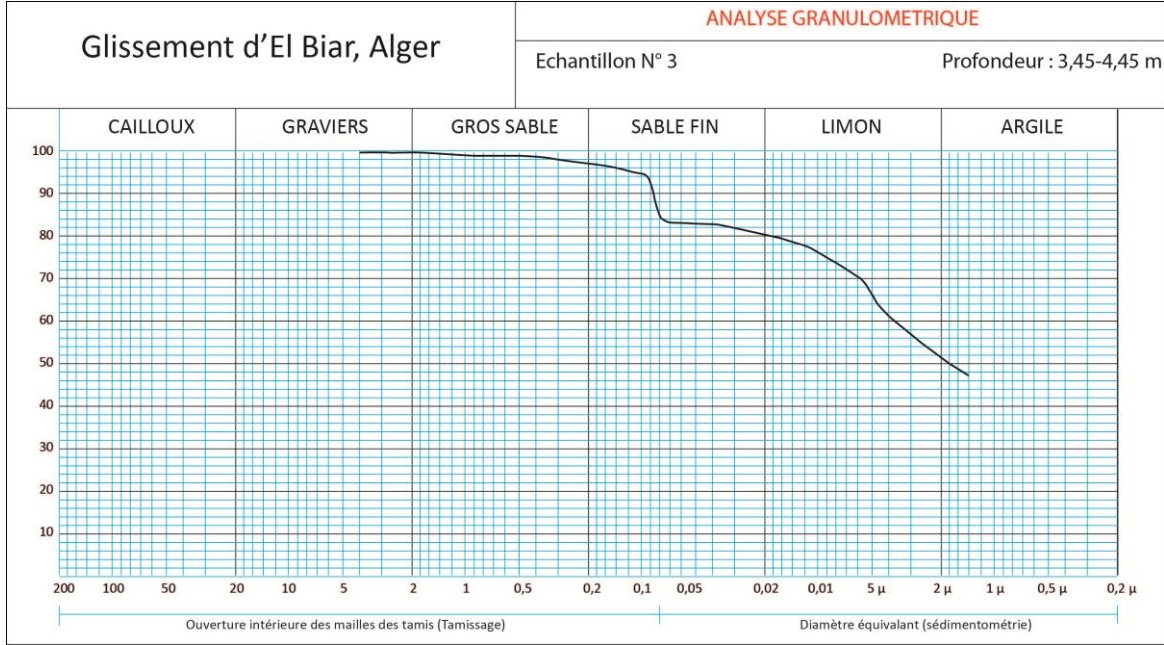


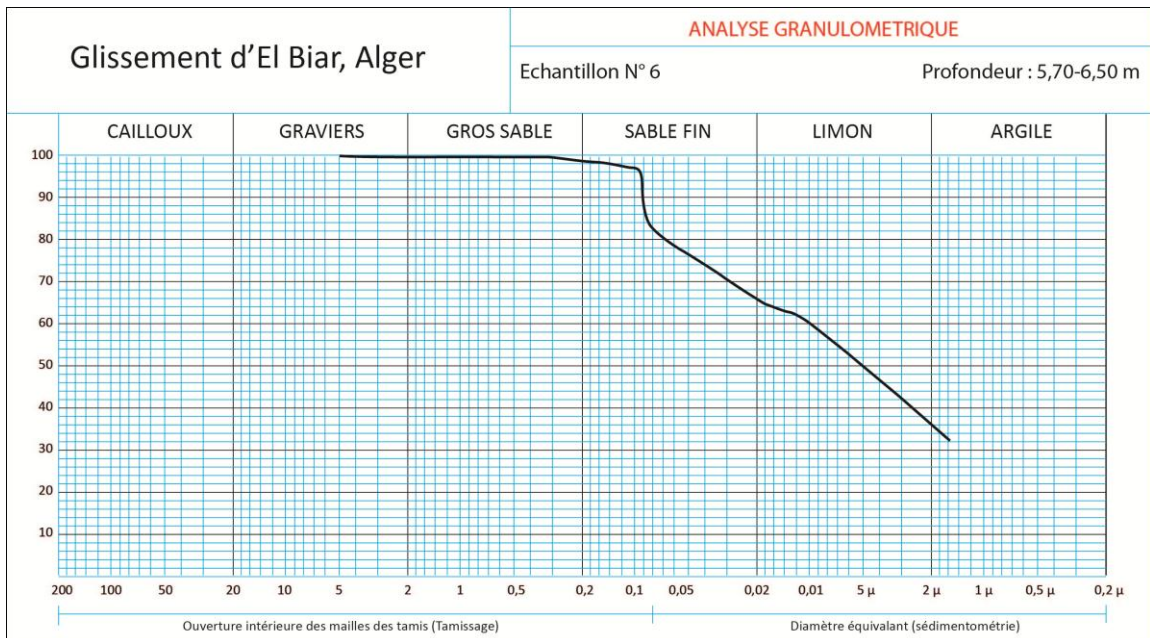
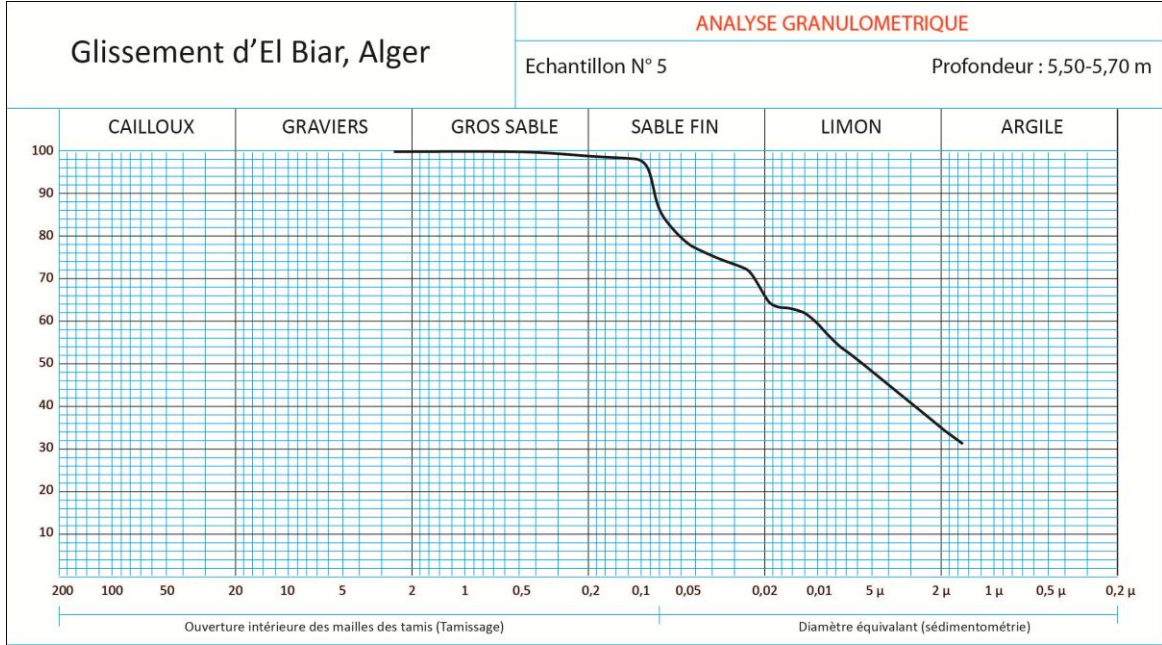
L.L. = 25 %
 L.P. = 15,43 %
 I.P. = 09,57 %

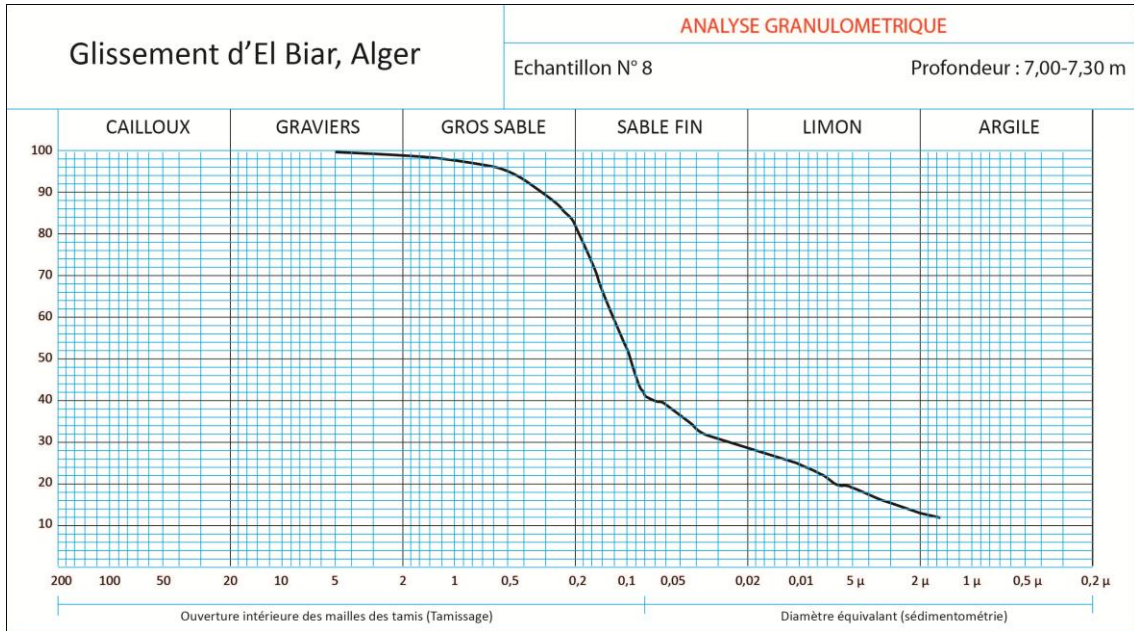
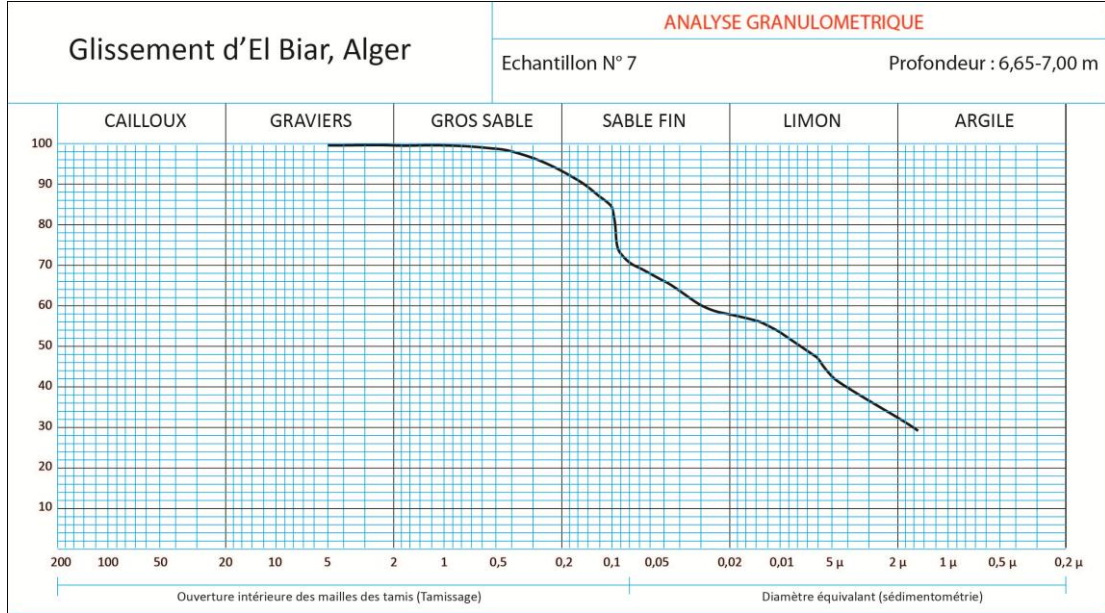
Annexe 4

Courbes granulométriques (tamisage et sédimentométrie)







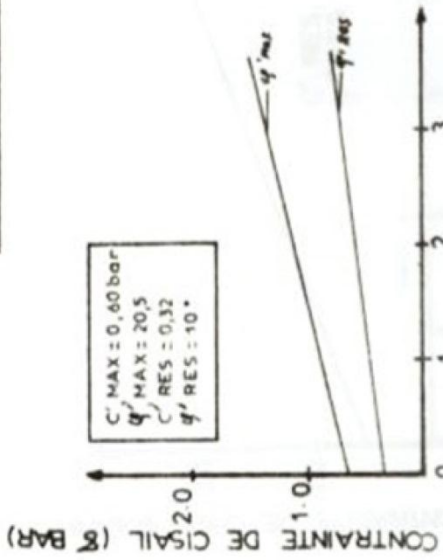


Annexe 5

Paramètres mécaniques résiduels (essai de cisaillement alterné)

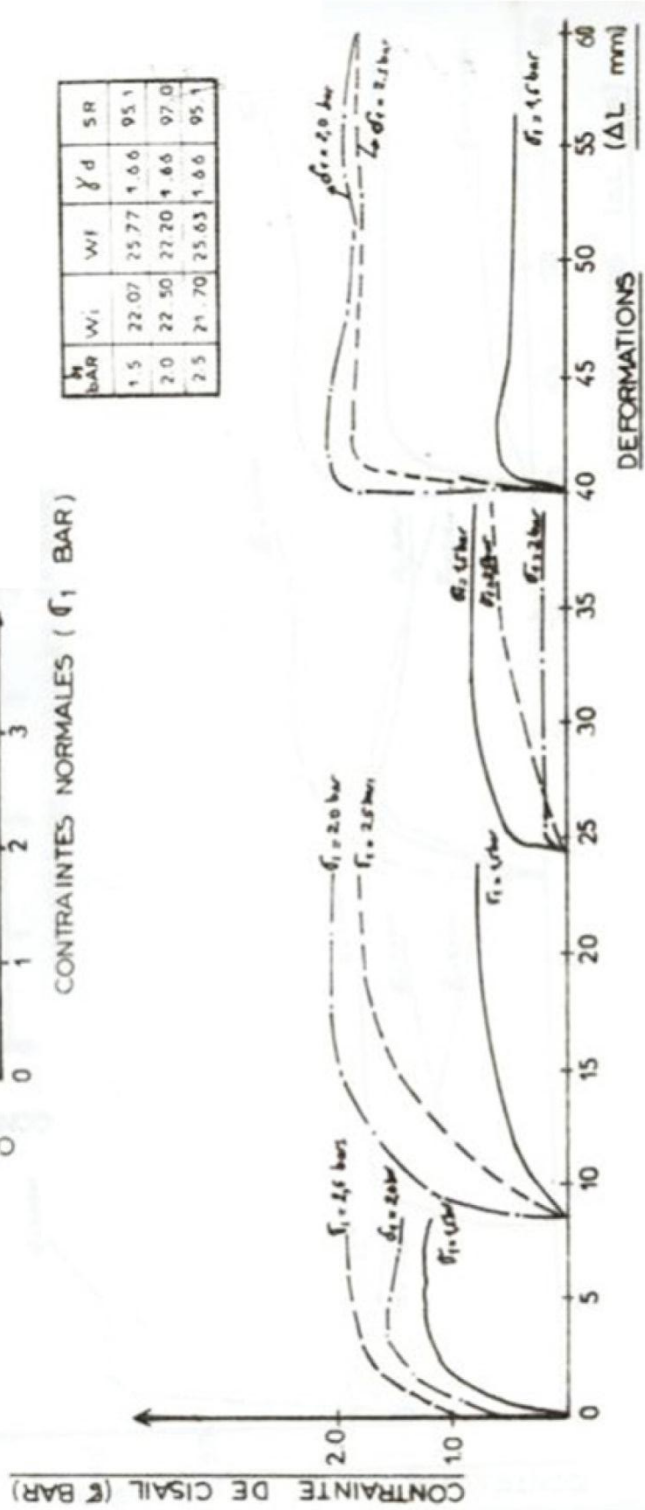
ESSAI DE CISAILEMENT ALTERNE

TELEMLY S N°2
 PROFONDEUR, 740 775 M
 VITESSE DE RUPTURE: 3.2 Y/mn
 VITESSE DE PALIER: 16 Y/mn
 NATURE: Marne Beige Compacte
 ESSAI SATURE CONSOLIDE



CONTRAINTES NORMALES (σ_1 BAR)

σ_1 BAR	W_i	W_f	γ_d	SR
1.5	22.07	25.77	1.66	95.1
2.0	22.50	27.20	1.66	97.0
2.5	21.70	25.63	1.66	95.1



ESSAI DE CISAILLEMENT ALTERNE

TELEMLY S:2

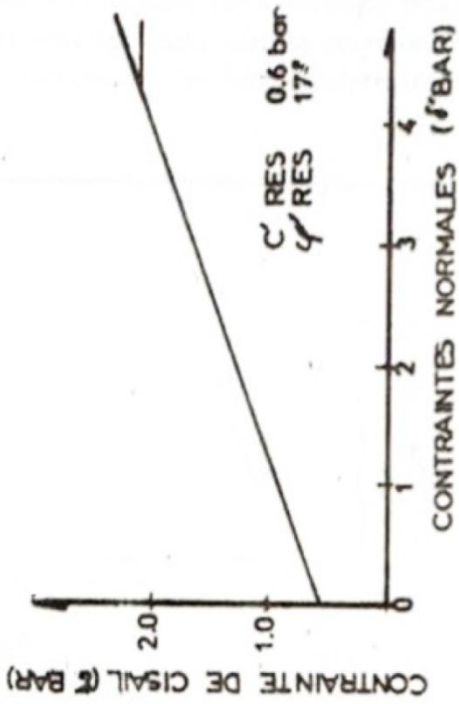
PROFONDEUR: 13.00 - 13.65 M

VITESSE DE RUPTURE: 3.2 1/4/min

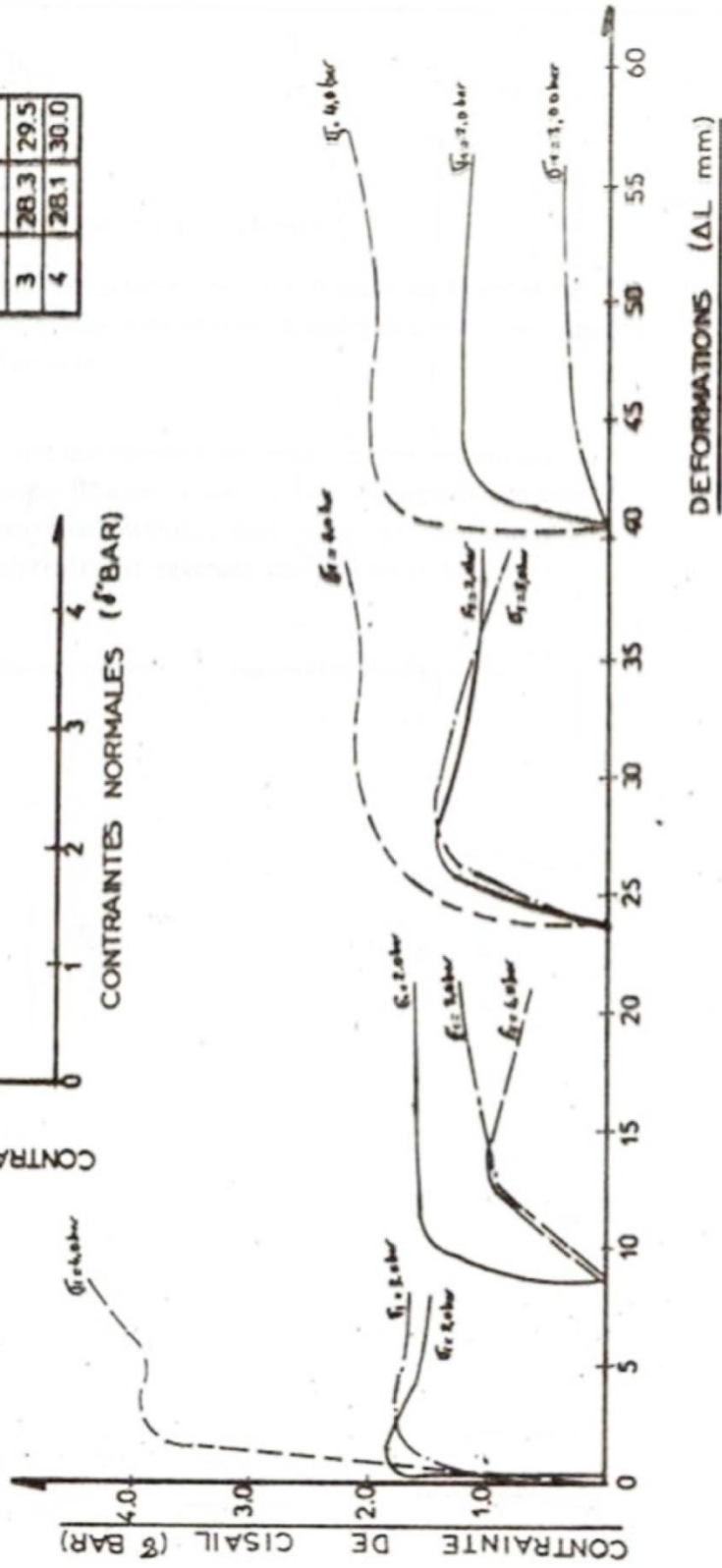
VITESSE DE PALIER: 16 1/4/min

NATURE: ARGILE MARNEUSE

ESSAI SATURE CONSOLIDE



σ' bar	w _s	w _f
2	28.1	31.0
3	28.3	29.5
4	28.1	30.0



Annexe 6

Résultats de l'analyse numérique par TALREN 4



Figure A 6.1 - Coefficient de sécurité F_s initial , sans rabattement de nappe (avec séisme et surcharges).

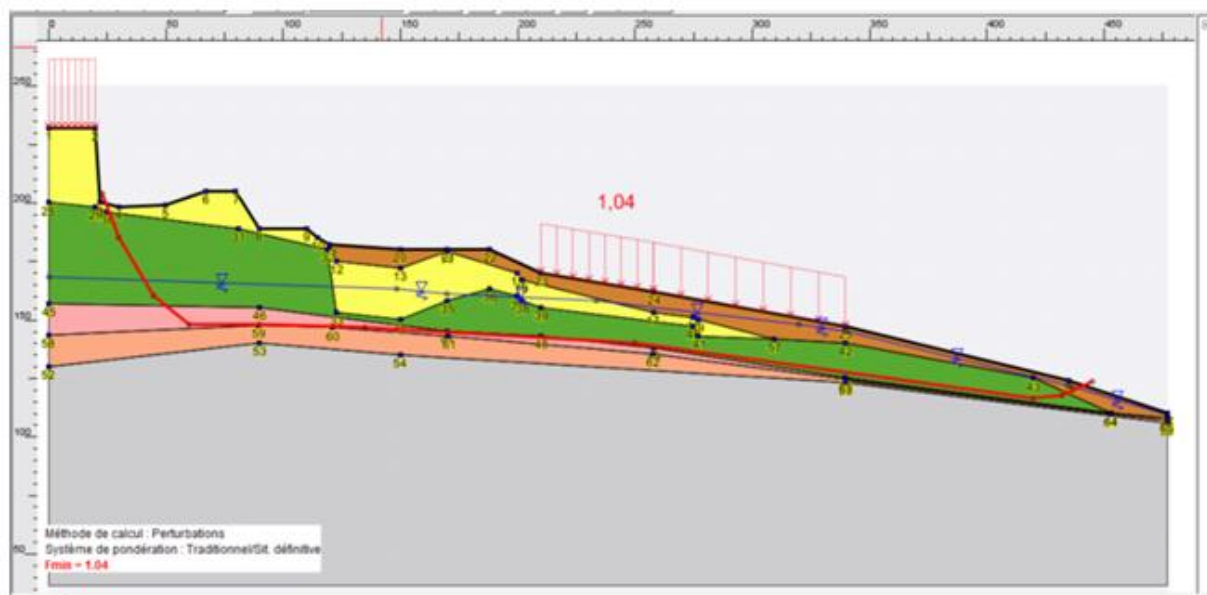


Figure A 6.2 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 1 m (avec séisme et surcharges).

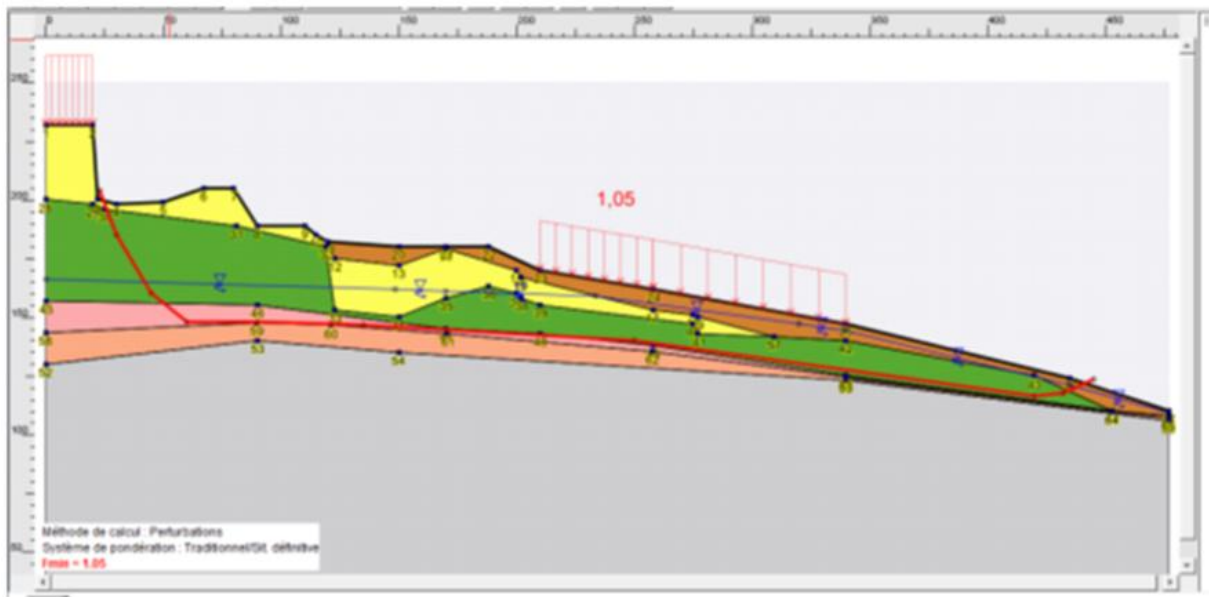


Figure A 6.3 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 2 m (avec séisme et surcharges).



Figure A 6.4 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 3,5 m (avec séisme et surcharges).

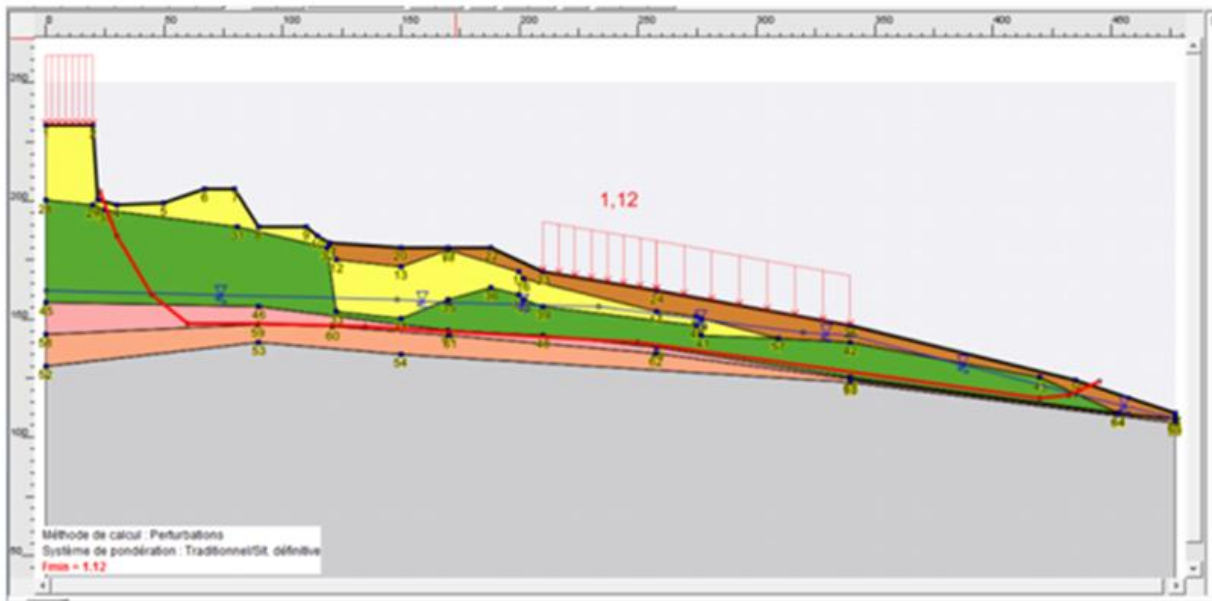


Figure A 6.5 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 4,5 m (avec séisme et surcharges)

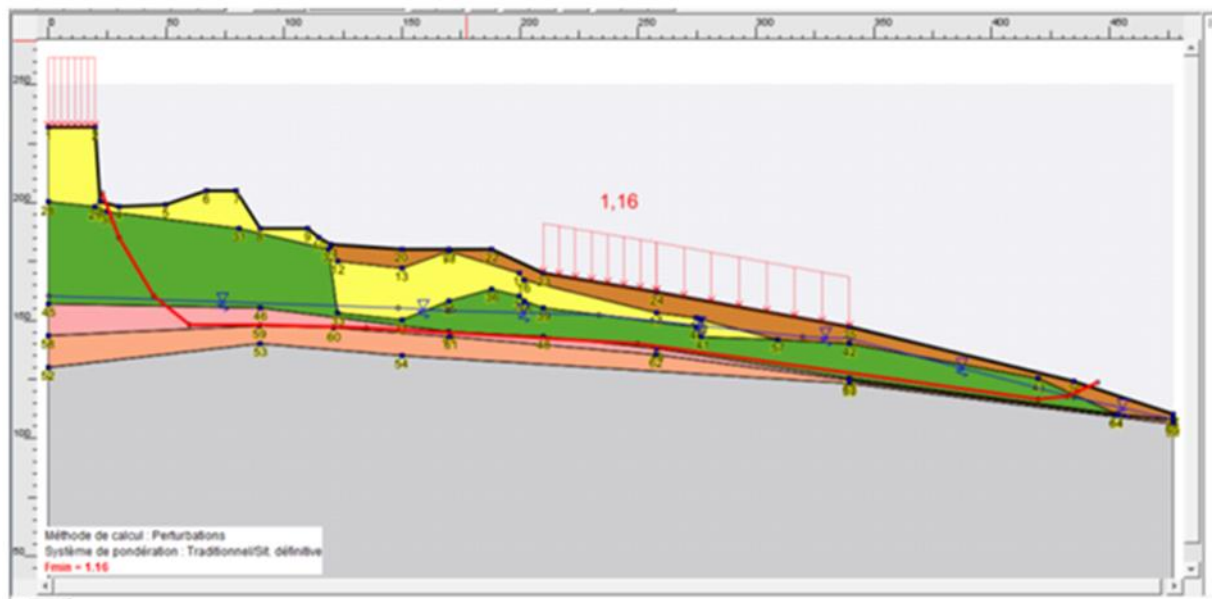


Figure A 6.6 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 5,5 m (avec séisme et surcharges).

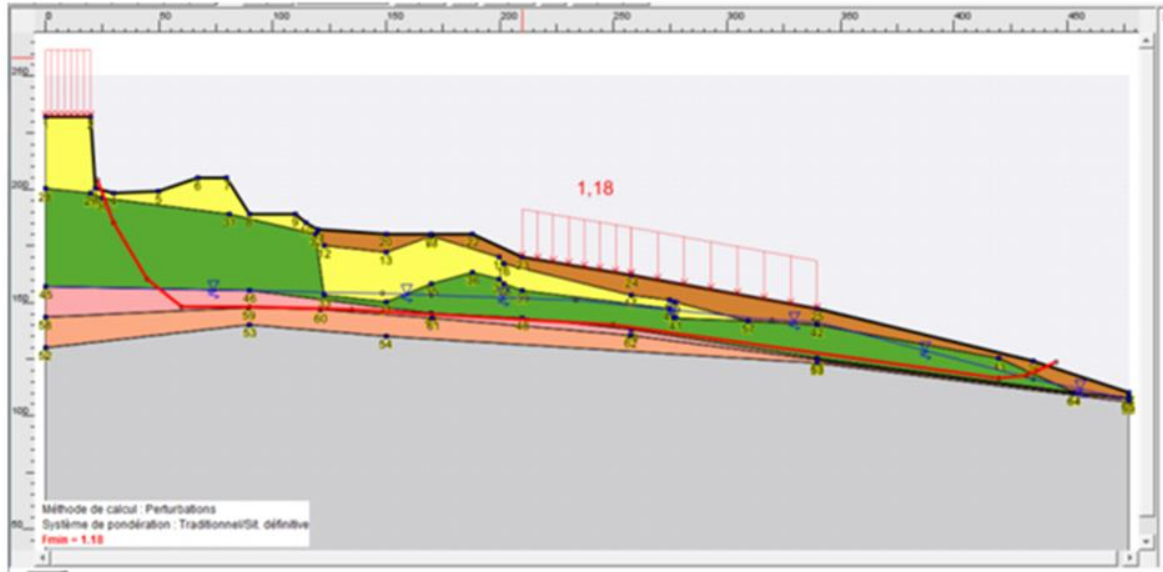


Figure A 6.7 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 7,5 m (avec séisme et surcharges).



Figure A 6.8 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 8,5 m (avec séisme et surcharges).

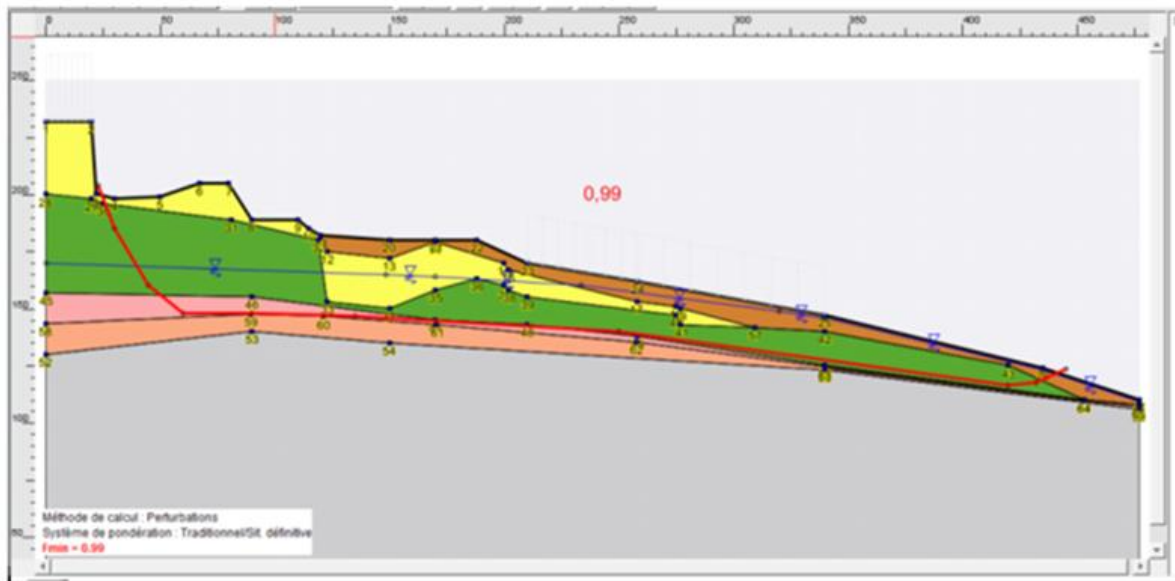


Figure A 6.9 - Coefficient de sécurité F_s initial sans rabattement de la nappe (avec séisme et sans surcharges).

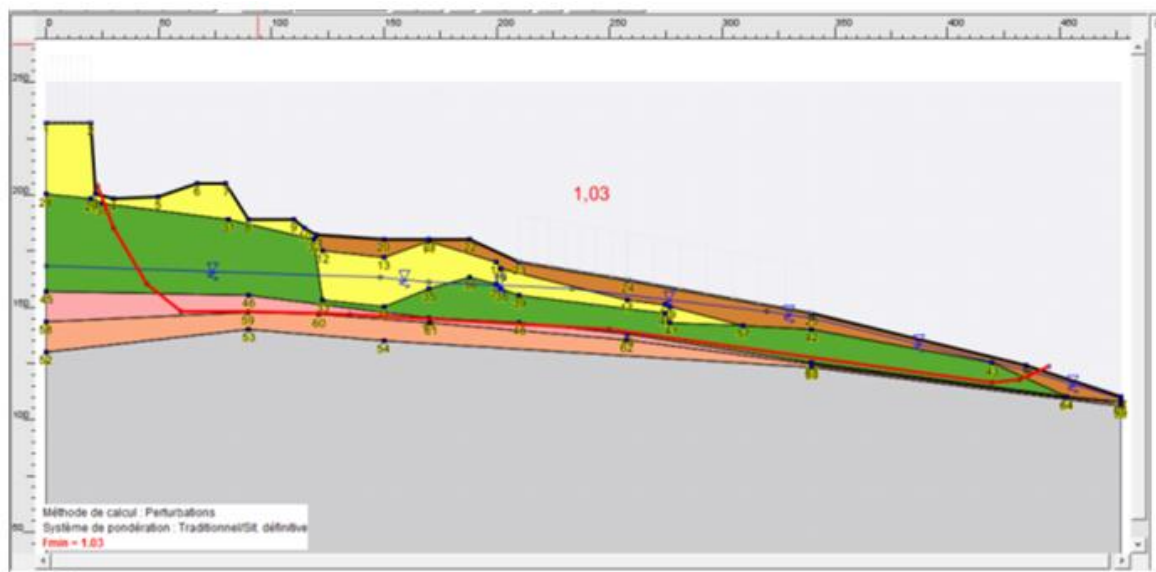


Figure A 6.10 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 1 m (avec séisme et sans surcharges).

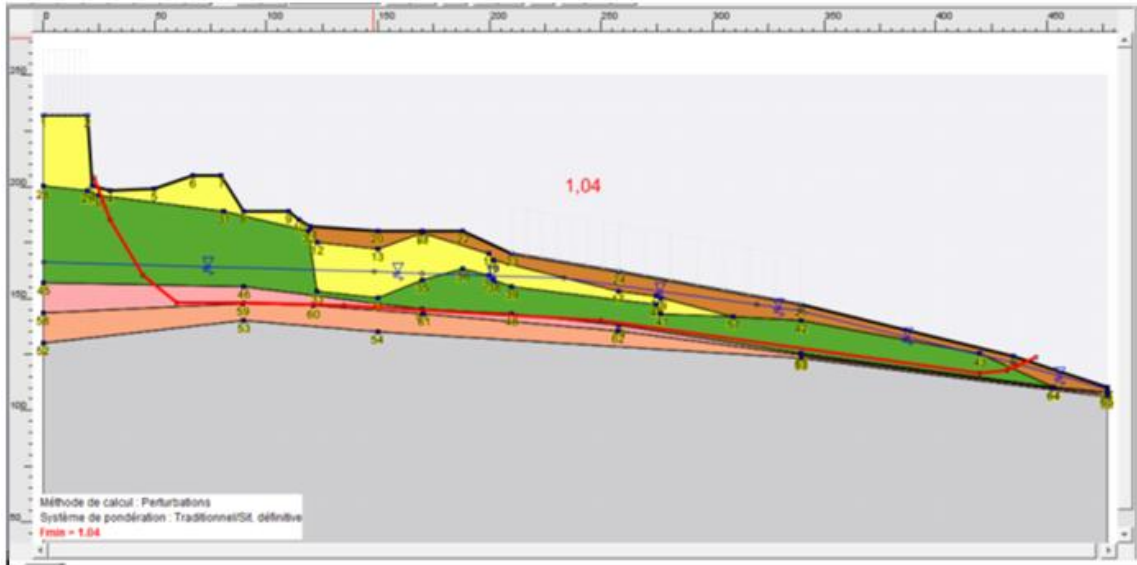


Figure A 6.11 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 2 m (avec séisme et sans surcharges).

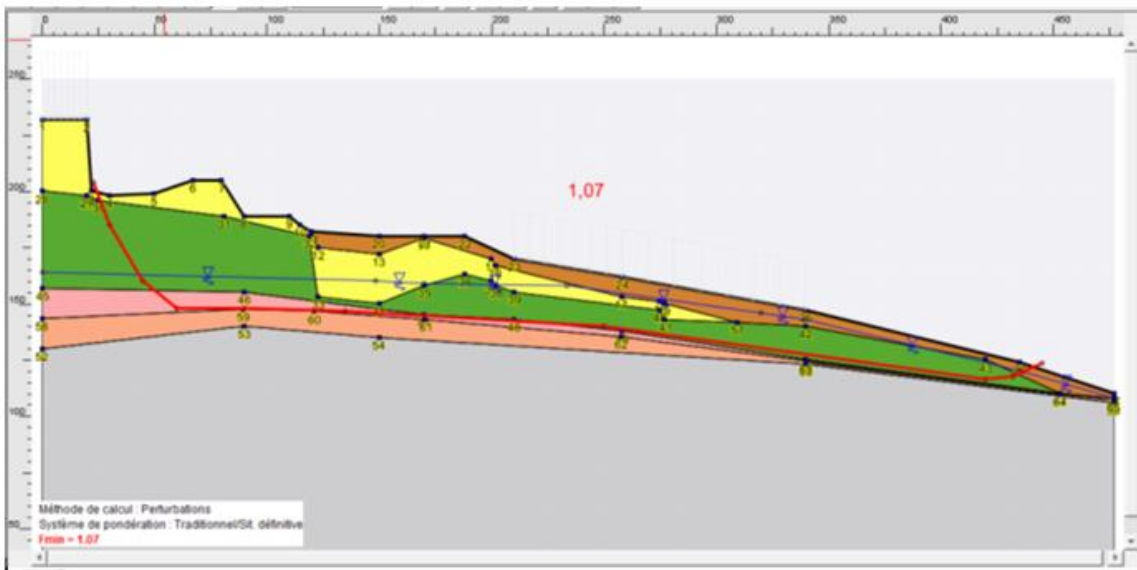


Figure A 6.12 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 3,5 m (avec séisme et sans surcharges).



Figure A 6.13 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 4,5 m (avec séisme et sans surcharges).

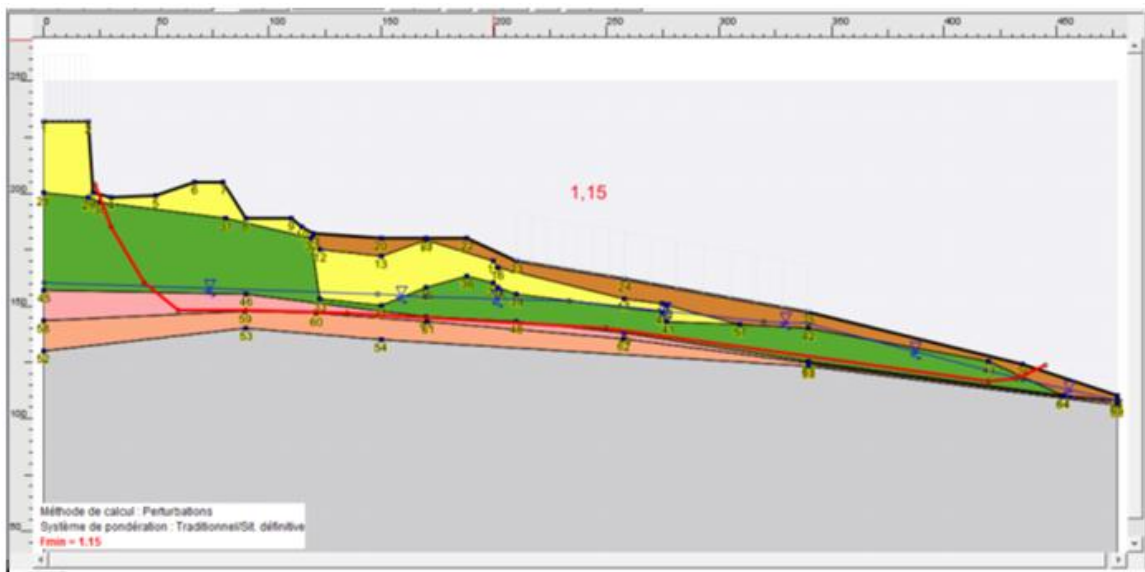


Figure A 6.14 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 5,5 m (avec séisme et sans surcharges).



Figure A 6.15 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 7,5 m (avec séisme et sans surcharges).

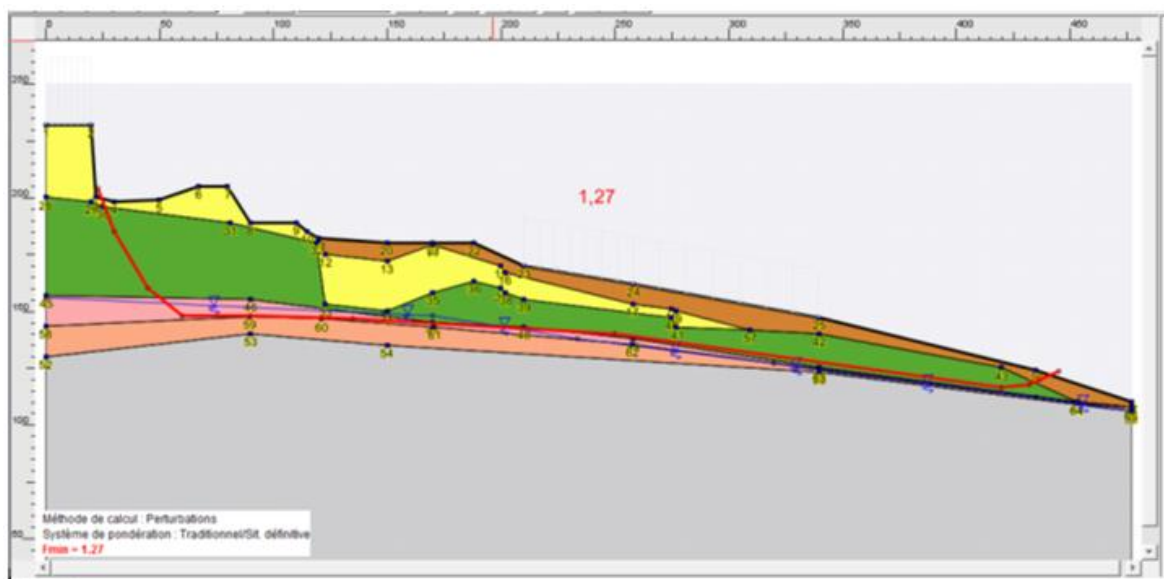


Figure A 6.16 - Coefficient de sécurité F_s pour un rabattement moyen de la nappe de 8,5 m (avec séisme et sans surcharges).

Annexe 7

Implantation, profondeurs de rupture et courbes de déformation des inclinomètres.

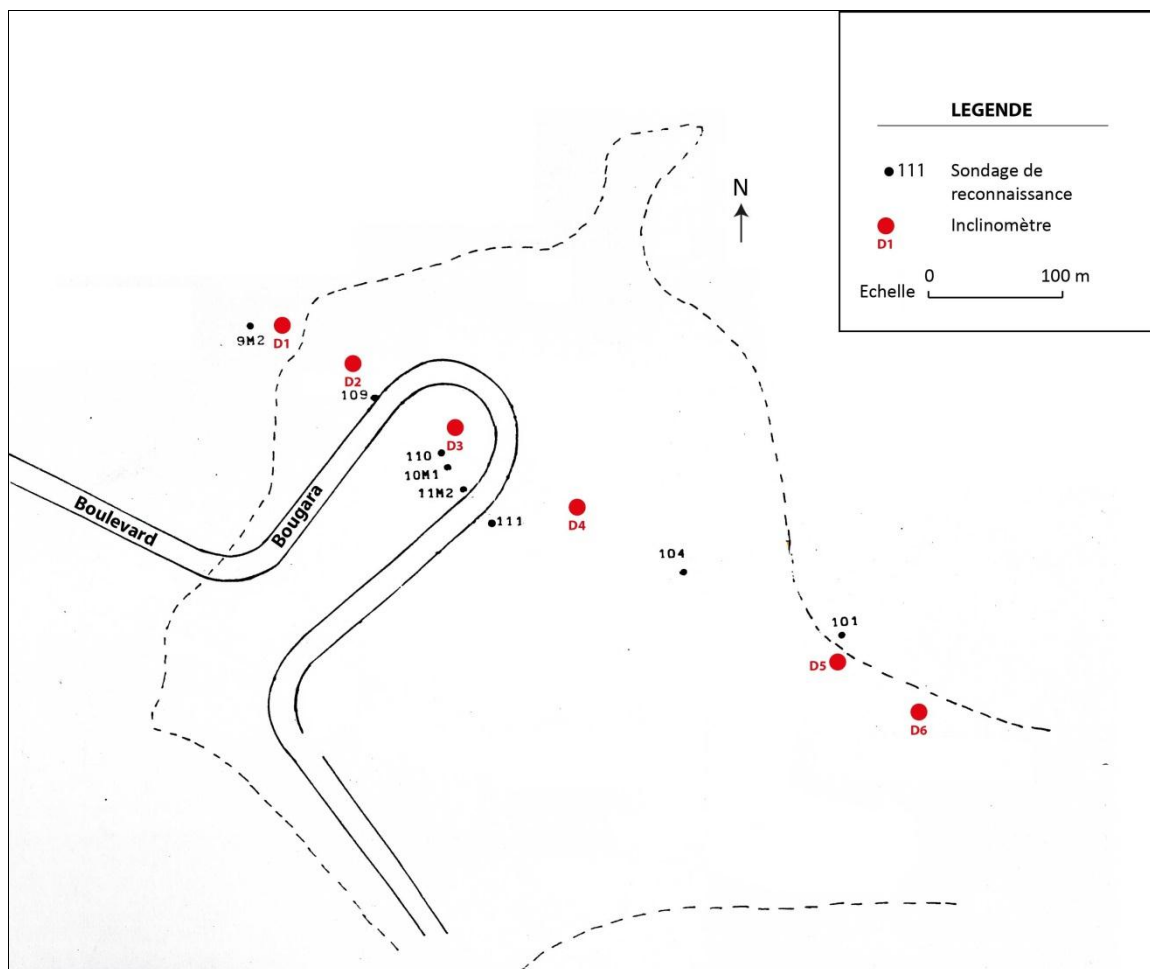


Figure A 7.1 - Implantation des inclinomètres.

Tableau A 7 - Profondeurs de rupture des inclinomètres (S.E.I., 1981)

N° de l'inclinomètre	Profondeur du forage (m)	Profondeur de rupture (m)
D1	112	----
D2	57	53
D3	37	28
D4	28	21
D5	24	12
D6	13	6

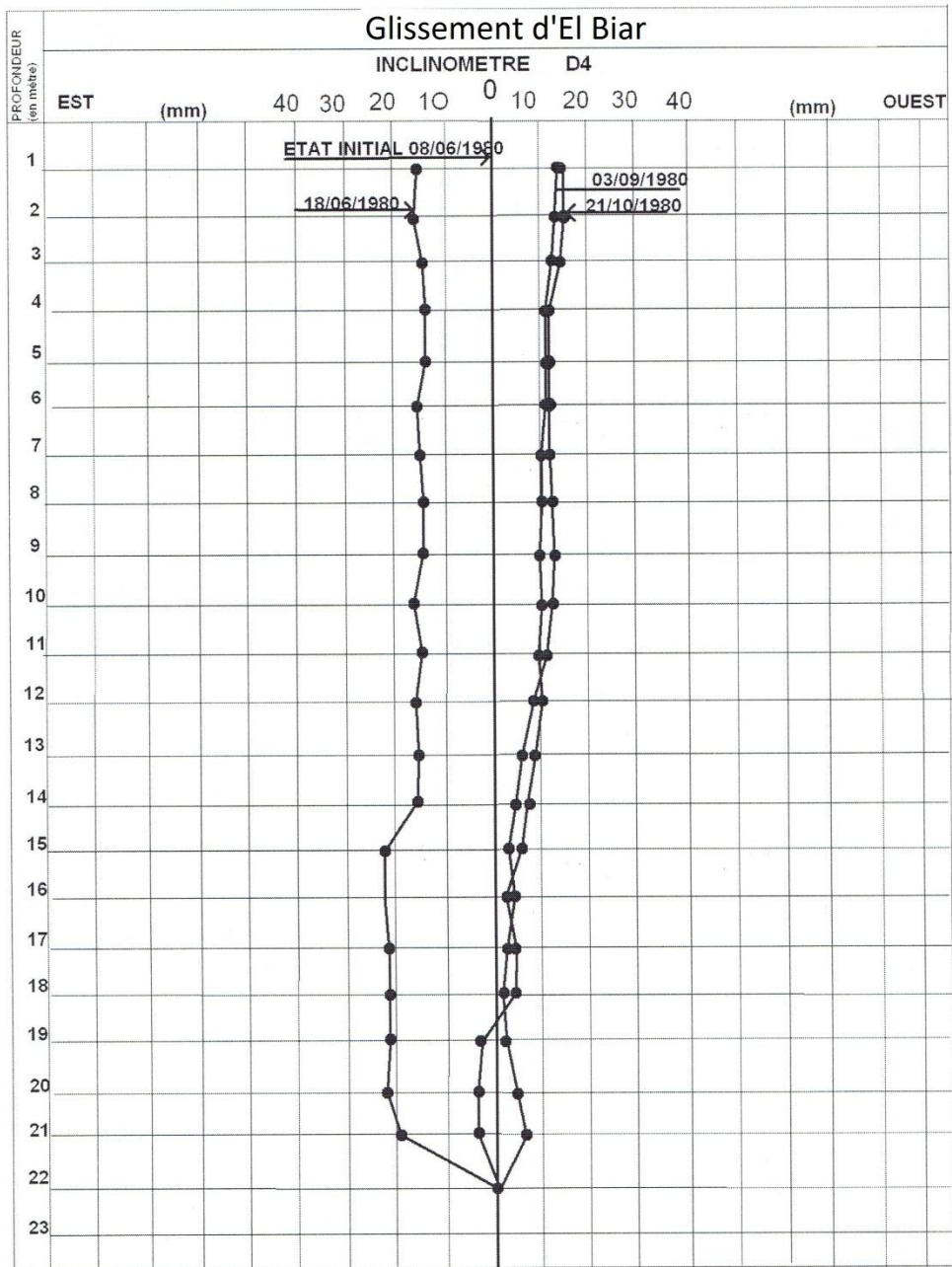


Figure A 7.2 – Courbe de déformation de l'inclinomètre D4 (Est-Ouest).

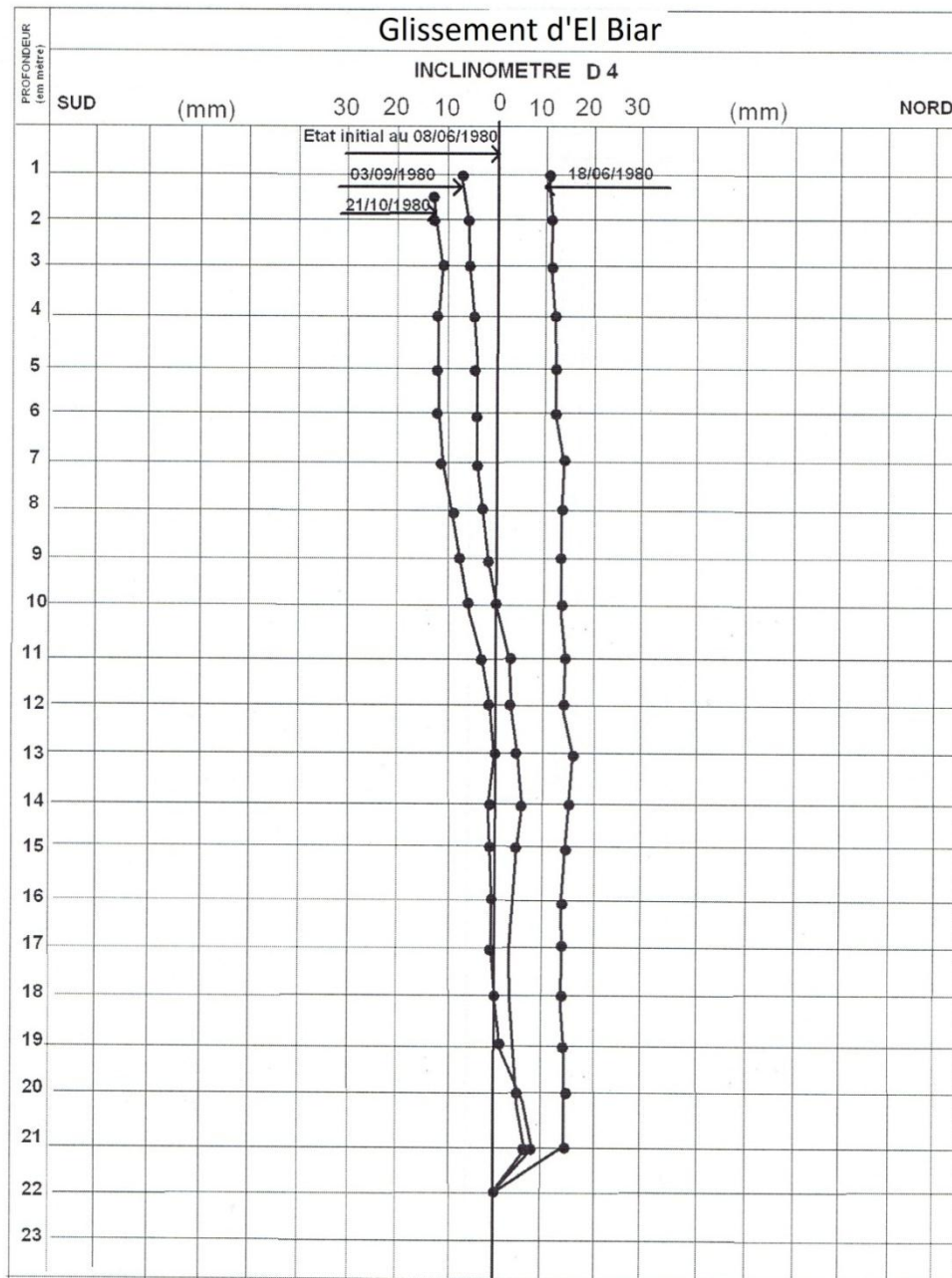


Figure A 7.3 – Courbe de déformation de l’inclinomètre D4 (Nord-Sud).

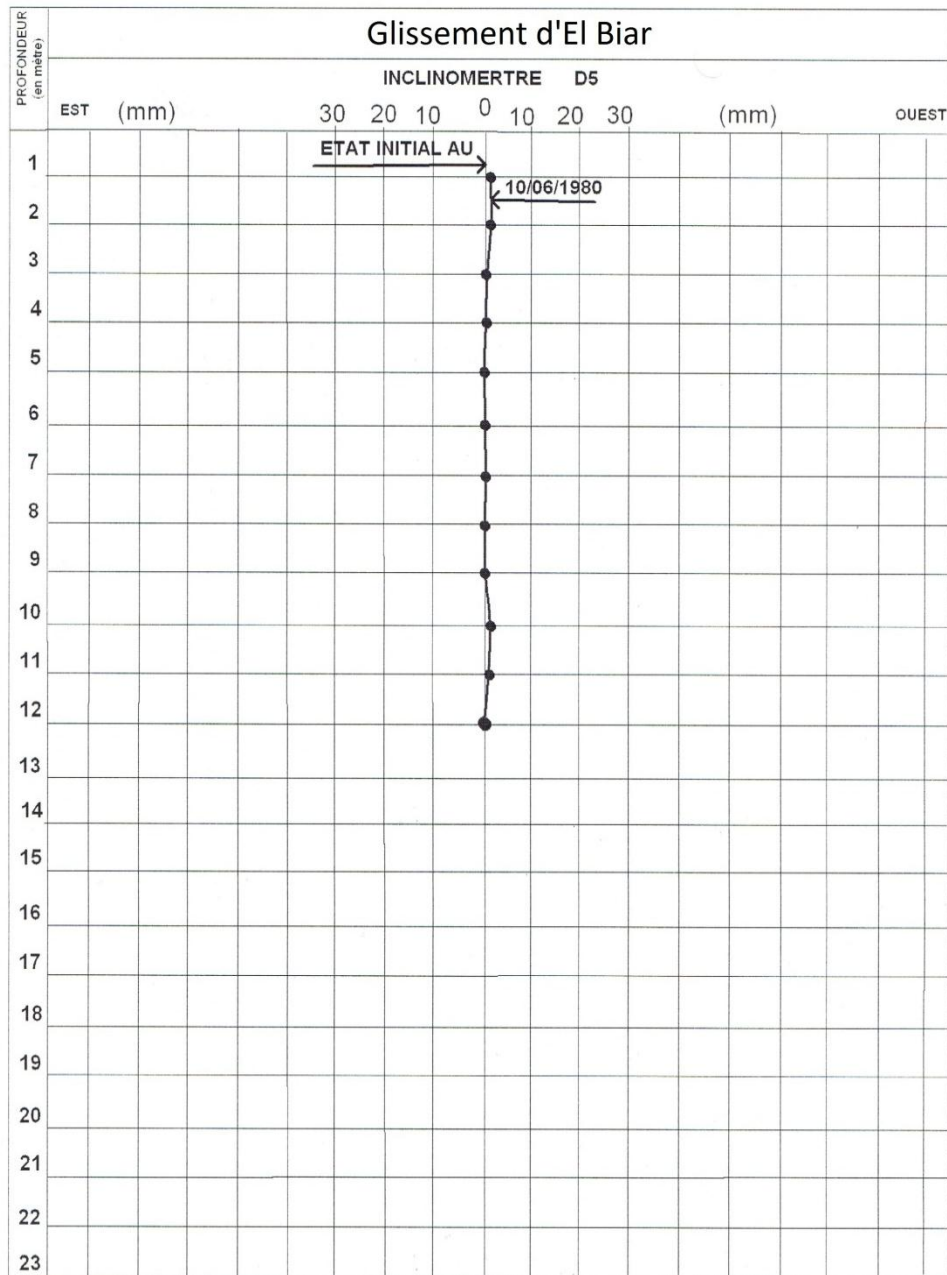


Figure A 7.4 – Courbe de déformation de l'inclinomètre D5 (Est-Ouest).

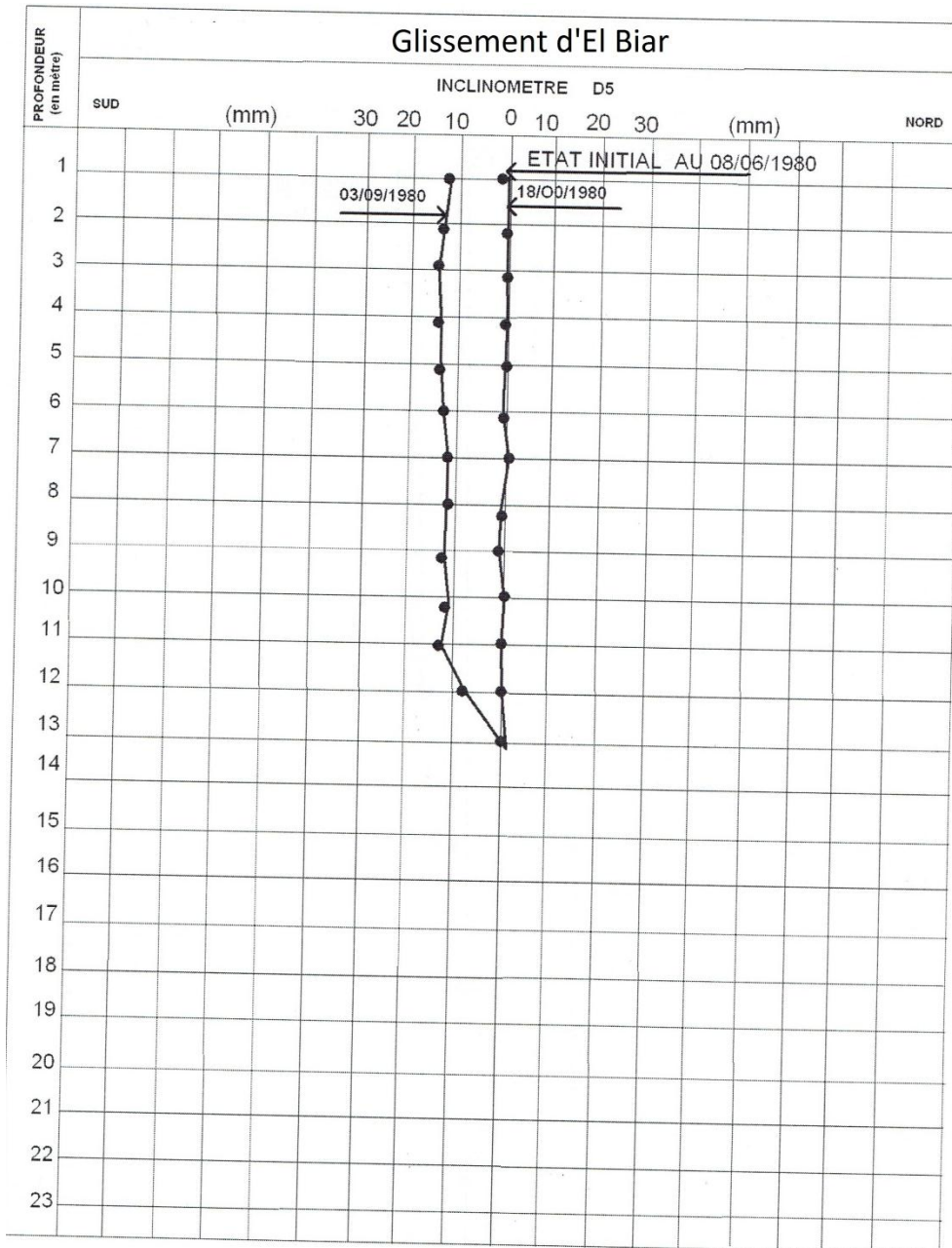


Figure A 7.5 – Courbe de déformation de l’inclinomètre D5 (Nord-Sud).

Annexe 8

Travaux de drainage réalisés en 1945-1946.

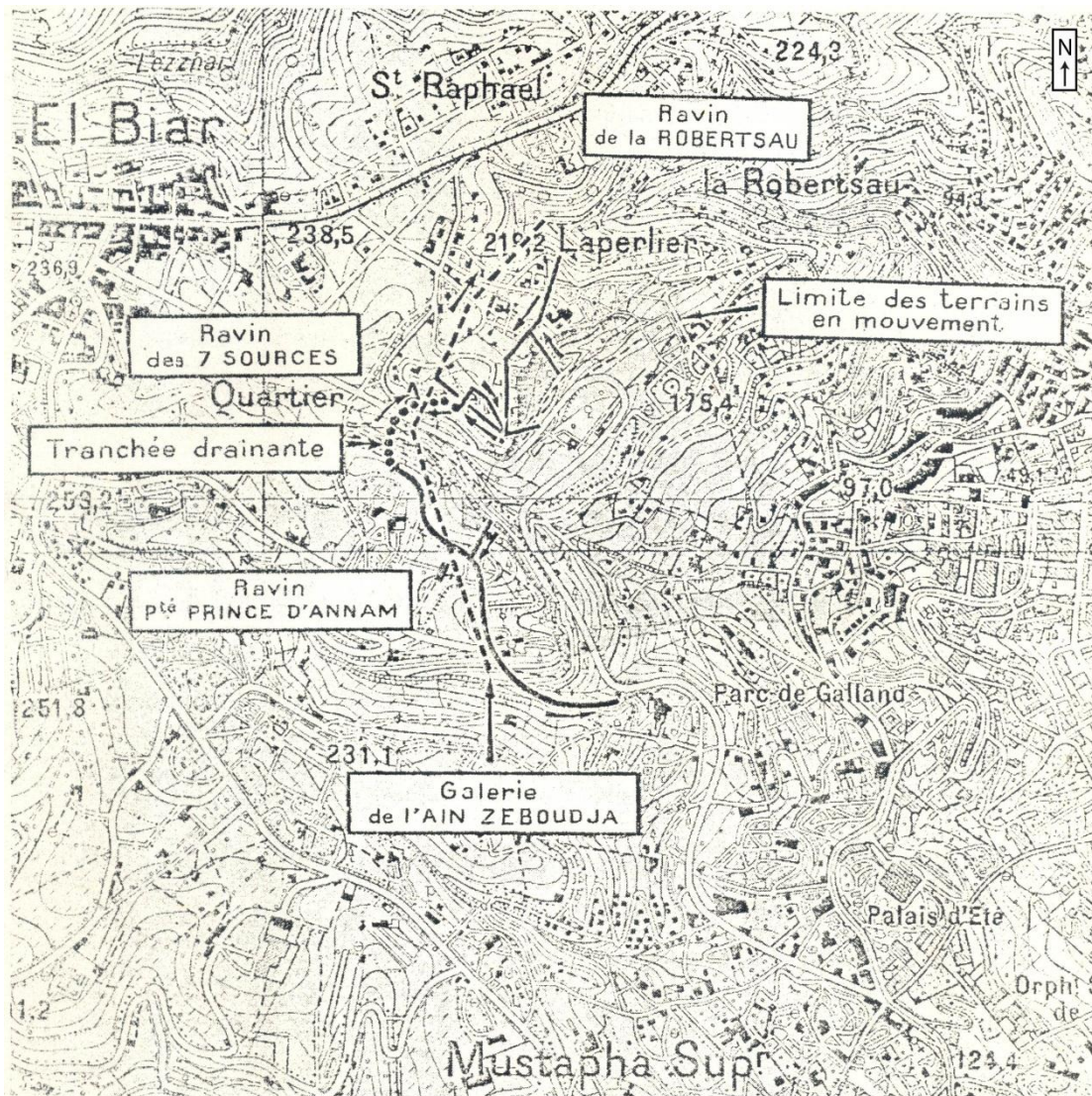


Figure A 8.1 – Plan général des ouvrages de drainage (Tailhan, 1948).

