RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE POPULAIRE ET DÉMOCRATIQUE
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement
(LGEA)

THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil **Option : Géotechnique**

THÈME

Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

Présentée par

DJERBAL Lynda

Soutenue publiquement le 01 juillet 2013 devant le jury composé de :

AIT TAHAR Kamal	Professeur, UMMTO	Président
MELBOUCI Bachir	Professeur, UMMTO	Rapporteur
BAHAR Ramdane	Professeur, USTHB	Examinateur
BOUAFIA Ali	Professeur, Université de Blida	Examinateur
DJEMAI Mohamed	Maitre de conférences A, UMMTO	Examinateur
DUBOIS Laurent	Chef d'unité au CETE de Lyon, France	Invité

Années universitaire 2012-2013

Remerciements

Cette thèse est le résultat de recherches effectuées au Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon Encadreur le Professeur MELBOUCI Bachir qui m'a offert le privilège de travailler sous sa direction depuis le Master et pendant ces trois années de doctorat. Je tiens à le remercier également pour m'avoir fait découvrir le domaine des géo-risques, pour m'avoir initiée à la détection et à l'analyse des signes d'instabilité des versants ainsi que pour la qualité de son encadrement, sa rigueur et sa patience sans lesquels je n'aurai jamais pu réaliser ma thèse dans le temps imparti et dans les conditions requises.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude au Professeur BAHAR Ramdane pour toutes les facilités qu'il a mises à ma disposition, en l'occurrence l'accès au matériel du laboratoire, pour m'avoir permis de bénéficier de ses inestimables connaissances scientifiques et techniques, ainsi que pour m'avoir fait part de ses pertinents conseils et remarques qui ont guidé ma recherche. Ainsi, je le remercie encore pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examinera mon modeste travail.

Mes sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance de thèse :

- Monsieur AIT TAHAR Kamal, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté de présider le jury de ma soutenance de doctorat.

- Monsieur BOUAFIA Ali, Professeur à l'université de Blida, qui a accepté d'être un membre du jury de ma soutenance de thèse.

- Monsieur DJEMAI Mohamed, Maître de conférences classe (A) à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'être l'un des examinateurs de ma thèse de doctorat. Je le remercie également pour ses conseils et ses orientations.

- Monsieur DUBOIS Laurent, Chef d'unité au Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) de Lyon (France), pour l'intérêt particulier qu'il porte aux études des instabilités qui affectent la Wilaya de Tizi-Ouzou ainsi que pour toutes les remarques pertinentes qu'il a soulevées dans le courrier qu'il nous a envoyé.

Je tiens à remercier tous les membres du Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) pour leurs aides et encouragements ainsi que pour leurs remarquables qualités humaines et sociales que j'ai eu à apprécier pendant ces années de recherche.

Je tiens à remercier particulièrement :

- Monsieur HAMZA Ali pour m'avoir permis d'améliorer mon niveau en anglais et pour avoir corrigé le résumé de cette thèse.

- Mademoiselle LOUADJ Samia qui m'a permis de bénéficier de son expérience et de ses connaissances ainsi que pour les remarques pertinentes et les critiques constructives dont elle m'a fait part.

- Mademoiselle BELHASSANI Ouarda pour ses conseils pertinents, son aide et son encouragement. Ces qualités humaines et sociales m'ont permis de m'intégrer facilement dans le laboratoire LGEA.

- Mademoiselle ALIMRINA Nassima avec laquelle j'ai apprécié de travailler pendant les séances de préparation des travaux de recherche que nous avons effectués ensemble. Je la remercie également pour son aide et ses encouragements.

- Madame BAIDI Fawzia pour ses remarques et ses conseils pertinents ainsi que pour son soutien.

Mes vifs remerciements vont vers mes amis qui m'ont encouragés et aidés pendant toutes ces années de thèse : GUIROUS Lydia, HARBI Nawel, HARMIM Hassiba, KARA Daya, KEBIRI Fatiha, KHOUDI Ibtissem, KEZMANE Ali, LACHEBI Kamel, MEDJNOUN Amel, SACI Lila, HADDADENE Nacima et BOUDJEMIA Fazia.

Je remercie Monsieur LOUHI Rabah Subdivisionnaire de La Direction du Logement et des Équipements Publics (DLEP) à la Daïra de Tizi-Rached pour m'avoir aidé à accéder à plusieurs données du site instable d'Ain El Hammam.

Permettez-moi de remercier également Monsieur FARHANI Amirouche, ingénieur au Laboratoire GENIE TEST CONTRÔLE de Tizi-Ouzou, pour sa collaboration et ses informations très utiles.

Je remercie également Monsieur CHAOUCHE Ali, directeur technique du Laboratoire GEOMICA ainsi que tous les membres de ce laboratoire, pour les informations et la documentation qu'ils m'ont remises.

Je remercie Monsieur AKLI Saïd de la Direction de l'Urbanisme et de la Construction (DUC) pour les documents qu'il a mis à ma disposition.

J’exprime mes sincères remerciements au Directeur de l’UMP de l’entreprise des Électro-Industries d’Azazga pour m’avoir donné l’autorisation d’utilisé l’appareil microclimat de cette entreprise.

Je remercie également Madame TABET chef du service Laboratoires à l’entreprise des Électro-Industries d’Azazga ainsi que toute son équipe pour m’avoir permis de comprendre le fonctionnement du microclimat et pour m’avoir initié aux normes de son utilisation.

Je remercie les membres du Bureau d’étude CEHTP de Tizi-Ouzou pour leur collaboration et les informations topographiques qu’ils ont mis à ma disposition.

J’adresse mes vifs remerciements au Président de l’assemblée communale de la commune d’Ain El Hammam pour m’avoir permis d’effectuer des prélèvements de roche au niveau du site instable ainsi que pour avoir mis à ma disposition le matériel nécessaire.

J’exprime mes sincères remerciements à Madame OUKACI Inspectrice de l’urbanisme à la commune d’Ain El Hammam pour sa collaboration.

Pour finir, je tien à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribuées à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions, en l’occurrences, mes parents et les membres de ma familles qui ont mis à ma disposition tous les moyens matériels et financiers nécessaires. Je souhaite exprimer mes sincères remerciements à mon frère Smaïl qui m’a accompagné à toutes les visites que j’ai effectuées au site instable et qui a pris d’énormes risques en accédant à des endroits dangereux de ce site.

Table des matières

Remerciements

Liste des indices i

Liste des figures vi

Liste des tableaux xiv

INTRODUCTION GÉNÉRALE 2

Chapitre I : Méthodes de prévision et d'évaluation de la stabilité des versants naturels

I.1. Quelques définitions 8

I.2. Techniques d'évaluation et de surveillance de l'évolution du mouvement des versants naturels 9

I.3. Évaluation de la stabilité des versants 14

I.3.1.Méthodes d'évaluation des risques d'instabilités des versants 14

I.3.2. Méthodologie générale pour l'évaluation du risque..... 15

I.4. Méthodes d'analyse de la stabilité des versants..... 18

I.4.1. Calculs à la rupture..... 19

I.4.1.1. Méthodes des blocs 19

I.4.1.2. Méthodes des tranches 19

I.4.1.3. Méthodes probabilistes et logique floue 24

I.4.1.4. Méthodes en trois dimensions..... 25

I.4.1.5. Limitations des méthodes de calcul à la rupture (équilibre limite) 25

I.4.2. Les méthodes numériques d'analyse de la rupture des versants 26

I.4.3. méthodes énergétiques 27

I.5. Méthodes de prévision de l'évolution du mouvement des versants instables 27

I.5.1. Prise en compte du déplacement dans les méthodes à la rupture 28

I.5.2. prévision de l'évolution des mouvements à partir de séries de données cinématiques 29

I.5.2.1. Méthodes de prévision de la date de rupture 29

I.5.2.2. Limitations des méthodes de prévision de la date de rupture 34

I.5.2.3. Méthodes de prévision des mouvements 34

I.5.2.4. Limitations des méthodes de prévision de l'amplitude des mouvements 39

I.5.3. Prévision à partir de modèles orientés sur la cause hydraulique 39

I.5.3.1. Le modèle proposé par Bouchelaghem (1987) 40

I.5.3.2. Le modèle de prévision proposé par Gervreau (1991) 40

I.6. Conclusion 43

Chapitre II : Caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

II.1. Historique du mouvement de terrain d'Ain El Hammam 45

II.2. Les conditions majeures à la formation du glissement de terrain d'Ain El Hammam 46

II.2.1. Cadre géologique 46

II.2.1.1. Cadre géologique de la région 46

II.2.1.2. Cadre géologique local 47

II.2.2. Description géomorphologique 48

II.2.3. Cadre climatique et hydrogéologique 50

II.2.3.1. Cadre climatique 50

II.2.3.2. Hydrologie du site 54

II.2.4. Sismicité de la région d'Ain El Hammam 55

II.3. Causes du déclenchement et de l'activité du glissement de terrain d'Ain El Hammam 56

II.3.1. Facteurs passifs 56

II.3.1.1. Les facteurs géologiques 56

II.3.1.2. Les facteurs morphologiques 61

II.3.1.3. Hydrologie du site 61

II.3.2. Facteurs actifs 61

II.3.2.1. L'action climatique 62

II.3.2.2. Facteurs anthropiques 62

II.3.2.3. L'effet de la sismicité de la région 63

II.4. Les phases d'évolution du mouvement de terrain d'Ain El Hammam 63

II.4.1. Période de 1969 à 2005 64

II.4.2. Période de 2005 à 2008 66

II.4.3. Période de novembre 2008 à avril 2009 67

II.4.4. Période de juillet 2009 à juin 2010 69

II.4.5. la période de 2010 à ce jour 72

II.5. Conclusion 73

Chapitre III : Cartographie et suivi du glissement de terrain d'Ain El Hammam

III.1. Définition d'un système d'information géographique (SIG) 75

III.2. Choix du logiciel à utiliser pour la réalisation du SIG 76

III.3. Le Système d'Information Géographique réalisé sous MapInfo 77

III.3.1. Calage des cartes disponibles 77

III.3.2. Construction des couches vectorielles 77

III.3.2.1. Digitalisation des courbes de niveau 77

III.3.2.2. Les réseaux hydrographiques 78

III.3.2.3. Les sondages carottés 79

III.3.2.4. Les profils sismiques 80

III.3.2.5. Les profils Géo-radar 80

III.3.3. Semi des repères topographiques mobiles 81

III.3.4. Construction d'une base de données pour la table « données topographiques.TAB » 82

III.4. Le suivi du glissement de terrain 84

III.4.1. L'étude cinématique 85

III.4.1.1. le suivi topographique 85

III.4.1.2. Le suivi inclinométrique 90

III.4.2. Le suivi piézométrique 90

III.4.3. Discussion des résultats du suivi 91

III.5. Conclusion 94

Chapitre IV : Description morphologique et hydro-climatique du glissement de terrain d'Ain El Hammam

IV.1. Description géomorphologique du glissement 96

IV.1.1. Les indices morphologiques observés sur le versant d'Ain El Hammam 96

IV.1.2. Les pathologies observées sur les ouvrages 105

IV.1.2.1. Les bâtiments APC/CNEP (bâtiments 14, 15 et 19) 105

IV.1.2.2. Immeubles Timssiline 105

IV.1.2.3. Immeuble Taleb Ghozali (menuiserie) 106

IV.1.2.4. Immeuble Taleb Ahcène 107

IV.1.2.5. L'école des garçons (école primaire) 108

IV.1.2.6. Les immeubles APC/CNEP N° 11 et 12 109

IV.2. Étude hydro-climatique de l'instabilité 109

IV.2.1. Interprétation de l'évolution du mouvement pendant la période 2006-2008 111

IV.2.2. Interprétation de l'évolution du mouvement pendant la période 2008-Avril 2009 111

IV.2.3. Interprétation du mouvement pendant la période 2009-2012 112

IV.2.4. Évolution spatiale du glissement d'Ain El Hammam 112

IV.3. Étude des mécanismes de déformation du versant et détermination des limites du glissement 113

IV.3.1. Le mécanisme M1 113

IV.3.2. Le mécanisme M2 113

IV.3.3. Le mécanisme M3 114

IV.4. Détermination de la structure du mouvement 115

IV.4.1. Rupture (1) 116

IV.4.2. Rupture (2) 116

IV.4.3. Rupture (3) 116

IV.4.4. Rupture (4) 116

IV.4.5. Rupture (5) 116

IV.4.6. Rupture (6) 117

IV.5. Conclusion 118

Chapitre V : Cartographie et gestion du potentiel de risque et de l'aléa dus au glissement de terrain d'Ain El Hammam

V.1. Évaluation et cartographie de l'aléa dû au mouvement de terrain 120

V.1.1. Évaluation du potentiel de risque d'une rupture brusque I_{risque} 120

V.1.1.1. Description des facteurs du modèle d'évaluation du risque 120

V.1.2. Évaluation du potentiel de risque 130

V.1.2.1. Les combinaisons de risque observées dans le site instable 131

V.1.2.2. La cartographie du risque 133

V.1.3. La densité de l'urbanisation 135

V.1.4. Évaluation des niveaux de l'aléa observés dans le site étudié 136

V.1.4.1. Le niveau d'aléa très faible 137

V.1.4.2. Le niveau d'aléa faible 137

V.1.4.3. Le niveau d'aléa moyen 138

V.1.4.4. Le niveau d'aléa fort 138

V.1.4.5. Le niveau d'aléa très fort 138

V.2. La gestion du risque de glissement de terrain 141

V.2.1. La réalisation d'un système de drainage 142

V.2.1.1. Le raccordement des réseaux d'assainissement 142

V.2.1.2. La réalisation d'un drainage superficiel 142

V.2.1.3. La réalisation d'un drainage subhorizontal 143

V.2.2. La réalisation d'un suivi de la cinématique du mouvement 143

V.2.3. Évacuation progressive des habitants du centre-ville d'Ain El Hammam 143

V.3. Conclusion 145

Chapitre VI : Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

VI.1. Méthodologie et justification du choix du logiciel 147

VI.1.1. L'étude de l'effet des fluctuations de la nappe phréatique sur la stabilité du terrain 147

VI.1.2. L'étude de l'effet conjugué de l'altération du substratum et des fluctuations de la nappe phréatique 147

VI.2. La modélisation du versant d'Ain El Hammam 148

VI.2.1. Choix du profil lithologique 148

VI.2.2. Choix du maillage et des conditions aux limites 154

VI.2.3. Calcul d'un modèle d'éléments finis 158

VI.3. Modélisation de la rupture de 2009 et validation du modèle 159

VI.3.1. Résultats du calcul 159

VI.3.2. Validation du modèle 162

VI.4. Modélisation de la rupture brusque du versant (avec une couche altérée d'une épaisseur de 6 m et une nappe en surface 163

VI.5. Modélisation de la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam 164

VI.5.1. Choix de la série de calcul de la rupture progressive du versant 164

VI.5.2. Résultats de la modélisation de la rupture progressive 168

VI.6. Discutions des résultats 181

VI.7. Conclusion 182

CONCLUSION GÉNÉRALE 183

Références bibliographiques 187

Annexes 196

Annexe A 197

Annexe B 214

Annexe C 221

Liste des indices

Chapitre I : Méthodes de prévision et d'évaluation de la stabilité des versants naturels

PF : Le pas de fracture

RF : Le réseau de fractures

ER : L'écartement et la rugosité des joints

HF : L'humidité des fissures

DIR : La direction structurale par rapport au front

PEN : L'inclinaison des fissures par rapport au front

S : La sensibilité du site

F et F_s : Coefficient de sécurité

R : Rayon du cercle de rupture *(m)*

O : Origine du cercle de rupture

C : Cohésion *(KPa)*

C' : Cohésion effictive *(KPa)*

φ : Angle de frottement *(°)*

φ' : Angle de frottement effectif *(°)*

W : Poids du matériau *(KN)*

u : Pression interstitielle *(KPa)*

L : Longueur *(m)*

h : Hauteur *(m)*

α : Angle d'inclinaison *(°)*

F_f : Coefficient de sécurité de Jumbu et al (1956)

F_f' : Coefficient de Jumbu corrigé

f_0 :	Facteur de correction de la méthode de Jumbu
X, X_1 et X_0 :	Abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture de la méthode de Bell (1969) *(m)*
γ :	Poids spécifique du matériau *(KN/m^3)*
λ et μ :	Paramètres de répartition de contrainte (méthode des perturbations)
σ_F :	Perturbation de la contrainte de Fellenius
T :	Effort tangentiel *(KN)*
N :	Effort normal *(KN)*
τ :	Contrainte tangentielle *(KPa)*
σ :	Contrainte normale *(KPa)*
Ox :	Parallèle à la pente
U :	Le déplacement selon Ox *(m)*
$\frac{d\varepsilon}{dt}$:	Vitesse de déformation dans la phase finale *pour la méthode de SAITO (m/s)*
t :	Temps *(jour)*
t_r :	Temps où se produit la rupture *(jour)*
C et D :	Constantes de Saito (1969)
l_0 :	Distance initiale entre les deux points de mesure *(m)*
ΔY :	Intervalle de temps *(jour)*
ε :	Déplacement *pour la méthode de SAITO (m)*
A et α :	Constantes de la méthode de Méthode de Fukuzono et Voight
$\dot{\varepsilon_r}$:	La vitesse à la rupture *(m/s)*
μ :	Un paramètre constant de la méthode de prévision par ajustement
ε_t :	Bruit blanc
h :	Horizon de la prévision *(jours)*
$Y_n(h)$:	Prévision de la série des n valeurs Y à l'horizon h

n :	Nombre de valeurs contenues dans la série
R :	Corrélation
a_j :	Coefficients de la fonction
k :	Degré du polynôme
W_j :	Coefficient de pondération
e_T :	L'erreur de prévision de la valeur de Y à l'instant t
$a_0^{(0)}$:	La moyenne arithmétique des 2 ou 3 premières observations de la série
α :	Paramètre à optimiser
Q :	La prévision
Q_s :	Débit sortant.
g :	Accélération de la pesanteur *(m/s²)*
C :	Coefficient de performance de l'orifice de vidange.
A_0 :	Aire de l'orifice de vidange *(m²)*
H :	Pseudo hauteur piézométrique (hauteur de remplissage du réservoir) *(m)*
A_r :	Aire du réservoir *(m²)*
P_i :	Les apports d'eau au massif ou quantités infiltrées
$H_{initial}$ (H_0), B :	Paramètres de décharge qui caractérise la perméabilité des terrains
α :	Paramètre de recharge qui caractérise la porosité du versant

Chapitre II : Caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

T:	Température *(C°)*
W_L :	Limite de liquidité *(%)*
I_p :	Indice de plasticité
P_c :	Contrainte de pré consolidation *(KPa)*
C_g :	Coefficient de gonflement

C_c : Coefficient de compressibilité

W : Teneur en eau *(%)*

Chapitre III : Cartographie et suivi du glissement de terrain d'Ain El Hammam

X : Abscisse du point *(m)*

Y : Ordonnée du point *(m)*

Z : Altitude du point *(m)*

T_iT_j : Intervalle de temps entre T_i et T_j *(jour)*

Chapitre V : Cartographie et gestion du potentiel de risque et de l'aléa dus au glissement de terrain d'Ain El Hammam

$I_{aléa}$: Indice d'Aléa

I_{risque} : Indice de risque

I_u : Indice des classes de l'urbanisation

I_i : Indice des classes des signes d'instabilité observés en surface

I_v : Indice des classes des vitesses du mouvement

I_r : Indice des classes des plans de rupture

I_p : Indice des classes du pendage

I_h : Indice des classes de l'hydrologie

Chapitre VI : Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

Phi, φ : Angle de frottement *(°)*

C : Cohésion *(KPa)*

ψ : Angle de dilatation *(°)*

E : Module de Young *(KPa)*

ν :	Coefficient de Poisson
γ_{unsat}:	Poids volumique sec *(KN/m^3)*
γ_{sat}:	Poids volumique saturé *(KN/m^3)*
k_x:	Perméabilité dans le sens X *(m/s)*
k_y:	Perméabilité dans le sens Y *(m/s)*
G:	Module de cisaillement *(KPa)*
E_{oed}:	Module Oedométrique *(KPa)*
Vs :	Vitesse des ondes de cisaillement *(m/s)*
Vp :	Vitesse des ondes de compression *(m/s)*
n :	Le nombre des directions des joints ($1 \leq n \leq 3$)
$\alpha_{1,i}$:	L'angle d'inclinaison des plans de stratigraphie ($-180° \leq \alpha_{1,i} \leq 180°$) *(°)*
$\alpha_{2,i}$:	La direction du pendage (elle est prise égale à 90° dans le code de calcul) *(°)*
$\sigma_{t,i}$:	Le tenseur des contraintes dans les trois direction principales

Liste des figures

Chapitre I : Méthodes de prévision et d'évaluation de la stabilité des versants naturels

Fig. I.1. Procédure générale pour l'analyse du risque *(EL-SHAYEB Y., 1999).* 14

Fig. I.2. L'approche de l'INERIS pour l'évaluation de l'aléa naturel *(Y. EL-SHAYEB, 1999).* 17

Fig. I.3. Les inconnues d'une méthode des tranches *(MASEKANYA J.P., 2008).* 19

Fig. I.4. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius *(MASEKANYA J.P., 2008).* 20

Fig. I.5. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop *(MASEKANYA J.P., 2008).* 21

Fig. I.6. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise *(MASEKANYA J.P., 2008).* 22

Fig. I.7. Représentation graphique des courbes déplacement-temps *(GERVREAU E., 1991).* 31

Fig. I.8. Représentation graphique de la méthode d'Asaoka *(GERVREAU E., 1991).* 32

Fig. I.9. Représentation graphique de la formule I.17 *(GERVREAU E., 1991).* 33

Fig. I.10. Prévision des mesures de déplacement *(GERVREAU E., 1991).* 36

Fig. I.11. Comparaison des courbes obtenues pour les différents coefficients α *(GERVREAU E., 1991).* 37

Fig. I.12. Présentation du modèle de prévision orienté sur la cause hydraulique *(GERVREAU E., 1991).* 40

Fig. I.13. Présentation du modèle de prévision proposé par Gervreau *(GERVREAU E., 1991).* 40

Fig. I.14. Le modèle complet de Gervreau *(GERVREAU E., 1991).* 41

Fig. I.15. Modèle hydraulique à réservoir *(GERVREAU E., 1991).* 41

Chapitre II : Caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Fig. II.1. Carte structurale schématique de la chaîne Maghrébide montrant la distribution des zones externes et internes de la grande Kabylie *(DURAND DELGA 1980).* 47

Fig. II.2. Déformations superficielles sous forme de gradins. 49

Fig. II.3. Dislocation du sol. 49

Fig. II. 4. Affaissements du terrain. 49

Fig. II.5. Arrachement du sol. 49

Fig. II.6. Immeuble incliné. 49

Fig. II.7. Pilonnes électriques inclinés. 49

Fig. II.8. Histogramme de la période (1913/1938) *(GEOMICA, 2006).* 51

Fig. II.9. Histogramme de la période (1968/1994) *(GEOMICA, 2006).* 51

Fig. II.10. Histogramme des précipitations pour la période (1997/2006) *(GEOMICA, 2006).* 53

Fig. II.11. Valeurs des températures moyennes annuelles pour la période (1997/2006) *(GEOMICA, 2006).* 54

Fig. II.12. Source d'eau. 54

Fig. II.13. Écoulement des eaux usées. 54

Fig. II.14. Cours d'eau. 54

Fig. II.15. Carte de la sismicité de la grande Kabylie *(GEOMICA, 2006).* 55

Fig. II.16. Carte du zonage sismique de l'Algérie *(document technique réglementaire DTR BC 2 48 2003).* 56

Fig. II.17. Coupe géologique réalisée à partir des sondages (SC03, Si02, Si01) *(DJERBAL, 2010).* 59

Fig. II.18. Pourcentages des minéraux constituant des échantillons 1 et 2 *(Kechidi Z., 2010).* 60

Fig. II.19. Coupe géologique ancienne actualisée en 2006 du glissement d'Ain El Hammam *(LNTPB, 1972).* 65

Fig. II.20. Délimitation de la zone d'étude *(GEOMICA, 2006).* 66

Fig. II.21. Affaissement..... 67

Fig. II.22. Désordres observés dans l'immeuble APC/CNEP..... 67

Fig. II.23. Rupture du gabionnage..... 67

Fig. II.24. Coupe longitudinale du glissement *(GEOMICA, 2009).*..... 68

Fig. II.25. Implantation des sondages et des profils sismiques *(GEOMICA, 2009).* 69

Fig. II.26. Implantation des 157 repères mobiles implantés dans le versant. 70

Fig. II.27. Les profils de tomographie électrique *(ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI, 2010).* 70

Fig. II.28. Profil transversal (profil 1) *(ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI, 2010).* Fig. II.29. Profil transversal (profil 1) *(ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI, 2010).*..... 71

Fig. II.29. Zone d'auscultation géoradar *(ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI, 2010).* 71

Fig. II.30. Zone d'auscultation géoradar *(ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI, 2010).* 72

Chapitre III : Cartographie et suivi du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Fig.III.1. Composantes d'un SIG *(FISCHIER et al., 1993).*..... 76

Fig.III.2. Les courbes de niveau du versant d'Ain El Hammam..... 78

Fig.III.3. L'hydrologie du versant instable d'Ain El Hammam..... 79

Fig.III.4. Cartographie des sondages carottés. 79

Fig.III.5. Cartographie des profils de sismique réfraction à Ain El Hammam. 80

Fig.III.6. Cartographie des profils géo-radar..... 80

Fig.III.7. Cartographie du suivi topographique..... 83

Fig.III.8. Cartographie du versant instable d'Ain El Hammam et ses alentours *(DJERBAL et MELBOUCI, 2013).*..... 84

Fig.III.9. Évolution du mouvement de certains points entre 2009 et 2010 (profil C-C de la figure III. 13). 86

Fig.III.10. Quelques résultats de l'analyse spatiale des déplacements observés dans le sens transversal du glissement de terrain d'Ain El Hammam. 86

Fig.III.11. Quelques résultats de l'analyse spatiale des déplacements observés dans le sens longitudinal du glissement de terrain d'Ain El Hammam. 87

Fig.III.12. Image montrant l'implantation des stations topographiques. 88

Fig.III.13. Localisation des profils dans le versant d'Ain El Hammam..... 89

Fig.III.14. Représentation de l'évolution du mouvement entre 1960 et 2010 le long tu profil EE de la figure III.13. 89

Fig.III.15. Allure globale de la morphologie du versant d'Ain l Hammam. 92

Fig.III.16. Comparaison de quelques photos du glissement d'Ain El Hammam. 93

Chapitre IV : Description morphologique et hydro-climatique du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Fig.IV.1. Vue globale de la rue Bounouar. 97

Fig.IV.2. Images des murs de soutènement réalisés pour maintenir la circulation dans la rue Bounouar..... 97

Fig.IV.3. Démolition des Immeubles APC/CNEP N° 14 et 15..... 98

Fig.IV.4. Images montrant les désordres observés sur un mur de soutènement..... 98

Fig.IV.5. Photos des désordres observés dans le Boulevard Amirouche en 2011. 99

Fig.IV.6. Affaissement de l'entrée de la zone du marché. 100

Fig.IV.7. Images de quelques habitations affectées par le mouvement de terrain. 100

Fig.IV.8. L'arrachement de terrain observé en aval de l'immeuble Taleb (menuiserie). 101

Fig.IV.9. Figures montrant quelques signes d'instabilité observés en crête du versant en 2012. 102

Fig.IV.10. Vue de l'escarpement observé dans la ruelle descendant vers le Sud-Est. 103

Fig.IV.11. Allure déformée du versant instable. 104

Fig.IV.12. Les pathologies observées sur les immeubles APC/CNEP n° 14, 15 et 19. 105

Fig.IV.13. Les pathologies observées sur les immeubles Timssilines. 106

Fig.IV.14. Vue globale de l'immeuble Taleb Gozali. 106

Fig.IV.15. Image de l'immeuble Taleb Ahcène. 107

Fig.IV.16. Poteaux cisaillés de l'immeuble Taleb Ahcène. 108

Fig.IV.17. Vue de l'ouverture d'un joint de dilatation de l'école des garçons d'Ain El Hammam. 108

Fig. IV.18. Images des pathologies observées sur les immeuble APC/CNEP N° 11 et 12. 109

Fig.IV.19. Rupture du mur de soutènement après la fonte de la neige de l'hiver 2012. 110

Fig.IV.20. Réseau d'assainissement non racordé qui se déversent dans la ligne d'arrachement longitudinale. 111

Fig.IV.21. Carte de l'évolution du mouvement entre 1969 et 2012. 112

Fig.VI.22. Délimitation des mécanismes de déformation du glissement de terrain. 114

Fig.IV.23. Implantation du profil EE et des repères topographiques. 115

Fig.IV.24. Évolution de l'allure du versant instable (profil EE) entre 1960 et 2010 montrant les principaux glissements reconnus par sondage et par l'évolution morphologique de la pente entre 1960 (trait bleu) et 2010 (trait noir, les points rouges représentent les repères topographiques). Voir localisation du profil EE figure IV.23. 117

Chapitre V : Cartographie et gestion du potentiel de risque et de l'aléa dus au glissement de terrain d'Ain El Hammam

Fig.V.1. Photos montrant l'ampleur des signes du mouvement en zone rouge. 121

Fig. V.2. Photos montrant l'ampleur des signes du mouvement en zone jaune. 122

Fig. V.3. La cartographie de l'ampleur des signes d'instabilité. 122

Fig. V.4. Photos montrant la vitesse d'évolution du mouvement en zone rouge. 124

Fig. V.5. Cartographie des classes de la vitesse du glissement de terrain d'Ain El Hammam. 125

Fig. V.6. Cartographie des classes de la structure du mouvement d'Ain El Hammam. 126

Fig. V.7. Photo montrant l'absence des réseaux hydrographiques au niveau du Boulevard Amirouche. 128

Fig. V.8. Cartographie des classes de l'hydrologie dans la ville d'Ain El Hammam. 128

Fig. V. 9. Photo montrant le sens d'orientation du pendage dans la colline instable d'Ain El Hammam. 129

Fig.V. 10. Cartographie des classes du pendage dans la ville d'Ain El Hammam. 130

Fig.V. 11. La combinaison des facteurs du modèle d'évaluation du risque sous MapInfo. 133

Fig.V.12. La carte du potentiel de risque d'une rupture brusque. 134

Fig.V.13. Image aérienne de la crête du versant d'Ain El Hammam. 135

Fig.V.14. Cartographie des classes de l'urbanisation du site étudié. 136

Fig. V. 15. Image de la superposition des couches de dessin qui correspondent au potentiel de risque et à la densité de l'urbanisation. 140

Fig.V. 16. Carte de l'aléa dû au glissement de terrain de la région d'Ain El Hammam. 141

Fig.V. 17. Carte des niveaux d'aléa en zone rouge (aléa très fort). 144

Chapitre VI : Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

Fig.VI.1. implantation du profil lithologique utilisé pour la modélisation numérique du versant d'Ain El Hammam..... 150

Fig.VI.2. Le profil lithologique du versant instable d'Ain El Hammam (voir l'implantation du profil A-A sur la figure VI.1)..... 150

Fig.VI.3. Schéma de Mohr (1900) pour la détermination graphique d'une enveloppe linéaire de la rupture incluant la compression uniaxiale, le cisaillement pur et la traction uniaxiale *(PENG HE, 2006).* 152

Fig.VI.4. Le cercle de Mohr sur le plan (τ-σ) *(manuel plaxis material).* 152

Fig.VI.5. Le maillage du modèle du versant d'Ain El Hammam. 155

Fig. VI.6. Les conditions aux limites en déplacement. 156

Fig.VI.7. Position de la nappe dans le modèle d'éléments finis. 157

Fig.VI.8. Champs des pressions interstitielles dans le versant..... 157

Fig.VI.9. Les champs des contraintes effectives. 158

Fig.VI.10. évolution du coefficient de sécurité. 160

Fig.VI.11. Vue du maillage déformé du modèle de calcul. 160

Fig.VI.12. Les champs de déplacement horizontaux. 161

Fig.VI.13. Les champs des déplacements verticaux. 161

Fig.VI.14. Quelques photos qui montrent la morphologie du versant après la rupture de 2009. 163

Fig.VI.15. Présentation du profil de terrain et des conditions hydriques pour la rupture brusque. 164

Fig.VI.16. Vue du maillage déformé du calcul de la rupture brusque du versant d'Ain El Hammam..... 164

Fig.VI.17. Les champs des déplacements horizontaux pour la rupture brusque. 165

Fig.VI.18. Les champs des déplacements verticaux pour la rupture brusque. 165

Fig.VI.19. Figure des plans de rupture observés pour la rupture brusque. 166

Fig.VI.20. L'évolution du coefficient de sécurité pour la rupture brusque. 166

Fig.VI.21. Vue du résultat de la phase 2 (aucun calcul n'est réalisé). 169

Fig.VI.22. Évolution du coefficient de sécurité du versant d'Ain El Hammam. 169

Fig.VI.23. Maillage déformé de la phase 1. 170

Fig.VI.24. Maillage déformé de la phase 3. 171

Fig.VI.25. Maillage déformé de la phase 5. 171

Fig.VI.26. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 1. 172

Fig.VI.27. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 1. 172

Fig.VI.28. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 3. 173

Fig.VI.29. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 3. 173

Fig.VI.30. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 5. 174

Fig.VI.31. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 5. 174

Fig.VI.32. Maillage déformé de la phase 7. 175

Fig.VI.33. Maillage déformé de la phase 9. 176

Fig.VI.34. Maillage déformé de la phase 11. 176

Fig.VI.35. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 7. 177

Fig.VI.36. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 7. 177

Fig.VI.37. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 9. 178

Fig.VI.38. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 9. 178

Fig.VI.39. les champs de déplacement horizontaux (U_x) de la phase 11. 179

Fig.VI.40. les champs de déplacement verticaux (U_y) de la phase 11. 179

Fig.VI.41. Présentation du réseau de ruptures observées pour le versant d'Ain El Hammam en rupture progressive. 180

Liste des tableaux

Chapitre II : Caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Tableau II.1 : Valeurs des précipitations mensuelles de la période (1913/1938 après comblement) *(GEOMICA, 2006).* 50

Tableau II.2 : Valeurs des précipitations mensuelles d'Ain El Hammam (1968/1994) *(GEOMICA, 2006).* 51

Tableau II.3 : Valeurs des précipitations annuelles après comblement

Données (ANRH, 1968/1994) *(GEOMICA, 2006).* 52

Tableau II.4 : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles à la station d'Ain El Hammam période (1997-2006) *(GEOMICA, 2006).* 53

Tableau II.5 : récapitulatif des températures moyennes annuelles pour la période (1997/2006) *(GEOMICA, 2006).* 53

Tableau II.6 : Composition minéralogique des deux échantillons de schiste *(KECHIDI Z., 2010).* 60

Tableau II.7 : Récapitulatif de l'évolution du glissement d'Ain El Hammam entre 1969 et 2010. 64

Chapitre III : Cartographie et suivi du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Tableau III.1 : Organisation des données du levé topographique (voir la suite du tableau à l'annexe A). 81

Tableau III.2 : Extrait du tableau des mesures de déplacements 82

Tableau III.3 : Récapitulatif des mesures inclinométrique du sondage SC02 90

Tableau III.4 : Récapitulatif des mesures piézométrique du sondage SC05 91

Chapitre V : Cartographie et gestion du potentiel de risque et de l'aléa dus au glissement de terrain d'Ain El Hammam

Tableau V.1 : Récapitulatif des classes de risque d'une rupture brusque obtenues pour le site étudié. 135

Tableau V.2 : Les combinaisons possible des paramètres du modèle d'évaluation de l'aléa dû au glissement de terrain. 139

Tableau V.3 : Les classes de l'aléa dû au mouvement de terrain d'Ain El Hammam. 139

Chapitre VI : Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des matériaux du versant d'Ain El Hammam qui répondent à la loi de Mohr-Coulomb. 153

Tableau VI.2 : Les caractéristiques des matériaux du versant d'Ain El Hammam qui répondent à la loi de comportement Jointed Rock. 154

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

Les mouvements de terrain constituent l'un des phénomènes considérés souvent comme étant des risques naturels déclenchés et réactivés par la seule force de la nature. Cependant, l'action humaine est souvent prépondérante dans ce type d'aléas et constitue l'un des facteurs déclenchant les plus répandus des instabilités. Une étude approfondie de ce phénomène, de ses causes et conséquences peut contribuer à la réduction des désordres et des risques de pertes en vies humaines.

La complexité des phénomènes d'instabilité et des facteurs conduisant à leur déclenchement, activation et réactivation, l'importance des désordres engendrés ainsi que le retard de l'Algérie dans ce domaine, nous obligent à prendre ces aléas plus au sérieux. Il est nécessaire d'effectuer une étude approfondie et une recherche permettant l'évaluation de la stabilité des pentes pour les cas les plus complexes notamment les glissements majeurs qui affectent les versants fortement urbanisés du Nord Algérien. Pour ce faire, nous avons choisi d'étudier le glissement de terrain spectaculaire qui affecte la ville d'Ain El Hammam (une ville située à 50 km au Sud-Est du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou). Il s'agit d'un mouvement de terrain d'une grande ampleur (caractérisé par des périodes de calme et de réactivation) localisé dans une pente raide et fortement urbanisée, déclenché généralement par des incidents climatiques exceptionnels. Des conditions actives et passives ont contribué conjointement à l'amorce et à la réactivation de ce glissement très actif qui ne cesse d'engendrer des désordres et des coûts de plus en plus importants. Pour mieux analyser cette instabilité, nous allons tenter d'apporter des éléments de réponse principalement aux questions liées à notre étude : Quelle est l'étendue de ce mouvement ? Quelles sont les causes de l'instabilité ? Quels sont les facteurs déclenchant ? Le versant, est il stable actuellement ? Le sera-t-il dans le futur ? La déformation progressive du versant influe-t-elle sur sa dynamique d'évolution ? Peut-elle conduire à une modification de sa cinématique ou à sa stabilisation ?...

Cette instabilité est complexe car il ne s'agit pas de problème d'étude de la stabilité ordinaire mais d'un phénomène de déformation et de rupture progressives du versant. En effet, pour ce cas les problématiques posées sont les suivantes :

- La prévision de l'évolution du mouvement et du risque d'une rupture brusque du versant instable.
- La définition des différents mécanismes de déformation du versant et leurs effets sur les ouvrages construits.
- L'effet des différents facteurs sur la dynamique du mouvement.
- L'effet du confortement ou d'un éventuel système de drainage sur la stabilité du versant.

Cependant, les techniques classiques d'évaluation de la stabilité des pentes naturelles instables présentent le défaut de ne pas permettre la détermination des déformations du versant au cours du temps et ne prennent pas en considération la variation de la géométrie du versant induite par le

mouvement (elles ne permettent pas l'étude de la rupture progressive du versant). De nouvelles techniques de modélisation numérique doivent être adoptées pour l'analyse du comportement des versants instables de grande ampleur.

Le glissement de terrain qui affecte la ville d'Ain El Hammam est caractérisé par une structure très complexe. Il résulte de l'emboitement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture formant une surface de glissement globale (qui se traduit en surface par plusieurs mécanismes de déformation). L'urbanisation anarchique et intense de la tête du versant rend la gestion de la sécurité très difficile. Un système d'information géographique doit être élaboré pour ce problème afin de permettre la détermination des mécanismes de déformation de la pente instable ainsi que l'effet de cette déformation lente et progressive sur la cinématique du mouvement. Les études réalisées précédemment pour ce glissement (effectuées dans le cadre du mémoire Master) démontrent l'effet important des facteurs hydriques (notamment les facteurs climatiques) sur la cinématique de ce glissement de terrain. Cet effet a été perçu particulièrement après l'obturation du système de drainage initial par les travaux d'urbanisation anarchiques et mal étudiés. L'étude sera accentuée sur l'analyse de l'effet des différentes actions hydriques sur la stabilité du versant, sur la cinématique du mouvement ainsi que leur contribution à la dégradation du coefficient de sécurité. Par ailleurs, les techniques classiques d'analyse de la stabilité des pentes ne permettent pas une bonne corrélation et analyse de ces phénomènes, d'où la nécessité d'utiliser la méthode des éléments finis. De plus, l'évaluation et la cartographie du risque et de l'aléa induits par ce mouvement de terrain est nécessaire pour une meilleure gestion de la sécurité de cette ville.

Afin de permettre une bonne analyse du comportement du versant d'Ain El Hammam, la thèse a été répartie en six chapitres :

Le premier chapitre : Méthodes de prévision et d'évaluation de la stabilité des versants naturels

Il s'agit d'une étude bibliographique sur les différentes techniques et méthodes d'analyse et d'évaluation de la stabilité des pentes. Plusieurs méthodes d'analyse et d'évaluation de la stabilité ont été rapportées dans la littérature. L'étude de la stabilité d'un versant naturel nécessite l'utilisation de plusieurs types de méthodes :

- Les méthodes préliminaires pour l'évaluation du potentiel de risque de mouvement de terrain (méthode de Nguyen (1985), Evrard (1987), …) ;
- Les méthodes classiques de calcul à la rupture. Il s'agit de méthodes où le calcul est limité sur une surface de rupture réelle ou potentielle. Deux types de méthodes sont distingués : les méthodes des blocs et les méthodes des tranches ;
- Les méthodes d'analyse de la rupture des versant par modélisation numérique (les méthodes des éléments finis, les méthodes des différences finis, etc) ;
- Les méthodes de prévision de l'évolution du mouvement d'un versant. Ces techniques sont utilisées pour l'étude des mouvements de versants de grande ampleur pour lesquels les méthodes classiques sont mal adaptées.

Le deuxième chapitre : Caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Ce chapitre est consacré à la caractérisation du glissement de terrain d'Ain El Hammam. Afin de bien caractériser ce problème, une récolte des documents relatifs aux différents travaux réalisés dans la région depuis 1969 a été effectuée. Le glissement de terrain et ses principaux caractères sont mis en revue. Les conditions majeures qui ont conduit à l'activation du mouvement ainsi que les causes de son activité sont étudiées en détail dans ce chapitre. Les résultats des différentes investigations réalisées sont également donnés pour permettre l'analyse de l'historique de l'évolution du mouvement.

Le troisième chapitre : Cartographie et suivi du glissement de terrain d'Ain El Hammam

La cartographie constitue un moyen efficace pour l'étude des phénomènes gravitaires. Elle permet de géo-référencier les données disponibles et facilite leur traitement spatial. Le versant affecté par le mouvement de terrain à Ain El Hammam est cartographié à l'aide du logiciel MapInfo. Un système d'information géographique est également réalisé pour ce versant afin de permettre une meilleure gestion de ce glissement de terrain. Par ailleurs, plusieurs documents cartographiques sont établis pour le site étudié.

Le quatrième chapitre : Description morphologique et hydro-climatique du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Ce chapitre est consacré à l'analyse de l'influence de l'hydro-climatologie de la région d'Ain El Hammam sur l'activité du mouvement de terrain du centre-ville. Une description géomorphologique du mouvement est également réalisée pour ce glissement de terrain. Les études réalisées ont permis la détermination :

- Des limites de la surface affectée par le mouvement de terrain ;
- Des mécanismes de déformation du versant ;
- Du profil lithologique du versant ;
- De la structure et de la morphologie du glissement.

Le cinquième chapitre : Cartographie et gestion du potentiel de risque et de l'aléa dus au glissement de terrain d'Ain El Hammam

La gestion de la sécurité dans la ville d'Ain El Hammam constitue une problématique majeure en Algérie. Le travail proposé dans ce chapitre n'est qu'une simple contribution à la gestion du risque et de l'aléa dus à ce mouvement de terrain. Une méthode d'évaluation ainsi qu'une cartographie du risque et de l'aléa sont proposées pour ce site. Une démarche permettant la gestion de la sécurité des habitants est ensuite proposée.

Le sixième chapitre : Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam est très complexe. L'analyse de son comportement nécessite d'effectuer une modélisation numérique par éléments finis du versant instable. Le logiciel PLAXIS 2D a été choisi pour analyser ce glissement de terrain. Par ailleurs, le glissement d'Ain El Hammam est caractérisé par une rupture lente et progressive. La rupture progressive du versant est modélisée à l'aide d'une simulation numérique multiphasée. Les différentes phases du calcul ont permis d'analyser l'évolution du mouvement de terrain et la propagation de la rupture.

CHAPITRE I

MÉTHODES DE PRÉVISION ET D'ÉVALUATION DE LA STABILITÉ DES VERSANTS NATURELS.

La surveillance des pentes naturelles instables est nécessaire en particulier quand les enjeux de cette instabilité sont très importants (des biens et des personnes sont exposés). En effet, plusieurs versants naturels instables sont surveillés depuis très longtemps tel que le glissement de terrain de la CLAPIERE en France qui est surveillé depuis 1980. Les modèles numériques de prévision de l'évolution du mouvement de ces pentes sont basés essentiellement sur les données fournies par cette surveillance. En outre, ces données sont nécessaires à l'étude et à la définition des modèles de comportement de la pente instable et des différents mécanismes de déformation liés à ce mouvement.

Plusieurs méthodes de prévision du mouvement des pentes instables ont été élaborées par différents auteurs afin de prévoir et d'analyser certaines pentes instables. Ces dernières s'appuient sur l'interprétation et l'analyse des séries chronologiques en cherchant les relations existantes entre la cinématique du mouvement, les mécanismes de déformation et la variation des différents facteurs influant. Certaines méthodes seront abordées et étudiées dans ce chapitre.

I.1. Quelques définitions

Le terme « surveillance » est souvent pris au sens large et recouvre différentes notions. Celles-ci diffèrent par leurs objectifs et leurs implications (tels que l'observation, le suivi, l'auscultation, la surveillance, la détection…). Afin d'éviter toutes ambiguïtés et confusions, ces différents concepts seront définis en détail.

I.1.1. L'auscultation

L'auscultation représente l'ensemble des investigations, des méthodes et des moyens mis en œuvre sur un site visant à étudier et caractériser le phénomène et les mécanismes mis en jeu *(INTERREG IIIA, 2006).* L'objectif principal de cette investigation est l'étude phénoménologique du mouvement. Les moyens mis en œuvre doivent être adaptés à la recherche des données nécessaires à la définition et à l'analyse des mécanismes de déformation du site. L'exploitation (traitement) des données récupérées est faite à temps différé.

I.1.2. L'observation

La mise en observation constitue souvent une étape préparatoire permettant de confirmer l'instabilité des versants étudiés ou l'intensité du risque à prendre en considération. Elle repose sur la définition de témoins s'appuyant sur des indices naturels visibles sur des photographies multi dates ou reconnus sur le site (fissures, affaissements, arbres inclinés ou tordus,…) ou artificiels (pilonnes électriques inclinés, suivi topo-métrique de repères implantés dans le site instable,…) permettant la mise en évidence de l'évolution, de l'activité et de la cinématique du mouvement au cours du temps.

I.1.3. Le suivi

Il s'agit d'un examen périodique du site avec recueil de données quantitatives et qualitatives caractérisant son évolution. Les témoins ou les variables d'évolution peuvent être de même nature que pour la mise en observation ; cependant, les moyens mis en œuvre sont à la fois plus importants, plus complexes et mieux ciblés car la situation de risque confirmée justifie une prise en compte effective. Techniquement, les méthodes et les moyens mis en œuvre peuvent être proches de ceux correspondant à la surveillance. Ils en diffèrent essentiellement par l'absence de contrainte directe de gestion de la sécurité. Cette technique impose une fréquence de mesure régulière et une exploitation régulière des informations permettant d'actualiser la situation du site dans les délais compatibles *(INTERREG IIIA, 2006).*

I.1.4. La surveillance

La surveillance consiste à recueillir, exploiter et interpréter périodiquement des données quantitatives et qualitatives caractérisant l'état d'un site ou son évolution (évolution des fissures, les déplacements en surface, les déplacements en profondeur, les types de désordres dans les ouvrages, …), ayant comme objectif la gestion de la sécurité *(INTERREG IIA, 2006 ; DURANTHON J-P., 2000).* Vue l'importance du facteur temps dans la gestion de ces mouvements et tenant compte de l'évolution du mouvement (évolution vers la stabilité ou vers des mouvements accélérés), de l'étendue et l'importance du mouvement ainsi que de ses enjeux, des caractéristiques du site et du degré de sécurité recherché, plusieurs types de surveillance peuvent être définis (surveillance périodique pour des mouvements évoluant lentement, surveillance permanente discontinue, surveillance continue, surveillance à temps réel).

La surveillance doit prendre en compte les alertes techniques (elles concernent l'état de fonctionnement du dispositif de surveillance) et les alertes opérationnelles (correspondant à un ou plusieurs dépassements de seuils fixés pour les variables de surveillance).

I.1.5. La détection

Il s'agit d'un recueil et traitement des variables liées à l'aléa étudié (déplacements, ouverture des fissures, effet de la pluviométrie, affaissements,…) caractérisant un état de risque. L'objectif principal de cette technique est la reconnaissance immédiate d'une situation typique à un danger particulier (dépassement d'un seuil critique) pris en compte dans un système d'alerte permettant ainsi l'activation de l'alerte et du plan d'action définis pour cet état de risque.

I.2. Techniques d'évaluation et de surveillance de l'évolution du mouvement des versants naturels

Plusieurs procédés permettant la quantification et l'évaluation de l'évolution des différents facteurs liés aux mouvements de terrain et/ou des facteurs déclenchant au cours du temps ont été élaborés. Le choix des variables et des appareils de surveillance dépend de nombreux facteurs : l'étendue du mouvement, l'état de risque, le type du mouvement, les contraintes liées au site étudié,…). Actuellement, plusieurs méthodes et instruments permettant l'évaluation de l'évolution des différents paramètres du mouvement sont mis au point :

I.2.1. Émissions acoustiques

Il s'agit d'une méthode basée sur la détection en temps réel des émissions acoustiques générées par des mouvements de terrain. Elle consiste à disposer sur le site des capteurs appropriés (accéléromètres, géophones, hydrophones) permettant de capter et de reconnaitre les signaux indiquant la mobilisation ou l'amorce d'un mouvement de terrain ou des fractures à l'intérieur du terrain et des amas de roches ainsi que les processus de déformation du sol ou de la roche. Les

mesures sont acquises en positionnant un seuil de sensibilité, quand celui-ci est franchi, le système se met en marche et mémorise les données concernant l'événement *(INTERREG IIIA, 2006))*.

I.2.2. Extensométrie

Il s'agit d'un ensemble de techniques de mesure et d'analyse de l'ampleur des déformations des structures géologiques ou artificielles. Toutes les mesures (déformations superficielles ou profondes) sont basées sur l'évaluation de la position d'un point à considérer par rapport à un point stable (ou au moins connu) pris comme repère de référence ; le déplacement du point au cours du temps est déduit des variations de sa position par rapport au repère de référence, ces mesures permettent ainsi d'avoir des indications sur l'état de stabilité du versant surveillé. Cependant, il est conseillé d'effectuer des levés topographiques afin de vérifier si le point de référence n'est pas affecté par un mouvement de terrain (pouvant fausser tous les résultats). On distingue deux grands groupes d'instruments : instruments utilisés dans la mesure des déformations superficielles (tels que l'extensomètre à fil, le fissuromètre, le déformètre, le distomètre,…) et instruments utilisés dans la mesure des déformations profondes (tels que l'extensomètre de forage, le tassomètre, l'extensomètre incrémental,…).

I.2.3. Géodésie

C'est une science qui étudie la conformation et les dimensions du globe terrestre ainsi que la représentation géographique, raison pour laquelle ces techniques sont sensiblement liées aux méthodes topographiques. Ce procédé est utilisé dans les glissements de terrain afin de permettre l'analyse et la surveillance des déformations superficielles. Deux types de techniques peuvent être utilisés pour l'évaluation de ces déformations :

Les techniques géodésiques terrestres : basées sur la mesure de distances et d'angles au moyen de systèmes optiques ou électromagnétiques.

Les techniques géodésiques spatiales ou satellitaires : elles exploitent le système NAVSTAR-GPS ; ces techniques se basent sur la mesure de trois distances du point par rapport au moins à quatre satellites dont les coordonnées sont connues. La limite principale de ce procédé est la nécessité de la présence simultanée de quatre satellites couvrant la zone étudiée.

I.2.4. Inclinométrie

Cette technique permet la mesure et l'analyse de la rotation de la verticale profonde et superficielle des structures géologiques ou artificielles. Elle consiste à mesurer la distribution des déplacements horizontaux avec la profondeur dans le sol, en mesurant à l'aide d'un inclinomètre les rotations de la verticale d'un tube solidaire avec le sol et/ou les rotations de la verticalité des structures (à l'aide de clinomètres, pendules,…). Cependant, l'augmentation de la fiabilité des résultats est proportionnelle à la réduction des périodes de temps écoulées entre deux mesures successives. En effet, les résultats obtenus permettent l'évaluation des types de déplacements et le calcul des

vitesses moyennes ainsi que la profondeur du mouvement permettant ainsi une meilleure analyse et corrélation du glissement étudié.

I.2.5. Interférométrie

La méthode « interférométrie radar » est une technique d'auscultation qui permet la mesure des déplacements superficiels. L'application de cette technique à l'étude de la stabilité des pentes s'est développée à travers les systèmes SAR (*Synthetic Aperture Radar*). Elle est basée sur la comparaison de deux images radar d'un même site prisent depuis des angles de vue différents ; ce procédé permet de reconstituer la topographie du site à des instants différents mais de la même position ainsi que la mesure des déplacements éventuels qui se produisent dans l'intervalle de temps écoulé entre les deux acquisitions.

I.2.6. Laser

Le principe fondamental sur lequel se base cette méthode est le calcul du temps de vol (*time-of-flight*) d'une impulsion laser générée par un émetteur, réfléchie par la surface frappée et captée par le récepteur installé à bord de l'instrument (le temps de vol est l'intervalle de temps qui s'écoule entre le temps d'émission et celui de retour) *(INTERREG IIIA, 2006)*. Cette technique permet la détermination de la distance entre la station de mesure et le point relevé. Ce procédé permet de relever deux types de mesures : Les mesures ponctuelles effectuées avec des distancemètres laser et les balayages de surfaces effectués au moyen de scanner laser (*terrestrial laser scanning ou TSL*). Avec le deuxième type il est possible d'effectuer un mappage des variations morphologiques du site par rapport à une lecture de référence ainsi que la reconstitution tridimensionnelle de la surface, permettant ainsi d'évaluer avec une continuité spatiale l'ampleur et la distribution spatiale des déplacements dans les trois directions X, Y et Z.

I.2.7. Météorologie

La météorologie est une science qui étudie l'atmosphère et les phénomènes qui lui sont liés. Cette science s'applique dans la surveillance des pentes instables afin de permettre une corrélation entre la dynamique du mouvement et les facteurs déclenchant ou influant cette instabilité tels que : les hauteurs de précipitation aqueuses et neigeuses, températures, humidité, vitesse et direction du vent. Les variations de ces paramètres au cours du temps sont détectées et déterminées à l'aide d'instruments spéciaux qui sont par rapport aux grandeurs qui viennent d'être citées (pluviomètre et nivomètre, thermomètre, anémomètre, et détecteur de la direction du vent).

I.2.8. Photogrammétrie

Il s'agit d'une méthode de mesure de l'altimétrie et de la planimétrie d'un site à l'aide de prises de vues photographiques. Cette technique interagit profondément avec les techniques topographiques, car elle permet d'aboutir à effectuer des représentations graphiques du terrain en se basant sur des photographies prises du sol et/ou d'avion. Cette technique appliquée à l'étude et à la surveillance des pentes instables permet de mesurer les déformations et les déplacements superficiels du versant

ainsi que la cartographie de l'évolution morphologique du site. Cette méthode permet donc d'évaluer avec continuité spatiale l'ampleur des déformations superficielles, leur étendue et leur distribution aréolaire. Selon l'emplacement de la station où est posé l'appareil photographique, deux types de photogrammétrie peuvent être distinguées : photogrammétrie terrestre et photogrammétrie aérienne.

I.2.9. Piézométrie

La piézométrie regroupe l'ensemble des techniques de surveillance utilisées pour la mesure et l'analyse de l'évolution et des fluctuations de la surface piézométrique dans le sous-sol et/ou des pressions dans les instruments liés directement aux variations du volume d'eau dans l'épaisseur du sol étudié. En outre, un relevé périodique de la variation des surfaces piézométriques permet d'effectuer une corrélation entre l'évolution de la surface piézométrique dans le sous-sol et la variation des facteurs météorologiques, permettant ainsi une meilleure analyse de l'instabilité.

I.2.10. Pressiométrie

La méthode est basée sur la mesure des pressions totales exercées par le terrain ou des forces transmises par le terrain à une structure générique. Dans les problèmes de stabilité des pentes, l'enregistrement des pressions totales s'effectue à l'aide d'instruments particuliers appelés cellules de pression, installés directement dans le sol, tandis que l'enregistrement des forces a lieu généralement en installant sur les ouvrages de soutènement des cellules de force qui permettent notamment de mesurer la tension des tirants *(INTERREG IIIA, 2006).*

I.2.11. Radar (Radio Detection and Ranging)

Les radars sont des dispositifs qui fonctionnent par rayonnement d'énergie électromagnétique et analyse de l'énergie rétrodiffusée. Tout objet ou cible interfère avec l'onde émise et réfléchit une part de cette énergie. L'analyse comparative des signaux émis et rétrodiffusés permet d'extraire les informations en liaison avec la distance radar-cible et les propriétés de rétrodiffusion de la cible et son mouvement radial. La longueur d'onde et la taille de l'antenne déterminent la résolution des radars imageurs. Les propriétés de rétrodiffusion des surfaces naturelles, notamment la contribution du couvert végétal et la pénétration des ondes dans le sol sont principalement régies par la longueur d'onde *(INTERREG IIIA, 2006).*

I.2.12. Réflectométrie

Cette technique a été développée à l'origine pour relever les interruptions et les défauts le long des lignes de communication ou de transmission des signaux électriques. Dans le domaine de la géotechnique, cette méthode de mesure trouve depuis quelques années un emploi dans la surveillance des glissements de terrain. Elle est basée sur le principe de fonctionnement du système TDR (*time domaine reflectometry*), qui fait qu'il est réfléchi, si une impulsion électrique est transmise à l'intérieur d'un câble, quand celui-ci rencontre une rupture ou déformation du câble.

L'analyse de la polarité, de l'ampleur et de la fréquence de l'impulsion réfléchie permet de localiser la position de la discontinuité avec une précision élevée *(INTERREG IIIA, 2006)*.

I.2.13. Topographie

La topographie est la science qui permet de produire une représentation graphique du territoire. Ce procédé facilite la détermination des déplacements superficiels du terrain ; en effet, les mesures sont effectuées depuis le terrain naturel et permettent d'avoir des indications sur l'existence de mouvement de terrain dans le sous-sol. Les mesures effectuées sont basées sur la mesure de la position relative du point considéré par rapport à un point de référence stable ou au moins de coordonnées connues. Le déplacement au cours du temps du versant (des points surveillés) est déduit alors des variations de sa position par rapport au repère considéré fixe. Actuellement plusieurs appareils permettent la réalisation d'un suivi topographique :

-Les appareils manuels classiques : niveaux, théodolites, stations complètes.

-Les appareils automatisés : théodolites motorisés, système RMS, GPS, …

En outre, pour le suivi des phénomènes d'instabilité de sites naturels tels que les grands versants, la méthode GPS élargit les possibilités techniques des techniques traditionnelles de topographie *(DURANTHON J-P., 2000)*.

I.2.14. Vidéogrammétrie

Cette technique repose sur les mêmes principes que la photogrammétrie, l'appareil photographique étant remplacé par une caméra numérique permet d'extraire des informations de types 2D ou 3D correspondant à des déplacements superficiels du terrain instable à partir des images acquises (les cibles peuvent être naturelles ou artificielles). Les coordonnées 3D des points sont calculées par triangularisation après enregistrement des données. Cependant, les observations optiques subissent des perturbations liées à l'agitation thermique des couches d'air traversées, seule une répétition des mesures et un traitement statistique des résultats peuvent réduire les effets des perturbateurs. La surveillance et l'acquisition des données peuvent être réalisées en temps réel ou en temps différé.

Certaines des méthodes citées dans ce paragraphe sont utilisées pour le suivi du mouvement de terrain d'Ain El Hammam traité dans cette thèse. Il s'agit de la piézométrie, de l'inclinométrie et de la topographie.

I.3. Évaluation de la stabilité des versants

I.3.1. Méthodologie générale pour l'évaluation du risque

L'évaluation du risque comporte plusieurs étapes :

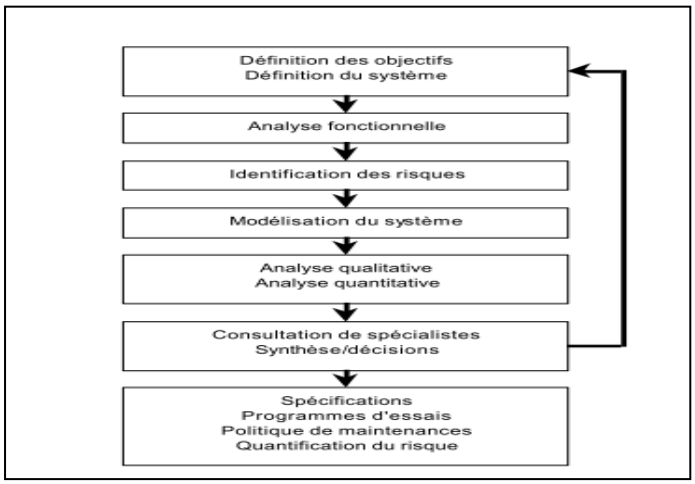


Fig. I.1. Procédure générale pour l'analyse du risque *(EL-SHAYEB Y., 1999).*

- Dans un premier temps, les objectifs recherchés doivent être clairement et soigneusement définis ; cette étape est fondamentale car elle permet de déterminer directement la suite des opérations. Les objectifs peuvent varier selon : le type des paramètres à évaluer, le type du système à étudier et l'étape de la conception (préliminaire, détaillée…) ainsi que le niveau de détail désiré. Par ailleurs, le système étudié doit être clairement délimité (procédure d'installation, mise en route et exploitation, les procédures et moyens d'intervention en cas d'accidents et l'environnement du système) ; cette délimitation dépend principalement de la nature de l'étude à réaliser *(LEROY, 1992).*
- On procède ensuite à l'analyse fonctionnelle du système. Cette étape peut être réduite à l'analyse des différentes fonctions présentes, voir même à un découpage simple dans le cas de systèmes simples. Cependant, la mise en œuvre de méthodes très rigoureuses s'avère nécessaire dans le cas de systèmes complexes *(EL-SHAYEB Y., 1999).*
- L'étape suivante consiste à identifier les risques potentiels présents dans le système du point de vue des objectifs fixés. Les méthodes d'identification du risque les plus utilisées sont de nature inductives ; elles consistent à définir l'état du risque ou les effets probables à partir des causes de ce phénomène (partir des causes pour remonter aux effets probables). Ces techniques permettent de mettre en évidence et d'hiérarchiser les risques *(LEROY, 1992).* Cette technique peut suffire pour la réalisation des études pour des systèmes ne présentant pas de redondance. Cependant, l'application de ces méthodes pour des systèmes complexes présentant une forte redondance s'avère non compatible ; il est donc généralement nécessaire de procéder à une modélisation plus avancée.
- La modélisation d'un système fait appel à plusieurs méthodes différentes ; la technique appropriée au cas étudié sera choisie selon la nature du problème traité (système statique dépendant peu ou pas du temps, système dynamique dépendant du temps ou système pour lequel

le comportement est difficile à mesurer : dans ce cas les modèles les plus appropriés sont souvent basés sur la logique floue).

- Système statique : la technique la plus utilisée dans ce cas est celle des arbres de défaillance. Cette méthode, à l'inverse des méthodes précédentes, procède d'une démarche déductive (rechercher les causes des effets redoutés).
- Système dynamique : ce comportement ne peut pas être pris en compte correctement par les arbres de défaillance, on fait alors appel à des méthodes basées sur les processus stochastiques ou d'autres méthodes non-statistiques telle que la logique floue. En effet, si on suit l'évolution d'un système dynamique au cours du temps, on le voit sauter d'états en états au bout de durées aléatoires ; un tel comportement est alors dit « stochastique » ou « aléatoire » *(EL-SHAYEB Y., 1999).*

- Le modèle choisi doit être réalisé conformément au cas étudié. Ce modèle doit permettre la réalisation d'une analyse quantitative et/ou qualitative du phénomène (selon le type de méthode choisi). Plus le modèle est conforme à la réalité, plus les résultats obtenus sont valables. La difficulté principale de ces méthodes consiste au fait que les données nécessaires sont souvent mal connues, entachées de grandes imprécisions ou même parfois totalement inconnues. Par ailleurs, ces estimations (probabilistes ou non probabilistes) peuvent être plus intéressantes si elles sont considérées relativement les unes par rapport aux autres. Cela permet ainsi la comparaison des diverses solution, l'hiérarchisation des problèmes ou la mise en évidence de la sensibilité des résultats ou des effets recherchés à la variation de certains paramètres.

I.3.2. Méthodes d'évaluation des risques d'instabilités des versants

Les travaux de recherche qui visent à évaluer les risques d'instabilité des ouvrages s'appuient le plus souvent soit sur des méthodes analytiques relativement simples à utiliser, soit sur des méthodes de modélisation numérique plus délicates à employer et aux objectifs plus ciblés *(EL-SHAYEB Y., 1999).* Dans ce paragraphe, seront présentées les différentes méthodes d'évaluation du risque d'instabilité des terrains, leur principe, les calculs qu'elles mettent en œuvre ainsi que les problèmes qu'elles posent dans la pratique.

I.3.2.1. Ellenberger (1981)

Il propose une méthode moins classique basée sur les systèmes d'information géographique. L'auteur défini une méthodologie de prédiction du risque d'instabilité des falaises par l'utilisation d'une méthode cartographique appelée « *Overlay technique* » (technique de superposition). Il utilise des paramètres concernant la géologie ou la morphologie. Cette étude montre que l'utilisation d'un système d'information géographique peut être utile dans le cas où l'on disposerait de données statistiques et géographiques du site.

I.3.2.2. Kawakami et al (1984)

Les auteurs tentent de dresser une cartographie des risques de mouvements de terrain en évaluant des paramètres quantitatifs et/ou qualitatifs tels que : la densité des vallées dans une zone, la hauteur de talus ou de falaises, la pente, la formation géologique et la structure lithologiques du site. Le poids de chacun des paramètres utilisés est évalué par des experts pour chaque site étudié. Une

fonction analytique reliant les paramètres permet ensuite de donner un niveau de risque global à chaque zone ainsi considérée.

I.3.2.3. Nguyen (1985)

L'auteur travaille aussi sur la stabilité des talus mais il propose d'autres paramètres à mesurer ou à observer. Il met en œuvre une méthodologie d'analyse qui s'appuie sur la logique floue. Les paramètres utilisés par cette technique sont : la hauteur de la falaise, sa pente, son état hydrologique, sa géologie, etc. Dans ce cas aussi les pondérations sont données par des jugements des experts. Un indice final est alors obtenu ; cet indice indique le risque potentiel que présente le versant ou la falaise considéré.

I.3.2.4. Evrard (1987)

Il propose, dans un article intitulé : « risques liés aux carrières souterraines abandonnées de Normandie », d'évaluer l'aléa dans un site sans désordres décelables en surface ou l'estimation du danger rémanent après effondrement. L'auteur montre l'intérêt d'un document cartographique de synthèse rassemblant tous les indices pertinents. Le but de son travail est d'envisager la mise en œuvre de diverses méthodes de repérage des vides ou la réalisation d'étude de stabilité. Son travail est principalement basé sur la détermination et la localisation des vides souterrains. Il discute aussi les causes possibles des effondrements. Cependant, il ne propose pas de classification des risques et ne mentionne pas les notions de probabilité des événements ou d'aggravation des conséquences de l'aléa. L'étude porte en fait sur la cartographie de la sensibilité à l'instabilité non pas sur une cartographie du risque d'un phénomène naturel *(Y. EL-SHAYEB, 1999).*

I.3.2.5. Hudson et al (1992)

Ces auteurs proposent une méthodologie générale d'évaluation des paramètres ; la technique est basée sur la notion de système. Cette méthodologie appelée « Rock Engineering system » analyse les paramètres d'un système rocheux par l'évaluation des interactions entre ses paramètres. Ces interactions sont définies par le biais d'une matrice d'interactions à partir de laquelle on tire une équation de pondération des paramètres qui donne un indice global du système. Cette méthode a été appliquée dans plusieurs domaines de la mécanique des roches. Nathanail et al (1992) présentent une application de la méthodologie de Hudson à l'étude de la stabilité des falaises dans un massif hétérogène. Ils définissent grâce à cette méthode une équation globale pour l'évaluation du risque d'instabilité en utilisant des paramètres définis par des experts sur le site.

I.3.2.6. Fares et al (1994)

Ils ont travaillé sur l'évaluation des risques naturels liés aux mouvements de terrain dans une région située au Nord du Maroc. La méthodologie employée est basée sur le traitement mathématique des indices relatifs à la topographie, à la lithologie et à la géomorphologie des versants. L'utilisation d'une cartographie de ces trois facteurs permet de délimiter le cadre propice au déclenchement des mouvements de terrain. Pour chaque zone du terrain, la méthodologie donne un indice qui

correspond à une classe (4 classes pour la topographie, 5 classes pour la lithologie et 5 classes pour la géomorphologie). Le traitement mathématique de ces indices (addition) ou bien le traitement probabiliste (à chaque indice est associée une probabilité), donne un indice global de risque qui est ensuite placé dans une des quatre classes de l'instabilité (quatre classes d'aléa) et constitue une cartographie du risque de mouvement de terrain.

I.3.2.7. Tritsch et al (1996)

Ils proposent (dans le cadre d'une étude menée par l'INERIS) de définir l'aléa naturel comme étant le produit du croisement entre la probabilité d'occurrence d'un phénomène et son intensité. La probabilité d'occurrence du phénomène est estimée par le produit du croisement de la sensibilité d'un site vis-à-vis de l'instabilité redoutée et de l'activité du site. Les auteurs ont analysé les différents types d'instabilités rencontrés sur le site des falaises de Pontoise ainsi que leurs caractères spécifiques. Ils ont retenu l'hypothèse que la sensibilité de ce site pouvait être caractérisée par cinq paramètres : le pas de fracture (PF) ou réseau de fracture (LF), l'écartement et la rugosité des joints (ER), l'humidité des fissures (HF), la direction structurale par rapport au front (DIR), et l'inclinaison des fissures par rapport au front (PEN). A partir de ces indices, ils ont ensuite exprimé la sensibilité du site par la formule suivante :

$$S = (4[PF \text{ ou } LF] + 2ER + HF + DIR + 2PEN) \times (10/3) \quad \textbf{[I.1]}$$

La sensibilité obtenue par la formule est ensuite placée dans une échelle de valeurs à quatre (04) classes (très favorable, favorable, défavorable et très défavorable). Le niveau d'aléa est aussi quantifié et placé dans une échelle de (04) classes (aléa négligeable, aléa faible, aléa moyen et aléa fort). Cependant, ces qualifications et croisements ne sont valables que sur le site étudié.

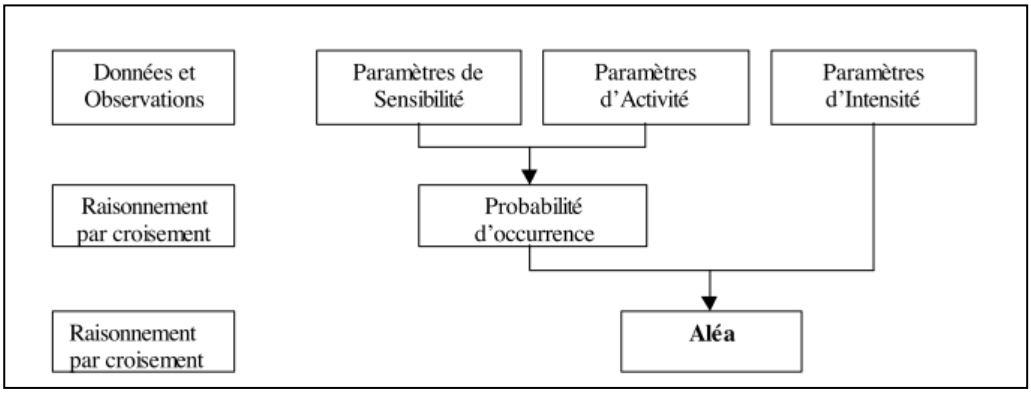


Fig. I.2. L'approche de l'INERIS pour l'évaluation de l'aléa naturel *(Y. EL-SHAYEB, 1999).*

I.3.2.8. McMillan et al (1997)

Ils ont défini une méthodologie d'analyse multi-phases pour l'analyse du risque d'instabilité des talus d'autoroutes. Cette méthodologie permet de donner un indice de risque dans une première phase et de donner, dans une deuxième phase, un taux de risque d'instabilité à partir d'une étude détaillée du site.

I.3.2.9. Rezig et al (1997)

Ils proposent une méthodologie probabiliste d'évaluation du risque de mouvement de terrain « une approche géostatistique » basée sur l'évaluation cartographique de la géologie, l'état hydrologique, les discontinuités tectoniques, la pente stratigraphique, la végétation et la pente du terrain. Ils utilisent la base de données Trièves du BRGM (qui est une base de données régionale présentant les instabilités dans la région du Trièves avec ses amplitudes). Pour chaque paramètre, Rezig et al proposent l'utilisation des distributions spatiales de chacun des paramètres afin de permettre l'amélioration de l'utilisation de la base de données.

En effet, ces études ne sont pas les seules à traiter la problématique de l'évaluation de l'aléa mouvement de terrain des falaises ou des ouvrages souterrains, mais elles sont les plus remarquables. Nous pouvons aussi relever les travaux de : Ellison (1978), Romana (1991 et 1997), Orr (1992), Young (1993), Budetta et al (1994), Mehrotra et al (1995), etc.

Il se dégage de ce rapide panorama que ces méthodes ont en commun le principe général d'évaluer un aléa ou un risque à partir de quelques observations relativement faciles à déterminer sur le terrain. Cependant, ces techniques ne prennent pas en compte les scénarios et la probabilité que des accidents surviennent. On parle donc d'instabilité potentielle non pas de risque potentiel au sens strict du terme. Par ailleurs, pour le glissement traité dans cette thèse, il est inutile d'évaluer le potentiel de risque d'instabilité car la situation de risque est confirmée.

I.4. Méthodes d'analyse de la stabilité des versants

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données du problème vont dépendre de ce choix ; si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle *(FAURE R.M., 2000)*.

I.4.1. Calculs à la rupture

I.4.1.1. Méthodes des blocs

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et faciles à déterminer. Ces techniques sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides et indéformables qui frottent les uns sur les autres. De plus, le comportement d'interface est souvent défini pour ces méthodes par la loi de Coulomb. Ces techniques sont appropriées quand on peut prévoir correctement la forme de la ligne de rupture. Ces méthodes distinguent une partie potentiellement

mobile et un massif fixe ; séparés par une surface de rupture *(FAURE R.M., 2000).* Plusieurs cas sont étudiés par cette méthode, on peut citer par exemple :

- Rupture plane d'un talus
- Rupture plane d'une pente infinie

En outre, d'autres cas peuvent se présenter telles que les ruptures dans les barrages en terre où la rupture se fait selon deux plans différents ou d'autres cas plus complexes (tel que équilibre de plusieurs blocs).

I.4.1.2. Méthodes des tranches

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs *(FAURE, R.M., 2000)*:

- Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

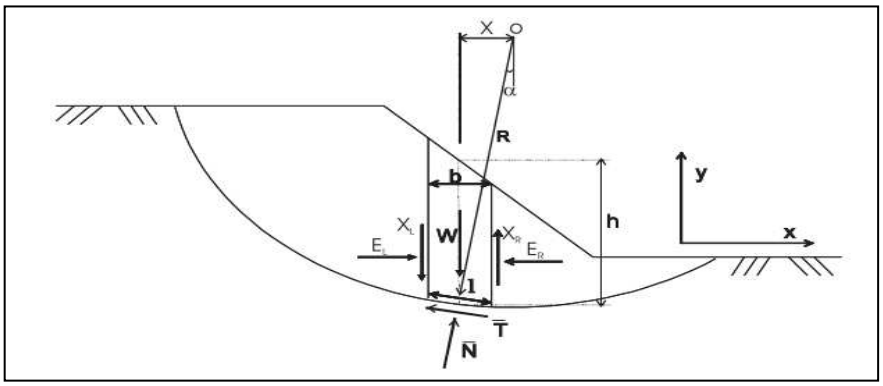


Fig. I.3. Les inconnues d'une méthode des tranches *(MASEKANYA J.P., 2008).*

1. Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche

Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranches, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues), les forces à la base mais centrées (2n inconnues), et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n+1 inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit 3(n-1) équations, l'équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n+3 équations. Il manque n-2 équations pour résoudre le système. Le choix de c'est n-2 équations différencie les différentes méthodes.

a. Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égal au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum c'L + (W\cos\alpha - u\,L)\tan\varphi'}{\sum W\sin\alpha} \qquad \textbf{[I.2]}$$

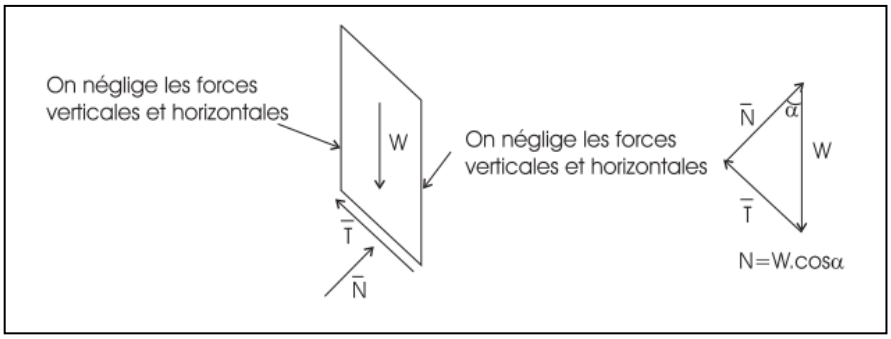


Fig. I.4. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius *(MASEKANYA J.P., 2008).*

b. Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes *(FAURE R.M., 2000).*

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante :

$$F = \frac{\sum[c'L\cos\alpha + (W - uL\cos\alpha)\tan\varphi']/m_\alpha}{\sum W\sin\alpha} \qquad \textbf{[I.3]}$$

Avec : $m_\alpha = \cos\alpha\,(1+\tan\alpha\,\frac{\tan\varphi'}{F})$

Le coefficient de sécurité F se trouve dans les deux membres de l'équation, la résolution de cette formule doit alors passer par des techniques itératives. La valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius est généralement prise comme point de départ de cette itération. Par ailleurs, cette méthode est plus précise que celle de Fellenius. Cependant, quelques anomalies numériques peuvent survenir ; le programmeur doit donc introduire des testes qui maintiennent les valeurs dans

des fourchettes admissibles. Pour bien maîtriser la méthode de Bishop et l'adapter au cas étudié, il faut connaitre les tests cachés dans sa programmation *(FAURE R.M., 2000)*.

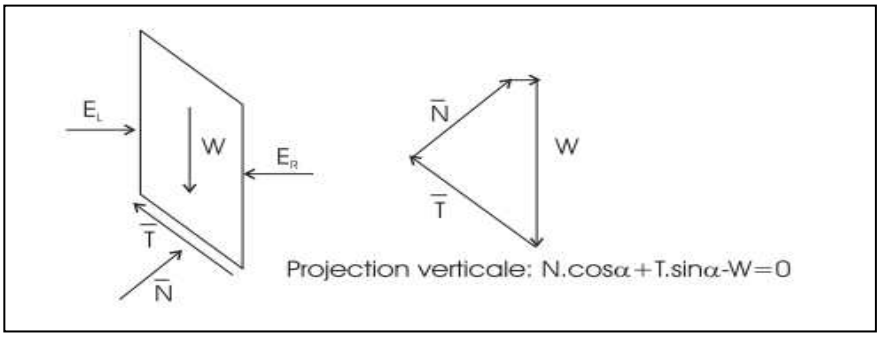


Fig. I.5. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop *(MASEKANYA J.P., 2008)*.

c. Méthodes simplifiée de Janbu et al. (1956)
Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :
- Elle suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments. Il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$F_f = \frac{\sum[c'L+(N-uL)\tan\varphi']/\cos\alpha}{\sum W\sin\alpha} \qquad \textbf{[I.4]}$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol *(MASEKANYA J.P., 2008)*, le coefficient de sécurité est alors égal à :

$$F_f' = f_0 . F_f \qquad \textbf{[I.5]}$$

d. Méthode de Morgenstern et Pice (1965)
Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :
- Une surface de glissement non circulaire ;
- Les forces entre les tranches sont parallèles entre elles ; afin de rendre le problème déterminé ;
- La force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces et l'équilibre des moments en un point quelconque ; elle détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise, elle s'applique à toutes les géométries et pour tous les types de sol *(MASEKANYA J.P., 2008)*. Cependant, la programmation de cette technique est très délicate. Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus ou moins stable. Cette méthode est la plus précise ; elle est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

e. Méthode Suédoise (U.S. Army corps of engineers)

Hypothèses :

- Cette méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne du versant (voir la figure).

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments. Cependant, elle est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches *(MASEKANYA J.P., 2008).*

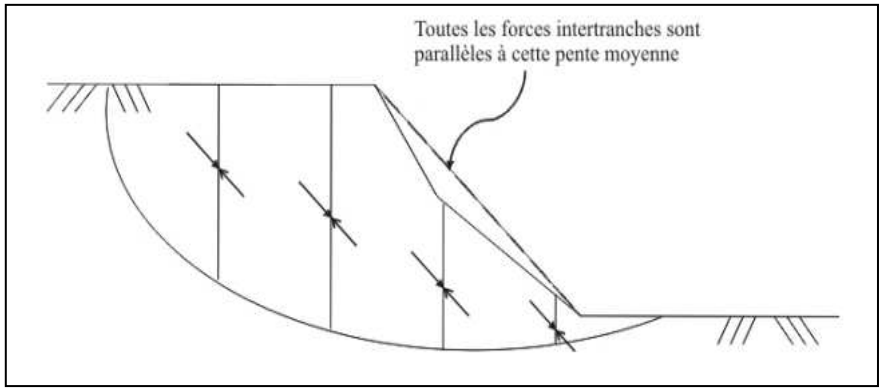


Fig. I.6. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise *(MASEKANYA J.P., 2008).*

2. Méthodes globales (FAURE R.M., 2000)

Les méthodes globales (Caquot, 1954 ; Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant. L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

a. Les méthodes graphiques

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur c'L, L étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée à φ', est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon Rsinφ', et on suppose que la résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur introduite par ces hypothèses ; il trouve qu'elle est inférieure à 15% sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture *(FAURE R.M., 2000).*

Tavenas et Leroueil (1981 et 1982) discutent dans le cadre de cette approche la signification du coefficient de sécurité F relativement à la distribution des contraintes normales. Ils montrent quelques non-sens et proposent une approche qui considère que la rupture est la fin d'un chemin de contraintes particulier en chaque point de la courbe de rupture ; ils introduisent la notion de marge de sécurité, évaluée en terme de pression interstitielle. Cette approche est donc une mise en forme différente des paramètres intervenant dans le calcul de la stabilité, en gardant le souci d'une interprétation physique simple du coefficient de sécurité *(FAURE R.M., 2000).*

b. Méthode de Bell (1969)

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres λ et μ :

$$\sigma_n = \lambda\gamma h + \mu \sin(\frac{\pi(X-X_0)}{X_1-X_0}) \qquad \textbf{[I.6]}$$

Où : X, X_1 et X_0 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cependant, cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants *(FAURE R.M., 2000).*

c. Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al (1974) et développée par Faure (1985) *(FAURE R.M., 2000).* Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_F *(FAURE, 2000 et DURVILLE et al, 2003).* La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème ; qui sont le coefficient de sécurité F et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et μ). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements.

I.4.1.3. Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données pour être vraiment opérationnels *(MAGNAN et al, 1998)*. La mise en œuvre d'une méthode de Monte-Carlo *(CHAISSON et al, 1998)* peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité. La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent *(PHAM, 1994)*, leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire *(FAURE R.M., 2000)*. La première tentative d'application de cette technique en mécanique des terrains remonte vraisemblablement à 1979 par Brown (1979). Mais ce n'est que dans les années 80, que l'application du raisonnement flou a gagné l'attention des ingénieurs et des chercheurs en mécanique des terrains *(Y. EL-SHAYEB, 1999)*. Plusieurs auteurs ont étudié des problématiques géotechniques en utilisant la logique floue, on peut citer :

- Kawakami et al. (1984) qui ont appliqué la logique floue pour la détermination des zones à risque de glissement de terrain ;
- Fairhust et al. (1985) qui ont utilisé la logique floue pour déduire un système permettant de connaitre la durée de stabilité d'une galerie sans soutènement artificiel ;
- Nguyen (1985) a tenté d'appliquer la logique floue pour la détermination des zones à risque de glissement de terrain ;
- Nguyen et al. (1985) ont tenté de réaliser une classification des sites en utilisant la logique floue ;
- Wenxiu (1987) a proposé un modèle mathématique pour l'analyse des déplacements et des déformations des massifs sous l'influence d'excavations ;
- Sakura et al. (1987) ont effectué une comparaison entre le facteur de sécurité et le nombre flou qui représente le risque ;
- Kacewicz (1987) décrit les paramètres du sol avec des nombres flous ;
- Sui (1992) applique des concepts de systèmes d'information géographiques pour l'évaluation d'un plan d'urbanisme du terrain en utilisant la logique floue ;
- Burrought et al. (1992) réalisent une classification des terrains, à l'aide d'observations et de la topographie du site, en appliquant le concept de raisonnement flou ;
- Fukagawa et al. (1996) appliquent la logique floue pour l'estimation des propriétés du sol à partir d'un forage vertical ;
- Zettler et al. (1998) développent un système flou pour le contrôle d'un tunnelier (comparaison entre un système flou et une galerie pilote).

I.4.1.4. Méthodes en trois dimensions

Azzouz et Baligh (1993) ont montré que l'influence de la troisième dimension est en général faible et ce travail supplémentaire n'a de sens que pour des études de fondations sur pentes. Cependant, Gens et al. (1988) avaient montré que l'erreur peut atteindre 30% pour les sols cohérents. Plusieurs méthodes en trois dimensions ont alors été proposées, on peut citer par exemple :

- La méthode d'équilibre de blocs en trois dimensions (les méthodes des blocs se développent facilement en trois dimensions, cependant l'introduction de la troisième composante induit des difficultés).
- La méthode des colonnes.
- Extension d'une méthode globale.

I.4.1.5. limitations des méthodes de calcul à la rupture (équilibre limite)

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes à la rupture (méthodes d'équilibre limite) présentent un certain nombre d'insuffisances et d'anomalies :

- La principale limitation de toutes ces méthodes, est le fait qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse supposée instable en tranches. Ce qui implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre les tranches et par conséquent sur l'équilibre de la pente. Pour les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, Fredlund et al. (1977) montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité. Cependant, dans les méthodes qui répondent uniquement à la condition d'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces inter-tranches *(MASEKANYA J.P., 2008).*
- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique. Ces techniques ne donnent en effet aucune information sur les déplacements *(MASEKANYA J.P., 2008).*
- Le coefficient de sécurité F est supposé identique en chaque point du plan de glissement. Or, Duncan et Wright (2005) montrent que la résistance ultime au cisaillement n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement. De plus, ces méthodes ne permettent pas la détermination des pressions interstitielles au moment de la rupture *(DELMAS P. et al., 1987) ;*
- Pour les géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté, en plus, les surfaces de rupture complexes (non circulaires) sont en général difficilement détectables *(MASEKANYA J.P., 2008)* ;
- Les méthodes à la rupture ne permettent pas la prise en compte des phénomènes de progressivité de la rupture, qui nécessitent des modèles rhéologiques faisant intervenir les paramètres de fluage reliant les déformations et les paramètres de cisaillement au temps *(DELMAS P. et al., 1987).*

I.4.2. Les méthodes numériques d'analyse de la rupture des versants

Tout problème mécanique peut être décrit par un modèle physique qui se traduit souvent par une équation différentielle, une équation intégrale ou une équation aux dérivées partielles. Ces équations relient entre elles les grandeurs intervenant dans le problème étudié. La résolution analytique du système se traduit par l'obtention des valeurs des inconnues du problème (déplacements, vitesses, efforts,…) en fonction d'une ou plusieurs variables pouvant prendre une infinité de valeurs possibles *(GOODMAN R.E., 1995)*. Cependant, les solutions analytiques sont remplacées actuellement par les outils de calcul numérique qui ont connu un important développement. La résolution numérique des problèmes consiste à approximer la solution continue grâce au découpage spatial et temporel des équations. Plusieurs méthodes de discrétisation peuvent être utilisées telles : la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis, etc. En mécanique des sols, l'utilisation de la méthode des éléments finis est très répondue. Elle s'adapte très bien à un grand nombre de problèmes de sol *(RAFIEE A., 2008)*. Cette méthode est utilisée dans cette thèse pour l'analyse de la rupture du versant d'Ain El Hammam.

La méthode des éléments finis

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numériques donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade de la pré-rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité.

Plusieurs travaux ont été réalisés dans le domaine des éléments finis, on peut citer les travaux de référence de DHATT et al. (1981) ou ZIENKIEWICZ et al. (2000), l'application de VENGEON et al. (1999), les travaux de SU K. et al. (2001),...

Plusieurs types de calcul peuvent être réalisés sur un modèle géotechnique d'éléments finis. L'analyse du comportement d'un versant naturel instable nécessite d'effectuer des calculs à la rupture. Lorsqu'une pente naturelle se rompt, la résistance mobilisée n'est plus suffisante pour s'opposer aux efforts moteurs mobilisés le long de la surface de rupture. La méthode des éléments finis permet l'analyse de la stabilité des versants en utilisant la méthode Phi/c reduction. Un coefficient dit « coefficient de sécurité F » est utilisé pour la détermination de l'état de stabilité du terrain. Le versant peut être considéré dans un état stable, si le coefficient de sécurité est supérieur à 1 *(MASEKANYA J. P., 2008)*. Ce coefficient est déterminé par la méthode des éléments finis par la réduction des caractéristiques de résistance au cisaillement jusqu'à la rupture du versant. Le coefficient de sécurité est considéré égal au facteur de réduction de la résistance. Plusieurs chercheurs ont utilisé la méthode Phi/C reduction pour l'analyse de la stabilité des pentes ; on peut citer les travaux de : SAN, MATSUI et KATSURAYA (1990) ; SAN et MASUI (1991) ; UGAI (1990) ; MASEKANYA (2008), etc. Ce type de calculs permet l'étude de la propagation de la rupture du versant et de l'évolution du coefficient de sécurité. La méthode Phi/c reduction peut se résumer en trois étapes principales :

Étape 1. Application du poids propre et de l'état de contrainte initial du modèle.

Étape 2. À partir de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du coefficient de sécurité, le coefficient de sécurité Fs est évalué par réduction des paramètres de résistance, d'où, l'écriture des fonctions suivantes :

$$\frac{\tau}{F_s} = \frac{c}{F_s} + \sigma \frac{\tan\varphi}{F_s} \text{ ou } \frac{\tau}{F_s} = c_{crit} + \sigma \tan\varphi_{crit} \quad \textbf{[I.7]}$$

Dans ce cas on obtient :

$$c_{crit} = \frac{c}{F_s} \text{ et } \varphi_{crit} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{F_s}\right) \quad \textbf{[I.8]}$$

Étape 3. La procédure de la deuxième étape est répétée en incrémentant le facteur de réduction des caractéristiques de résistance au cisaillement (le coefficient Fs) jusqu'à non convergence du calcul, autrement dit jusqu'à la rupture du versant. La valeur critique de Fs devient le coefficient de sécurité pour le talus considéré.

I.4.3. 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, les méthodes classiques de l'analyse de la stabilité des pentes à la rupture font défaut ; il faut alors considérer des approches énergétiques. Dans les cas où, au sein de la masse en mouvement, la pression interstitielle joue un grand rôle (cas de coulées boueuses), les approches développées initialement pour les problèmes de fluides avec des viscosités évolutives ou des approches basées sur l'observation de terrain peuvent être utilisées.

I.5. Méthodes de prévision de l'évolution du mouvement des versants instables

Les études ont monté l'insuffisance des analyses de stabilité classiquement utilisées (en particulier le coefficient de sécurité), plus précisément leur incapacité à fournir des informations sur l'évolution des déplacements. En effet, les calculs de stabilité des pentes sont souvent réalisés par des méthodes d'équilibre-limite qui reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations *(DURVILLE J.L. et SEVE G., 1998 ; FAURE R.M., 2000).* En outre, des tentatives d'analyses mécaniques rigoureuses des mouvements de terrain ont été menées avec un succès limité. Quelques approches basées sur des calculs empiriques ont aussi été proposées. Ces méthodes tentent de mieux comprendre les mécanismes d'évolution des versants en mouvement et en particulier la liaison entre les précipitations et la cinématique du mouvement. Ces études reposent sur l'instrumentation et le suivi du site instable. Les modèles les plus répondus seront présentés et étudiés dans les paragraphes qui suivent.

I.5.1. Prise en compte du déplacement dans les méthodes à la rupture

Afin de fournir des résultats en termes de déplacements, permettant la détermination des déplacements à venir de la pente instable, qui doivent être admissibles, des extensions des méthodes de calcul à la rupture ont été réalisés. Ces extensions permettent :

- D'expliquer le phénomène de rupture progressive ;
- D'évaluer le coefficient de sécurité en fonction d'un déplacement mesuré par inclinométrie ;
- D'étudier la probabilité de la réactivation d'un glissement en utilisant la vitesse de déformation, ce qui élimine le problème de l'état initial ;
- De comparer des méthodes confortatives ;
- De prévoir l'aléa et parfois la date de rupture, après avoir calé les paramètres du modèle par analyse à rebours sur une période connue pendant laquelle tout a été mesuré.

Les déplacements dans une pente sont difficiles à cerner. Quand on découvre le mouvement d'une pente, on ne sait jamais depuis combien de temps il se produit. Il est donc nécessaire de faire une hypothèse importante pour pouvoir poser le problème (choisir les caractéristiques au pic ou bien les caractéristiques résiduelles) *(FAURE R.M., 2000).*

a. les modèles simples

Les premières méthodes développées ne tiennent pas compte du déplacement comme paramètre de calcul. Bjerrum (1967) s'intéresse à la rupture progressive d'un versant instable. Il développe son modèle pour un glissement plan ; il considère une chute de résistance au-delà d'un seuil. Ensuite, Bishop (1971) modifie sa méthode en introduisant un facteur résiduel local prédéfini ; il montre qu'avec certaines distributions le long du cercle de rupture, le coefficient de sécurité varie de façon significative. Law et Lumb (1978) modifient une méthode des tranches avec une surface de rupture circulaire et redistribuent les efforts perdus après le pic (définis par τ_{pic}) dans un processus itératif. Ils trouvent des équilibres où un certain nombre (m) de tranches se trouve en cisaillement résiduel (défini par $\tau_{résiduel}$), alors que les autres (n) n'ont pas dépassé le pic. Le coefficient de sécurité global défini par ces auteurs tient compte des différentiations des tranches. La formule du coefficient de sécurité donnée par Law et Lumb (1978) est donc la suivante :

$$F = \frac{[\sum_1^n \tau_{pic} + \sum_1^m \tau_{résiduel}\,]}{\sum_1^{n+m} \tau} \qquad \textbf{[I.9]}$$

Chowdhury et al. (1987) développent un modèle où le phénomène de rupture progressive est régi par une loi probabiliste (*FAURE R.M., 2000).* D'autres recherches introduisant le développement comme paramètre de calcul ont aussi été proposées. Christian et Whitman (1969) traitent un glissement plan formé d'une couche d'argile élastique (avec un module d'élasticité E) d'épaisseur

constante h. il s'agit d'un problème à une seule dimension, il conduit à une équation différentielle facile à résoudre.

$$\tau = Eh\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \qquad \textbf{[I.10]}$$

Où : Ox est parallèle à la pente et U le déplacement suivant Ox.

Athanasiu en 1980 considère un ensemble de tranches élastiques dont le déplacement le long de la surface de rupture est en fonction du cisaillement. L'équation d'équilibre se transforme alors en équation aux déplacements ; elle est résolue par inversion d'un système linéaire. En outre, une analyse non linéaire peut être réalisée en déterminant, pas à pas, le module de cisaillement sécant. Bernader et al. (1984 et 1989) améliorent le modèle proposé par Athanasiu en 1980 ; ils supposent que le déplacement est le résultat d'une distorsion augmentée d'un glissement à la base. Farhat (1990) ensuite Faure et al. (1992) présentent un modèle qui tient compte de la contrainte normale le long de la courbe de rupture, ils paramètrent ensuite la loi effort-déformation en fonction de cette contrainte normale (la contrainte normale est fournie par la méthode des perturbations). Ce modèle est bien adapté pour des études comparatives de solutions confortatives ou pour un calage après une période de mesure, afin de prévoir les déplacements à venir en fonction du niveau de la nappe par exemple.

b. Introduction du paramètre temps

Après la rupture progressive (ou régressive), quelques auteurs se sont intéressés à l'évolution d'une pente au cours du temps. L'expérience montre que les ruptures peuvent se produire à chargement constant après avoir subi (encaisser) des déformations au paravent. La résistance de la pente au cisaillement peut être modélisée par décroissance logarithmique en fonction du temps et par des prises en compte de la chute de résistance après le pic. Le coefficient de sécurité obtenu est en fonction du temps. Ces approches fournissent rapidement des réponses en termes de déplacements avec des schémas de calcul simples *(FAURE R.M., 2000)*. Les calculs des déplacements ont été réalisés à partir d'une modélisation du fluage. Le fluage désigne l'aptitude d'un matériau à se déformer sous une charge constante ; le temps constitue alors un facteur important du phénomène. Plusieurs auteurs ont essayé d'évaluer le déplacement d'une pente à partir de formulations plus ou moins complexes. Cependant, les formulations proposées étaient en général incomplètes et influencées par de nombreux paramètres. On peut citer à titre d'exemple les méthodes suivantes :

- La formulation de Singh et Mitchell (1968)
- La loi de Lo et Morin (1972)
- La formulation de Ter-Stepanian (1975)
- Le modèle de Faure et al. (1992)

I.5.2. Prévision de l'évolution des mouvements à partir de séries de données cinématiques

I.5.2.1. Méthodes de prévision de la date de rupture

Ces techniques considèrent les paramètres évalués ou mesurés (déplacements, vitesses, ou accélérations) comme extraites d'une suite infinie. Cependant, une évolution totalement anarchique ne permet pas de répondre convenablement à cette problématique, ceci limite donc l'utilisation de ces méthodes dans les cas où les phases d'activité du mouvement sont stables. Ces méthodes admettent pour hypothèse que la phase de rupture se produit lorsque la courbe déplacement-temps avoisine une asymptote verticale. Par ailleurs, il est possible, dans certain cas, de définir la rupture par un seuil limite du mouvement ; avant que la courbe mouvement-temps atteigne une allure asymptotique.

a. Méthode de SAITO

La méthode de Saito (1965 et 1969) découle analytiquement d'une relation (relation n° I.11), observée pour des sols fins en laboratoire sur des essais de fluage en compression, et dans des essais in situ réalisés sur des coulées de terre.

$$\log(t_r - t) = C - D.\log\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right) \quad \textbf{[I.11]}$$

Avec : $\varepsilon = \left(\frac{dl}{l_0}\right)$

$\frac{d\varepsilon}{dt}$: vitesse de déformation dans la phase finale.
t_r : temps où se produit la rupture.
C et D : constantes.
l_0 : distance initiale entre les deux points de mesure.

Non loin de la rupture la courbe définie par l'équation [I.11] prend la forme d'une hyperbole, on a donc D=1. En posant C=log(A).

$$\text{Log}\,(t_r - t) = \log\,(A) - \log\,(d\varepsilon/dt) \quad \textbf{[I.12]}$$

$$\text{D'où :}\ \ t_r - t = \frac{A}{\frac{d\varepsilon}{dt}} \quad \text{ou} \quad \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{A}{t_r - t} \quad \textbf{[I.13]}$$

En intégrant sur t entre t_0 et t on aura l'équation suivante :

$$\varepsilon = l_0 A \log\left(\frac{t_r - t_0}{t_r - t}\right) \quad \textbf{[I.14a]}$$

$$\text{Ou :}\ \Delta l = l_0 A\ \log\left(\frac{t_r - t_0}{t_r - t}\right) \quad \textbf{[I.14b]}$$

Cette équation comporte trois (03) inconnues : l_0A, t_0 et t_r (ou $t_r - t$). A partir de trois mesures de déplacement Δl_a, Δl_b et Δl_c au temps t_a, t_b et t_c (où : $t_a < t_b < t_c$), on peut déterminer ces inconnues.

Les prévisions peuvent également être réalisées graphiquement ; cette approche présente l'avantage d'être applicable même dans les cas où on ne dispose pas de mesures aux temps t_a, t_b et t_c (les mesures dans ce cas sont évaluées par interpolation).

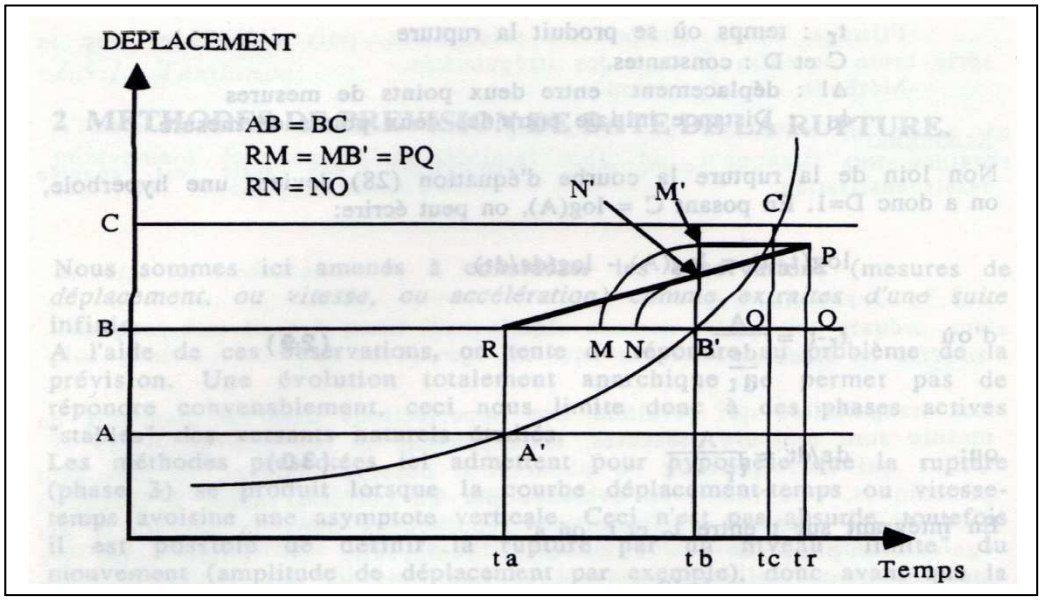


Fig. I.7. Représentation graphique des courbes déplacement-temps *(GERVREAU E., 1991).*

Soit RQP et RB'N' deux triangles semblables (voir la figure I.7) :

$$\frac{RQ}{PQ} = \frac{RB'}{N'B'} \quad \textbf{[I.15]}$$

$$\frac{t_r - t_a}{\frac{1}{2}(t_a - t_b)} = \frac{t_b - t_a}{(t_b - t_a) - \frac{1}{2}(t_c - t_a)} \quad \textbf{[I.16]}$$

$$t_r - t_a = \frac{\frac{1}{2}(t_b - t_a)^2}{(t_b - t_a) - \frac{1}{2}(t_c - t_a)} \quad \textbf{[I.17]}$$

Afin de mieux exploiter cette technique, il est préconisé :

- De disposer d'au moins cinq (05) points de mesure entre A et C pour permettre un lissage graphique des courbes ;
- D'effectuer un lissage de la courbe sur environ cinq (05) points successifs ;
- De conserver la même longueur du segment AC pour des prévisions successives, afin de pouvoir les comparer et suivre leur évolution au cours de l'évolution des déplacements.

Cependant, la principale limitation de cette méthode est le fait que les résultats varient sensiblement avec la grandeur des segments AB (=BC) choisie.

b. Méthode de prévision d'Asaoka (1978) modifiée par Azimi et al. (1988)

Cette méthode a été énoncée initialement pour prévoir les tassements maximaux dus à la consolidation des sols. Azimi et al. (1988) ont proposé l'utilisation de cette technique pour la prévision de la date de rupture des glissements de terrain.

Soit Y la mesure de l'évolution d'un paramètre du mouvement (déplacement ou vitesse) en fonction du temps. Le problème consiste à chercher une valeur finie du temps pour laquelle Y tend vers l'infini (le temps de la rupture). Le principe est de découper l'échelle des Y en intervalles égaux ΔY, correspondant à des temps successifs croissants t_n, t_{n-1}, dont les intervalles $\Delta t = t_i - t_{i-1}$ tendent vers zéro si Y tend vers l'infini.

La représentation graphique de cette méthode est la suivante :

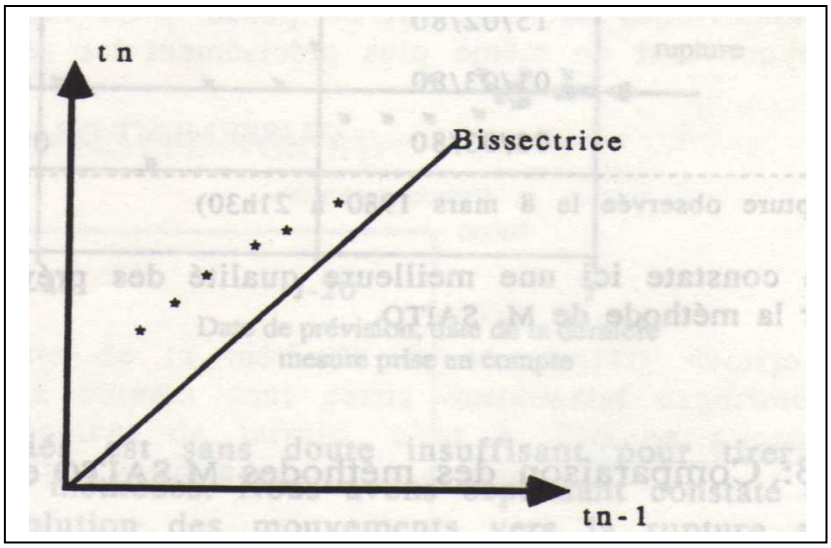


Fig. I.8. Représentation graphique de la méthode d'Asaoka *(GERVREAU E., 1991).*

Il est possible de prévoir la date de rupture si la courbe tracée à partir des dernières mesures permet un ajustement, qui par extrapolation recoupe la bissectrice dans le futur. L'intervalle ΔY est arbitraire et a une influence sensible sur la prévision : c'est là la grande difficulté de cette méthode. Cependant, plusieurs intervalles ΔY peuvent être retenus et le graphique $t_n = f(t_{n-1})$ sera tracé avec plusieurs séries de points sur le même plan. Cette méthode ne s'applique qu'aux périodes d'évolution du mouvement continûment croissantes.

c. Méthode de Fukuzono et Voight

Il s'agit d'une variante de la méthode de Saito ; ces deux auteurs sont partis du constat expérimental qu'en phase de rupture du mouvement de terrain, l'équation suivante est vérifiée (équation [I.18]) :

$$\frac{d^2\varepsilon}{dt^2} = A\left(\frac{d\varepsilon}{dt}\right)^{\alpha} \quad \textbf{[I.18]}$$

Où : ε est le déplacement, t est le temps, A et α sont des constantes.

La vitesse à la rupture $\dot{\varepsilon_r}$ atteint de grandes valeurs ; Fukuzono (1985) obtient alors pour α > 1 la formulation suivante :

$$\frac{1}{\dot{\varepsilon}} = [A(\alpha - 1)(t_r - t)]^{\left(\frac{1}{\alpha - 1}\right)} \quad \textbf{[I.19]}$$

$$(t_r - t) = \frac{1}{\dot{\varepsilon}^{(1-\alpha)} A\,(1-\alpha)} \qquad \textbf{[I.20]}$$

La formule [I.19] peut être représentée graphiquement comme suit :

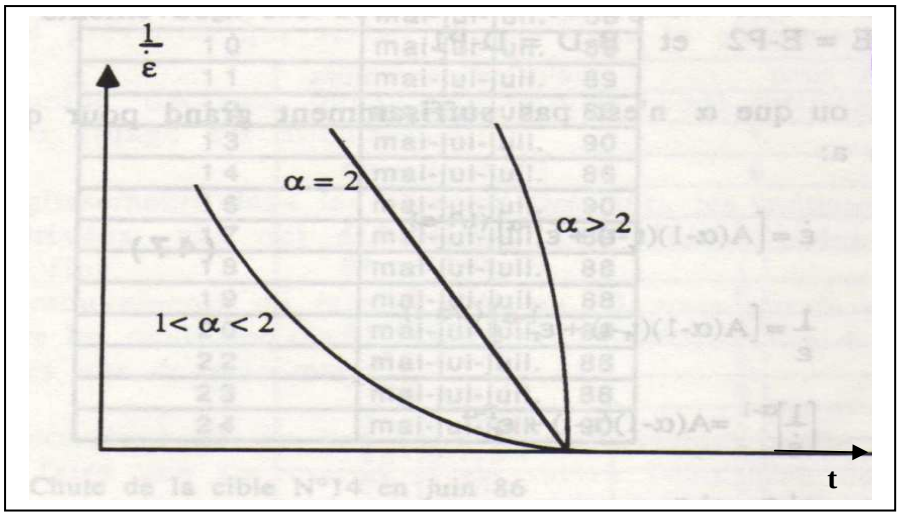


Fig. I.9. Représentation graphique de la formule I.17 *(GERVREAU E., 1991).*

Lorsque α<1 ; α n'est pas suffisamment grand pour que $\dot{\varepsilon}_r^{1-\alpha}$ soit négligeable. Voight (1988) obtient dans ce cas la formule suivante :

$$(t_r - t) = \frac{\dot{\varepsilon}^{(1-\alpha)} - \dot{\varepsilon}_r^{(1-\alpha)}}{A\,(1-\alpha)} \qquad \textbf{[I.21]}$$

d. Méthode de Vibert (1987)

Vibert a proposé une méthode pour la prévision de la date de rupture. Il a appliqué sa technique sur le versant instable de la Clapière. L'auteur a montré l'opportunité d'un ajustement exponentiel de la courbe des déplacements d'une zone de glissement pour caractériser son évolution avant la rupture. Il a ensuite tenté de prévoir la rupture de l'ensemble du massif en mouvement. Il a appliqué sa méthode au glissement de la Clapière ; les ajustements exponentiels des courbes de déplacement (de 1983 à 1985) ont permis d'extrapoler vers l'évolution future des déplacements d'une vingtaine de points matérialisés sur se versant. Il a fixé un seuil limite en vitesse à 45 mm/jour ; cette valeur représente la vitesse maximale enregistrée lors de la rupture d'un ressaut rocheux très fracturé. A partir de ce seuil, il suffit de trouver sur les courbes et d'extrapoler la date à laquelle la tangente de la courbe déplacement atteint cette valeur limite. Afin d'appliquer cette approche pour les cas de glissements d'ensemble, il est préférable de considérer le déplacement moyen d'un ensemble de cibles en mouvement.

La principale insuffisance de cette méthode est la difficulté de fixer un seuil de vitesse au-delà duquel se produira la rupture. De plus, cette technique ne permet pas d'effectuer des prévisions de la rupture lorsque les vitesses sont décroissantes.

I.5.2.2. Limitations des méthodes de prévision de la date de rupture

- Toutes ces méthodes sont empiriques et commodes à utiliser, mais aucune d'entre elle n'est adaptée à tous les types de rupture ;
- Il n'est pas possible de prévoir la date de rupture lorsque le mouvement connait des décélérations ;
- Dans le cas de forte dépendance d'un élément extérieur variable au cours du temps (telles que les précipitations, les variations de température, les surcharges…) ces techniques posent plusieurs problèmes et les résultats sont souvent loin de la réalité ;
- Ces techniques sont bien adaptées pour les ruptures par fluage ;
- La méthode de Saito et ses dérivées conviennent pour des glissements dans les sols. Ces techniques ont été testés et validés sur des matériaux fins ;
- Pour les mouvements des terrains rocheux, il est préférable de se tourner vers la méthode d'Asaoka ou la méthode de Fukuzono et Voight.

I.5.2.3. Méthodes de prévision des mouvements

Les méthodes de prévision du mouvement comportent en général deux étapes :

- Une modélisation qui consiste à trouver les caractéristiques d'une série chronologique passée plus ou moins longue. Cette série doit recouvrir la période de calage.
- Une prévision appuyée sur les caractéristiques de la série passée sera calculée à un horizon plus ou moins grand. Cette prévision est basée principalement sur l'hypothèse que l'évolution de la série future sera un prolongement de la série passée.

Certaines méthodes sont dites glissantes, c'est-à-dire qu'une modélisation est faite à chaque nouvelle valeur de la série. Les prévisions par ces méthodes sont d'horizon réduit. Les autres sont non glissantes, elles ne nécessitent une nouvelle modélisation qu'à chaque fois que le prévisionniste le juge nécessaire. L'horizon de prévision pour ces méthodes peut être important, mais les résultats sont d'autant moins satisfaisants que l'on est éloigné dans le temps de la fin de la série utilisée pour le calage.

a. Méthodes de prévision de l'amplitude des mouvements par ajustement

Lorsque la série présente une évolution au cours du temps facile à mettre en équation, la méthode d'ajustement peut convenir. Il s'agit d'une méthode non glissante, elle permet des prévisions à un horizon éloigné. Cette technique consiste à choisir d'abord une équation sur une série selon le critère des moindres carrés. Une extrapolation dans le futur est ensuite effectuée (la portion de série obtenue par extrapolation constitue la prévision sur laquelle il est possible de définir un intervalle de confiance). Pour une bonne prévision, les deux conditions suivantes doivent être remplies :

- Le choix de l'équation d'ajustement doit être correct ; elle doit permettre une bonne corrélation entre les valeurs connues et les valeurs obtenues par ajustement.
- L'évolution des valeurs de la série reste la même sur les périodes de modélisation et de prévision.

- ***Prévision par ajustement d'une équation de degré zéro***

Cette méthode est applicable dans les cas où la moyenne des valeurs de la série (déplacements ou vitesses) est constante au cours du temps. Ce modèle peut convenir pour des phases stables du mouvement de terrain, caractérisées par un déplacement ou une vitesse constante. Cette méthode consiste à supposer que la prévision Y_t est défini par :

$$Y_t = \mu + \varepsilon_t \quad \textbf{[I.22]}$$

Où : μ : un paramètre constant, $\{\varepsilon_t\}$: bruit blanc, il traduit l'incertitude liée à la mesure des actions mineures sur le mouvement.

L'équation de Y est indépendante de l'horizon h :

$$Y_n(h) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} Y_i \quad \textbf{[I.23]}$$

$Y_n(h)$: prévision de la série des n valeurs Y à l'horizon h ;
n : nombre de valeurs contenues dans la série.

- ***Prévision par ajustement linéaire***

Il s'agit de l'ajustement sur la série des valeurs (déplacement, vitesse,…) connues d'une droite d'équation Y = A.t + B. le choix de la série passée se fait généralement de façon arbitraire. Il convient toutefois de respecter les règles suivantes :

- La période de modélisation doit contenir un nombre suffisant de mesures (un minimum de deux mesures) pour que l'ajustement soit possible et que les résultats soient significatif de l'évolution de la série ;
- La période de modélisation doit être plus longue que la période qui couvre la prévision correspondante.

- ***Ajustement sur deux mesures successives***

Dans ce cas, il est nécessaire que le pas de temps entre les mesures soit constant et il n'est pas possible de définir un intervalle de confiance des prévisions. A partir de ces deux mesures, une prévision pour la mesure à venir est effectuée en utilisant la formulation suivante :

Prévision de la mesure (i+1) = 2 mesure (i) – mesure (i – 1) **[I.24]**

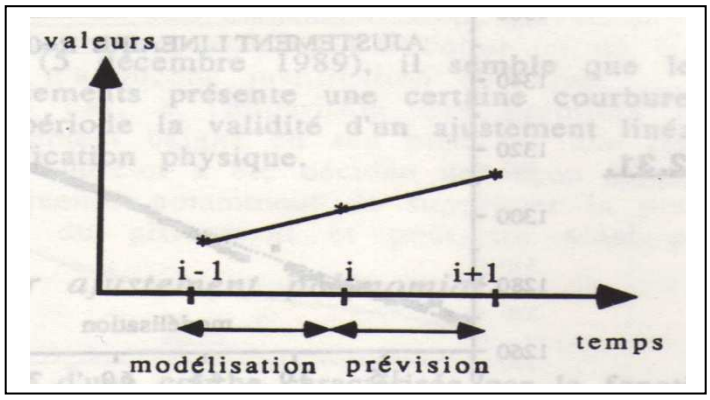


Fig. I.10. Prévision des mesures de déplacement *(GERVREAU E., 1991).*

Ce type de prévision donne des résultats satisfaisants quand l'erreur de mesure n'est pas importante. Dans le cas contraire, il est conseillé de multiplier les valeurs de la série de modélisation ; ce qui revient à atténuer l'aléa introduit par les erreurs de mesure.

- ***Ajustement sur plus de deux mesures***

Dans ce cas, il n'est pas nécessaire que le pas de temps entre les valeurs de la série soit constant. La plupart des logiciels graphiques permettent des ajustements et calculent le coefficient de corrélation R. Ce dernier, permet d'évaluer la qualité de l'ajustement, mais ne peut d'aucune manière caractériser la justesse des prévisions effectuées ensuite par extrapolation. Un coefficient de corrélation R supérieur à 0.9 peut être satisfaisant. Lorsque cette valeur n'est pas atteinte, il faut soit tenter des ajustements non linéaires, soit prendre une série plus longue, ou encore écarter la série des valeurs aberrante. S'il n'est pas possible d'améliorer la corrélation, il conviendra de rechercher une autre méthode de prévision.

- ***Prévision par ajustement polynomial***

Il s'agit de l'ajustement d'une courbe caractérisée par la fonction suivante :

$$Y = \sum_{j=0}^{k} a_j t^j \qquad \textbf{[I.25]}$$

Les coefficients a_j de la fonction sont déterminés par la méthode des moindres carrés. Le critère de choix du degré k du polynôme sera le coefficient de corrélation R obtenu lors de l'ajustement, qui doit être le plus voisin possible de 1. En effet, le choix se fait facilement à partir de l'observation de la série. Une fois l'ajustement effectué, les prévisions des valeurs futures de la série sont faites par extrapolation.

- ***Prévision par ajustement non polynomial***

Les logiciels graphiques courants permettent généralement d'effectuer des ajustements de type exponentiel, logarithmique ou sinusoïdal. Cependant, lorsque le mouvement s'achemine vers la phase de rupture, aucun ajustement polynomial ou non polynomial ne permet des prévisions

satisfaisantes sur de longues périodes. Seule l'évolution du déplacement ou de la vitesse sera un indicateur du caractère du mouvement.

b. Méthodes de prévision de l'amplitude des mouvements par lissage

Le nom lissage regroupe un ensemble de méthodes glissantes d'extrapolation, qui ont toutes pour caractéristiques de donner un poids prépondérant aux valeurs récentes des séries. Ces techniques sont utilisées pour la prévision à court terme. Les lissages se caractérisent par la simplicité des calculs et le petit nombre d'informations nécessaires à leur mise en œuvre. En outre, tout lissage repose sur le choix d'une fonction de prévision (d'une fonction mathématique qui va servir à l'extrapolation). La fonction choisie (souvent empiriquement) dépend d'un certain nombre de a_i qui sont calculés à partir de l'historique disponible, mis à jour à l'arrivée de chaque nouvelle observation.

- ***Lissage exponentiel simple***

Le lissage exponentiel simple est une méthode adaptée à la prévision des séries qui sont soumises qu'à une variation accidentelle ; qui ne présentent ni tendance ni variation saisonnière.

La prévision à l'horizon 1

La prévision est effectuée en choisissant comme prédicteur à l'horizon 1 la relation suivante :

$$Y_T(1) = \sum_{j>1} \alpha(1-\alpha)^j Y_{T-j} \qquad \textbf{[I.26]}$$

Avec : 0<α<1 : paramètre à optimiser ;

$Y_T(1)$: estimation effectuée au temps T de la valeur Y au temps T+1 (horizon 1).

Un coefficient de pondération $W_j = \alpha\,(1-\alpha)^j$ est attribué à l'observation Y_{T-j}. Le coefficient W_j est d'autant plus faible que l'estimation est ancienne tel que :

$$\sum_j W_j = 1 \qquad \textbf{[I.27]}$$

Pour : j = 0 à n, avec $n -> \infty$

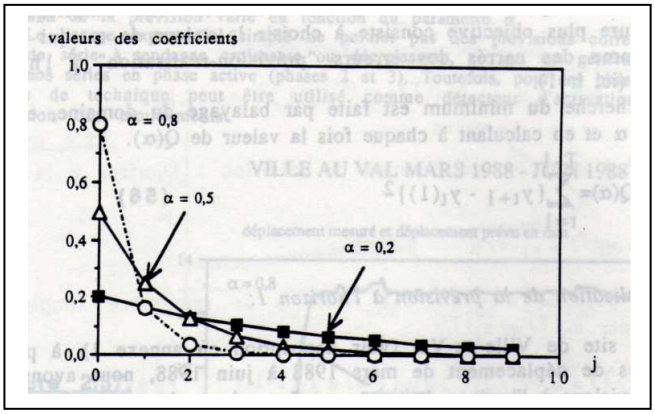


Fig. I.11. Comparaison des courbes obtenues pour les différents coefficients α *(GERVREAU E., 1991).*

La mise à jour de cette méthode est très simple à réaliser ; elle est réalisée en utilisant la formule suivante :

$Y_T(1) = \alpha\, e_T + Y_{T-1}(1)$ **[I.28]**

e_T : l'erreur de prévision de la valeur de Y à l'instant t.

$e_T = Y_T - Y_{T-1}(1)$ **[I.29]**

La formule [I.30], permet d'effectuer des mises à jour de la prévision, sans résoudre le problème de minimisation de la somme des carrés des résidus.

$Y_T(1) = a_0(T) = \alpha\, e_T + a_0^{(T-1)}$ **[I.30]**

Où $a_0^{(0)}$ représente la moyenne arithmétique des 2 ou 3 premières observations de la série. Les autres paramètres sont ensuite calculés de proche en proche $a_0^{(1)}$, $a_0^{(2)}$, $a_0^{(3)}$, …, $a_0^{(t)}$ avec un α fixé ; ces paramètres constituent les prévisions successives du mouvement.

Le choix du coefficient α repose souvent sur des considérations empiriques ; une procédure plus objective consiste à choisir la valeur de α qui minimise la somme des carrés des erreurs « prévision-mesure » à l'horizon donné (ici à l'horizon 1). La recherche du minimum est faite par balayage du domaine, en faisant varier α et en calculant à chaque fois la valeur de Q(α).

$Q(\alpha) = \sum_{t=1}^{T-1}[Y_{t+1} - Y_t(1)]^2$ **[I.31]**

Prévision à l'horizon h

L'adaptation de la prévision est d'autant plus retardée, que l'horizon est important. Il est toutefois possible de choisir un horizon supérieur à 1 (pas de temps entre les valeurs de la série) ; mais cela est déconseillé dans le cas des phénomènes naturels tels que les glissements de terrain car il peut exister des évolutions brutales et importantes.

- ***Lissage exponentiel double***

Pour des séries qui présentent une tendance linéaire croissante, les prévisions par lissage simple ne sont pas adaptées, elles sous estiment toujours la série ; les méthodes par lissage exponentiel double sont alors utilisées.

On suppose que les observations (mesures) peuvent être ajustées au voisinage de t=T par la droite d'équation :

$Y = a_0^{(T)} + a_1^{(T)}.(t - T)$ **[I.32]**

Les coefficients $a_0^{(T)}$ et $a_1^{(T)}$ sont choisis de façon à minimiser Q avec :

$Q = \sum_{j>0}(1-\alpha)^j * [Y_{t-j} - a_0(T) + a_1(T)(j)]^2$ **[I.33]**

La formule de prévision à l'horizon h est alors la suivante :

$$Y_T(h) = a_0^{(T)} + a_1^{(T)} h \quad \textbf{[I.34]}$$

Il est possible d'établir des relations de récurrence simples pour déterminer $a_0^{(T)}$ et $a_1^{(T)}$:

$$a_0^{(T)} = \lambda Y_T + (1-\lambda)[a_0^{(T-1)} + a_1^{(T-1)}] \quad \textbf{[I.35]}$$

$$a_1^{(T)} = \mu\left[a_0^{(T)} + a_0^{(T-1)}\right] + (1-\mu)a_1^{(T-1)} \quad \textbf{[I.36]}$$

Où: $\lambda = 1 - (1-\alpha)^2$ et $\mu = \frac{\alpha}{2-\alpha}$

Remarque : la prévision à un horizon h>1 est déconseillée aussi pour le cas du lissage exponentiel double.

c. Prévision de l'amplitude des mouvements par décomposition-recomposition

Lorsque la série comporte plusieurs composantes, il est parfois difficile d'adapter des méthodes de prévisions globales par ajustement (le choix de la fonction est difficile) ou par lissage (le choix de a, λ et μ est incertain). Dans ces cas, il est intéressant de décomposer la série suivant les techniques décrites dans les paragraphes précédents, puis d'opérer des prévisions sur les composantes obtenues par des méthodes adaptées, pour enfin recomposer la série.

I.5.2.4. Limitations des méthodes de prévision de l'amplitude des mouvements

Les méthodes de prévision à partir de données cinématiques peuvent être qualifiées d'aveugles car leur utilisation ne nécessite pas de faire une analyse mécaniques préalable du mouvement de terrain. La prévision dans ces méthodes repose sur la seule observation de l'évolution passée des déplacements ou des vitesses. Gervreau (1991) a montré que ces méthodes sont à employer lorsque les facteurs externes évoluent de façon régulière. Il a constaté aussi que lorsque ces modèles sont testés sur des glissements à surfaces de rupture bien définies, les prévisions sont souvent satisfaisantes. En revanche, lorsqu'il s'agit de mouvements sans surface de rupture bien définie (tels que les éboulements, les coulées boueuses,…) les résultats obtenus sont moins satisfaisants.

I.5.3. Prévision à partir de modèles orientés sur la cause hydraulique

Les modèles de prévision multivariés permettent une interprétation du phénomène physique. Ces modèles supposent l'existence d'une ou de plusieurs variables en sortie. Dans notre cas la variable en sortie sera une donnée cinématique (vitesse ou déplacement).

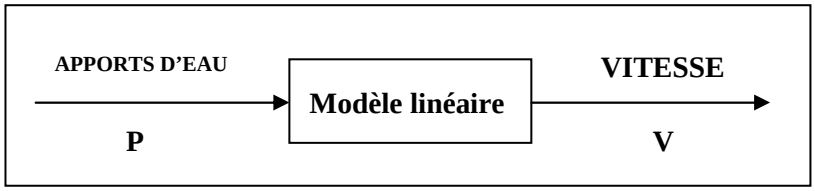


Fig. I.12. Présentation du modèle de prévision orienté sur la cause hydraulique *(GERVREAU E., 1991).*

La prévision est calculée à partir d'un modèle plus ou moins complexe qui utilise les variables d'entrée et éventuellement la variable sortie. Les paramètres du modèle sont calculés d'après la connaissance de ces variables durant la période de calage qui peut être plus ou moins longue et récente. D'après Durville et Sève (1998) les facteurs hydriques constituent la cause du déclenchement de 55% des glissements de terrain. Les études de prévision multivariées qui sont présentées sont alors orientées sur ces causes hydrauliques.

I.5.3.1. Le modèle proposé par Bouchelaghem (1987)

Bouchelaghem (1987) a proposé une méthode de prévision qu'il a appliquée au glissement de terrain de la Clapière. Il avait trouvé une relation entre les infiltrations et la cinématique de ce mouvement, puis entre les infiltrations et le débit de la Tinée (une rivière qui coule au pied du versant instable). Ces données lui ont permis de construire un modèle pour représenter le transit de l'eau dans le versant. L'auteur suppose une dépendance linéaire entre l'accélération du mouvement « A » et le niveau piézométrique H et il prévoit la cinématique du mouvement à partir du débit. Cependant, le modèle de Bouchelaghem présente l'inconvénient de comporter cinq paramètres qu'il faut caler.

I.5.3.2. Le modèle de prévision proposé par Gervreau (1991)

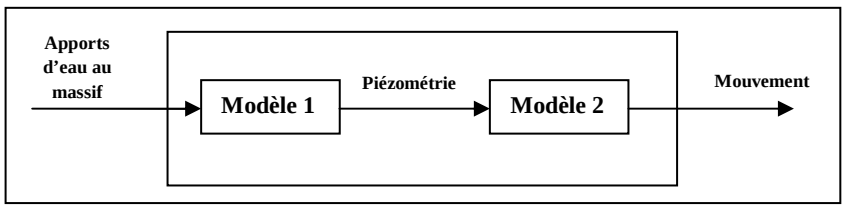


Fig. I.13. Présentation du modèle de prévision proposé par Gervreau *(GERVREAU E., 1991).*

L'auteur a testé dans un premier temps, des modèles linéaires simples. Cependant, les corrélations obtenues entre les séries « apports d'eau » et « vitesse de déplacement» n'étaient pas bonnes. Un ajustement linéaire de la liaison existante entre les apports d'eau au versant et la vitesse de son déplacement ne permet pas d'obtenir des résultats satisfaisants. L'auteur propose alors un modèle qui prend en compte le mode de transfert de l'eau à l'intérieur du versant. Il s'est inspiré de la méthode de Bouchelaghem A. (1987). Il a proposé une méthode de prévision du même type, mais qui comporte seulement deux paramètres de calage et nécessite moins d'une année de mesure pour être opérationnelle (la variable exogène de ce modèle est la quantité d'eau introduite dans le massif dont l'estimation est généralement très simple). Gervreau a proposé une liaison linéaire entre la hauteur piézométrique et le mouvement. Le modèle proposé suppose que les mouvements sont

principalement expliqués par les variations des conditions hydriques du site. Après avoir effectué un certain nombre de testes, il a abouti au modèle représenté dans la figure suivante :

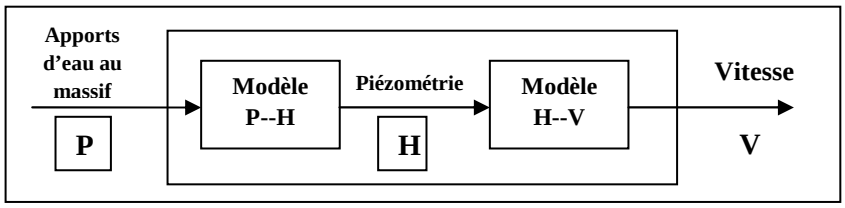


Fig. I.14. Le modèle complet de Gervreau *(GERVREAU E., 1991).*

Ce modèle admet trois hypothèses :

- Les apports d'eau gouvernent la piézométrie ;
- Un modèle à réservoir permet de simuler la liaison entre apports d'eau au massif et piézométrie ;
- L'existence d'une liaison directe entre la piézométrie et la vitesse du mouvement.

1. Méthode à réservoir P-H

Gervreau a étudié un modèle hydraulique simple à réservoir, à surface libre, muni à sa base d'un orifice de vidange et alimenté par sa surface. Il a utilisé ce modèle pour reconstituer un paramètre piézométrique.

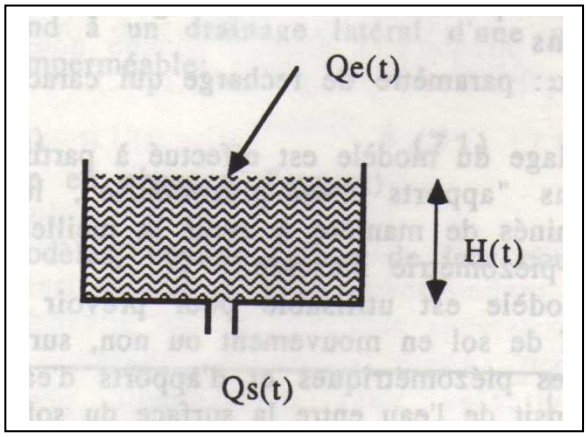


Fig. I.15. Modèle hydraulique à réservoir *(GERVREAU E., 1991).*

$$Q_s = CA_0\sqrt{2gH} = K\sqrt{H} \quad \textbf{[I.37]}$$

Avec : $K = CA_0\sqrt{2g}$
Q_s : débit sortant.
g : accélération de la pesanteur.
C : coefficient de performance de l'orifice de vidange.
A_0 : aire de l'orifice de vidange.
H : pseudo hauteur piézométrique (hauteur de remplissage du réservoir).
A_r : aire du réservoir.

Les débits entrant, Q_e sont directement disponibles en mm d'eau pour une aire de réservoir A_r égale à la surface unité. Il a obtenu alors la formule suivante :

$$H_{i+1} = (\sqrt{H_i} - B)^2 + \alpha P_i \quad \textbf{[I.38]}$$

Avec : $B = \frac{t_{i+1}-t_i}{(\frac{2A_r}{cA_0\sqrt{2g}})}$

P_i : les apports d'eau au massif ou quantités infiltrées.

Ce modèle comporte trois paramètres de calage : $H_{initial}$ (H_0), B (paramètre de décharge qui caractérise la perméabilité des terrains) et α (paramètre de recharge qui caractérise la porosité du versant).

Le calage du modèle est effectué à partir de l'histoire récente connue des liaisons « apport d'eau-piézométrie », les paramètres du modèle sont déterminés de manière à avoir la meilleure coïncidence possible entre H et la piézométrie mesurée. Ce modèle permet de prévoir la variation piézométrique d'un massif de sol stable ou non, à partir d'une série de mesures piézométriques et d'apports d'eau, à un horizon égal au temps de transit de l'eau entre la surface du sol et la nappe.

Cependant, le modèle ne tient pas compte d'une éventuelle nappe perchée, ni de zones non saturées pouvant apporter des variations particulières de la pression interstitielle, ni même de la présence d'écoulements subhorizontaux qui peuvent varier considérablement le niveau de la nappe. Ces modèles peuvent toutefois être bien adaptés aux cas où l'hydrogéologie n'est pas complexe. Par ailleurs, il est possible d'envisager d'autres modèles plus complexes. Gervreau a proposé une formulation correspondant à un drainage latéral (écoulement subhorizontal) d'une nappe à surface libre sur un substratum imperméable :

$$H_{i+1} = H_i(1 - C) + \beta P_i \quad \textbf{[I.39]}$$

Remarque : en cas d'absence d'apports d'eau au massif, on aura une décroissance exponentielle.

2. Liaison entre H et V

L'auteur a modélisé la liaison entre le paramètre piézométrique calculé à partir du modèle à réservoir (ou la mesure piézométrique) et la vitesse de déplacement du versant. Il distingue trois types de liaisons :

- Liaison directement linéaire : dans les cas où les vitesses sont directement proportionnelles aux variations piézométriques.
- Liaison linéaire avec seuil haut : dans les cas où une fraction du mouvement ne trouve pas son explication dans les variations piézométriques.
- Liaison linéaire avec seuil bas : dans les cas où le mouvement est activé au-delà d'un seuil piézométrique.

a. Le modèle complet P-V

Les deux modèles décrits aux paragraphes précédents (modèle P-H et modèle H-V) peuvent être regroupés en un seul modèle et utilisés dans les cas où on ne dispose pas de mesures piézométriques. La première partie du modèle à réservoir peut alors être allégée de l'un des deux paramètres α ou B (le modèle à réservoir comporte trois paramètres : α, B et H_0) ; la deuxième partie du modèle rend équivalente l'action des paramètres de recharge α et de décharge B pour faire la prévision. Les paramètres H_0 et B (ou H_0 et α) sont calés de manière à avoir la meilleure corrélation possible entre la série H calculée par la formule (I.38) et les vitesses observées. Cependant, ce modèle complet permet uniquement une prévision à court terme (un jour) ce qui

nécessite que les données explicatives (apports d'eau) soient disponibles en temps réel. De plus, elles doivent être connues à des intervalles de temps réguliers.

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, ont été présentés les différents procédés de surveillance, leurs domaines d'application et les types de données qu'ils fournissent. Ces instruments peuvent être groupés en deux grandes catégories : instruments permettant la surveillance des paramètres du mouvement et instruments de surveillance des facteurs influant sur ce mouvement. Les résultats de ces techniques constituent égalent des données des modèles d'évaluation du risque d'instabilité d'un versant naturel ou d'un talus artificiel. L'état de risque peut être évalué à partir des données et des observations des différents paramètres du mouvement (paramètres indiquant la sensibilité du site à subir des mouvements de terrain, paramètres indiquant l'activité actuelle du mouvement,…).

Plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des terrains existent ; les plus utilisées ont été exposées dans ce travail. Ces méthodes ont en commun l'incapacité de fournir des informations sur l'évolution du mouvement (déplacements, vitesses, accélération,…) et la variation progressive de la géométrie du versant au cours du mouvement. Par ailleurs, quelques méthodes d'équilibre limite prenant en considération le facteur temps et les déplacements ont été proposées. Ces dernières sont basées sur une modélisation du phénomène fluage. Les méthodes des éléments finis ont connu un large champ d'utilisation, dans le domaine de la géotechnique, au cours de ces dernières années. Ces méthodes permettent une bonne appréciation du comportement des versants instables ; elles seront utilisées pour l'analyse du comportement du versant d'Ain El Hammam.

Pour les cas de glissements de grandes ampleurs difficiles à renforcer, il est préférable d'opter pour des méthodes de prévision. Plusieurs modèles de prévision du mouvement des versants instables ont été présentés. Cependant, les résultats des prévisions sont souvent non satisfaisants et loin de ceux observés sur le terrain. Deux types de prévision sont présentés dans ce chapitre : les prévisions à partir des données cinématiques et les modèles multivariés orientés sur la cause hydraulique. En outre, il est conseillé de poursuivre cette démarche principalement préventive, en essayant d'introduire d'autres paramètres permettant une meilleure prévision. En effet, ces techniques ne permettent pas la modélisation des régimes hydrologiques complexe et ne prennent pas en considération l'évolution des caractéristiques mécaniques du terrain au cours du temps. La dégradation de la résistance de ces formations est due essentiellement au mouvement (apparition des fissures et des zones de faiblesse, remaniement du sol, etc.) et aux facteurs climatiques (séchage-mouillage, gel-dégel, variations de la température,…). En effet tous les modèles proposés ne prennent pas en compte l'évolution des facteurs mécaniques ; ils sont basés uniquement sur des effets physiques (facteur hydrique) et cinématiques du mouvement.

Les résultats de la recherche bibliographiques ont permis de mieux comprendre le mouvement de terrain d'Ain El Hammam ainsi que l'analyse et le traitement des données disponibles. Ces études sont appliquées pour la caractérisation de ce mouvement de terrain et la définition de ses paramètres principaux.

CHAPITRE II

CARACTÉRISATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM.

La géomorphologie du Nord algérien étant caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes, les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus répondus. Ce phénomène est observé dans plusieurs wilayas du pays : Alger, Béjaia, Constantine, Mila, Média, Tizi-Ouzou, etc. La région de la Kabylie connait ces dernières années une activité intense de cet aléa ; plusieurs versants naturels connaissent des mouvements de terrain plus ou moins étendus et actifs. Nous avons choisi de mettre en exergue et d'étudier le glissement de terrain d'Ain El Hammam vu sa complexité et l'importance des enjeux qu'il induit. Il s'agit d'un mouvement de terrain très actif affectant une pente collinaire fortement urbanisée. Il est localisé dans des terrains métamorphiques essentiellement schisteux et micacés. Le contexte géologique, morphologique et climatique de la région permet de mieux cerner la problématique. Dans ce chapitre seront exposés et étudiés les différentes conditions du site instable (climatiques, hydrologiques, géologiques, géomorphologiques et la sismicité de la région) ainsi qu'un aperçu général sur le mouvement de terrain d'Ain El Hammam, son historique et les résultats des différentes études et investigations menées dans ce site.

II.1. Article publié dans « Bulletin of Engineering Geology and the Environment" Vol. 71, août 2012

Bull Eng Geol Environ (2012) 71:587–597
DOI 10.1007/s10064-012-0423-x

ORIGINAL PAPER

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algerie): causes et evolution

Lynda Djerbal · Bachir Melbouci

Received: 29 June 2011 / Accepted: 15 February 2012 / Published online: 22 June 2012
© Springer-Verlag 2012

Résumé Cet article résume les travaux de caractérisation entrepris sur le glissement d'Ain El Hammam. L'instabilité du versant a vu la réactivation d'anciens glissements et l'apparition de nouveaux glissements, aidé par un climat fort variable. La difficulté de l'estimation de sa stabilité dépend de plusieurs facteurs qui interagissent simultanément. Ces facteurs ont été groupés en deux grandes catégories: facteurs actifs et facteurs passifs. Ils ont tous contribué conjointement à l'amorce et à l'activité du mouvement. Ce glissement est caractérisé par un mouvement très actif s'étendant sur une surface importante. Il affecte une formation schisteuse souvent altérée et fissurée. Les mécanismes de déformation et la structure du mouvement sont très complexes. Il s'agit d'une multitude de ruptures superposées et le mouvement évolue aussi bien latéralement qu'en profondeur.

Mots clés Glissement de terrain · Origine · Facteurs de déclenchement · Géomorphologie · Structure du mouvement · Evolution

Ain El Hammam landslide (Algeria): causes and evolution

Abstract Some natural slopes are or may become unstable. Instabilities are one of the most difficult problems of engineering geology. The difficulty arises because the estimate of the stability of a site depends on several factors that often interact simultaneously. To better analyze the landslide of Ain El Hammam, these factors were set into two broad categories (passive and active factors). The factors include the liabilities related to geological causes, to the geomorphology and to the hydrology of the site. The structure of the slope is conducive to landslides; the encountered formations are often altered and cracked. They are characterized by a dip and schistosity endorsements favoring the displacement of the layers and also by an alternation of shallow soils and other resistant layers as we go deeper. Tests results show that the geological formations encountered in this area have favorable characteristics to landslides. The mineralogical study shows that the shale rock has reached an advanced weathering and very low content of quartz makes little resistance. The morphological nature of this slope also affects considerably the instability, the steep slope of the site, the nature of the geological formations encountered and the high density of cracks make it vulnerable with regard to this phenomenon. The hydrology has an important role in the erosion and weathering of unstable slopes and on the initiation and activity of the movement. The active factors include climate measures, anthropogenic factors and the effect of seismicity in this region. An important link between the activity of movement and changes in climatic conditions has been observed for this instability. Two basic types of actions have been identified: the action of heavy rainfall and the action of snow cover. Human activity has also contributed to the emergence and evolution of this instability. We have noticed essentially the following effects: the effect of the significant overhead of the head of the unstable slope, the effect of the removal of drainage systems and the role of sewerage not connected flowing directly into the unstable slope. The seismicity of this region also plays an important role and its effects must be evaluated and taken care of in the study of this landslide. The landslide affects a formation of Shale (shale satin)

L. Djerbal (✉) · B. Melbouci
Laboratoire Géomatériaux, Environnement et Aménagement,
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, BP 17 RP,
15000 Tizi-Ouzou, Algérie
e-mail: ldjerbal@yahoo.fr

frequently altered and cracked. The structure of this movement and deformation mechanisms induced are very complex. It is a multitude of overlapping and nested ruptures forming a global instability of the slope. Six sliding surfaces were determined on a longitudinal slope (profile EE); some are superficial and others are deep. The observed maximum depth of rupture is greater than 75 m. However, the presence of other sliding surfaces and more complex mechanisms which could not be determined at this stage of the study is not excluded. This shift is characterized by a very active movement extending over a large area and phases of calm and activation (accelerations of movement). The movement is changing both laterally and in depth. Four stages of evolution have been observed for this ground movement (period 1969–2005, the period of 2005–2008, the period from 2008 to April 2009 and the period from May 2009 to March 2011). However, its movement often gives rise to new shallow sliding surfaces (superficial to less deeper) in the basin. Predicting the future behavior of the slope is difficult, the mechanisms are generally poorly known and difficult to understand and model. Knowledge of factors leading to instability is essential in predicting disorders.

Keywords Landslide · Origin · Triggers · Geomorphology · Movement structure · Evolution

Introduction

Plusieurs versants de la région de la Kabylie connaissent et/ou ont connu des mouvements de terrain plus ou moins importants, certains sont actifs depuis quelques années et engendrent des dommages et des pertes considérables qui pèsent sur l'économie des communes et des wilayas concernées. Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam a suscité le plus d'attention depuis sa réactivation en 2009, puisqu'il affecte la ville fortement urbanisée d'Ain El Hammam, située à 50 km au sud-est du chef lieu de la Wilaya de Tizi-Ouzou. Plusieurs études et investigations ont été menées depuis l'apparition des premiers signes d'instabilité en 1969 afin de tenter de stabiliser ce versant. Cependant, le mouvement continue d'évoluer à ce jour. En outre, l'insuffisance des reconnaissances réalisées dans la partie urbanisée du site, l'absence de toutes reconnaissances dans la partie amont d'accès difficile, et la complexité des mécanismes du mouvement sont les principales problématiques rencontrées dans ce cas d'étude d'instabilité.

L'objectif de cet article est d'essayer de définir et de comprendre les mécanismes de ce glissement, sa structure, son évolution depuis 1960, les causes ayant conduit à son déclenchement ainsi que les facteurs influant sur son mouvement.

Présentation de la zone d'étude

La commune d'Ain El Hammam est localisée à 50 km au sud-est de la wilaya de Tizi-Ouzou dans des terrains métamorphiques micacés et schisteux (Fig. 1). Le centre-ville de la commune d'Ain El Hammam a connu ces dernières années un mouvement de terrain très actif s'étendant sur une surface importante (une surface supérieure à 23.5 ha). Le glissement affecte une pente

Fig. 1 Carte géographique de la grande Kabylie avec localisation de la commune d'Ain El Hammam, d'après Gani (1985)

collinaire abrupte fortement urbanisée. Ce versant subit aussi une intense érosion superficielle due essentiellement aux ruissellements des eaux de pluies et aux cours d'eaux présents dans celui-ci.

Les précipitations moyennes annuelles oscillent autour de 1,050 mm avec un extremum en 1974 atteignant 1,559 mm. La période de fortes pluies s'étend du mois de novembre au mois de mars. L'étude des données climatiques de la centrale météorologique d'Ain El Hammam montre aussi que le mois le plus pluvieux de l'année est le mois de décembre, avec une pluviométrie moyenne qui oscille autour de 175 mm, et le mois le plus sec est le mois de juillet, avec une pluviométrie moyenne de l'ordre de 5 mm.

Des traces d'une morphologie de glissement ancien masqué par la végétation et les travaux d'aménagement récents (remblais) doivent être notées. Des passages altérés et remaniés ont été identifiés lors de la réalisation des huit sondages carottés dans la région; une partie de ces résultats est représentée dans la Fig. 4. Par ailleurs, des indices géomorphologiques indiquent l'existence de mouvements réactivés récemment, avec des arrachements de terrain induisant des escarpements, des arbres et des pylônes électriques inclinés, ou des affaissements, etc.

Cadre géologique et géomorphologique

Contexte régional

La région d'Ain El Hammam est rattachée au massif de la Grande Kabylie qui constitue un ensemble homogène (Fig. 2). Ce massif s'étale sur une longueur de 70 km et une largeur de 20 km; il occupe une position centrale dans les Maghrébides. Il domine le bassin de Tizi-Ouzou au nord et assure une transition avec la chaîne de montagnes de Djurdjura vers le sud (Fig. 2). Il est limité à l'est par l'affleurement des flyschs du haut Sebaou et à l'ouest par les flyschs supra-kabyles. Les hauteurs maximales qui culminent entre les cotes 1,000 m et 1,300 m sont situées dans la région orientale de ce massif. Les zones internes de ce segment alpin (massif de la Grande Kabylie) comportent trois ensembles géologiques (GEOMICA 2009):

- Le premier est métamorphique; il est composé de terrains anciens cristallins et surtout cristallophylliens du Paléozoïque.
- Le second est de nature sédimentaire, peu ou pas métamorphique, d'âge cambrien à carbonifère.
- Le troisième forme la dorsale ou chaîne calcaire d'âge mésozoïque à cénozoïque.

L'ensemble lithologique du socle de Grande Kabylie a subi plusieurs déformations souples et cassantes. Les déformations souples se sont manifestées principalement dans les schistes; leurs plans axiaux sont de direction N220° et de plongement de 30° vers le sud-est. Les failles sont de direction principale orientée Est/Ouest, Nord/Sud et Nord-Est/Sud-Ouest; elles affectent généralement plusieurs ensembles lithologiques à la fois. Les contacts entre les différents massifs sont généralement caractérisés par des zones cataclastiques indiquant qu'il s'agit de contacts tectoniques (GEOMICA 2009):

- Contact micaschistes-schistes satinés.
- Contact micaschistes-gneiss.

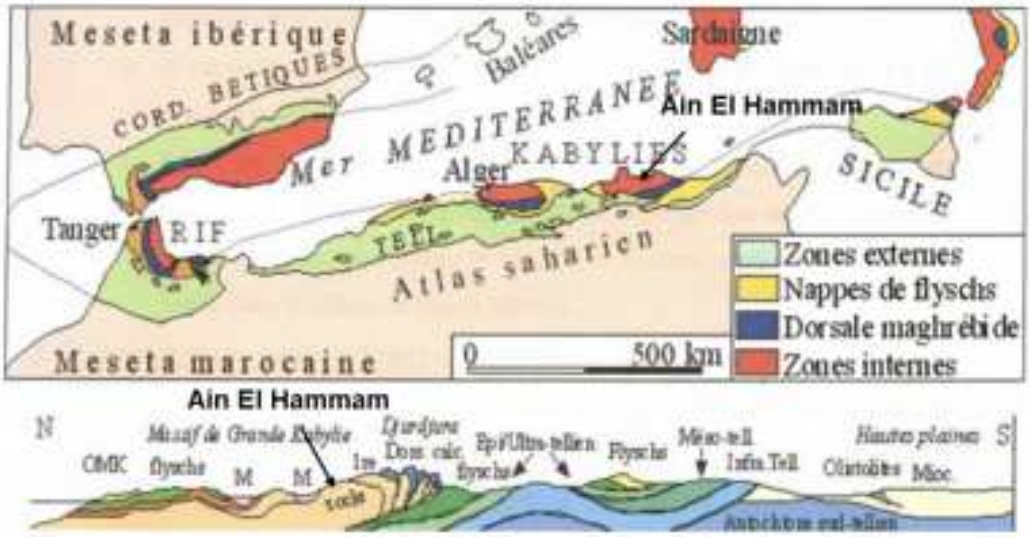


Fig. 2 Carte structurale schématique de la chaîne Maghrébide montrant la distribution des zones externes et internes de la grande Kabylie (Durand-Delga 1980)

- Contact schistes satinés-gneiss.

Contexte géologique de la région d'Ain El Hammam

Le contexte géologique de la région d'Ain El Hammam et la nature des structures présentes expliquent la prédisposition du site aux glissements. Les études géologiques, menées par le laboratoire GEOMICA (phase I en 2006 et phase II en 2009) dans cette zone, montrent l'existence d'un schiste satiné et altéré ainsi que la présence dans cette région des niveaux lithologiques suivants:

- Un ensemble schisteux constitué de schistes satinés et de micaschistes.
- Un ensemble gneissique contenant des gneiss oeillés et des gneiss fins.
- Un ensemble intrusif formé de granites, de pegmatites et d'aplites.
- Un ensemble de roches basiques représentées par des amphiboles.

La zone affectée par le mouvement de terrain est constituée essentiellement de schistes satinés de couleur grise foncée dans lesquelles s'intercalent localement des bancs de quartzites. Cette formation présente un plan de schistosité d'orientation moyenne ENE-WSW d'un pendage de 40° à 60° vers le sud dans le sens de la pente. Cette formation est souvent en contact avec les micaschistes de couleur crème foncée à marron clair, qui présentent une schistosité orientée ENE-WSW. Ces deux types de roche se débitent en plaquettes suivant leur plan de schistosité principal. Cependant, la formation schisteuse rencontrée dans cette zone est le plus souvent altérée. L'altération a été facilitée par la structure feuilletée et fissurée de cette formation ainsi que par la présence d'eau en abondance. L'altération de la roche produit un limon argileux de couleur rougeâtre contenant de nombreux débris de schistes.

Description géomorphologique des mouvements

La pente affectée par le glissement de terrain d'Ain El Hammam se présentait à l'origine sous la forme d'une pente abrupte orientée généralement suivant une direction Nord/Sud. Cependant, l'allure générale de la crête du versant a été largement modifiée par les travaux d'urbanisation récents et l'allure de la partie non construite du versant, située en aval de cette crête, a été remodelée par les mouvements de terrain récents (Fig. 3). Le glissement

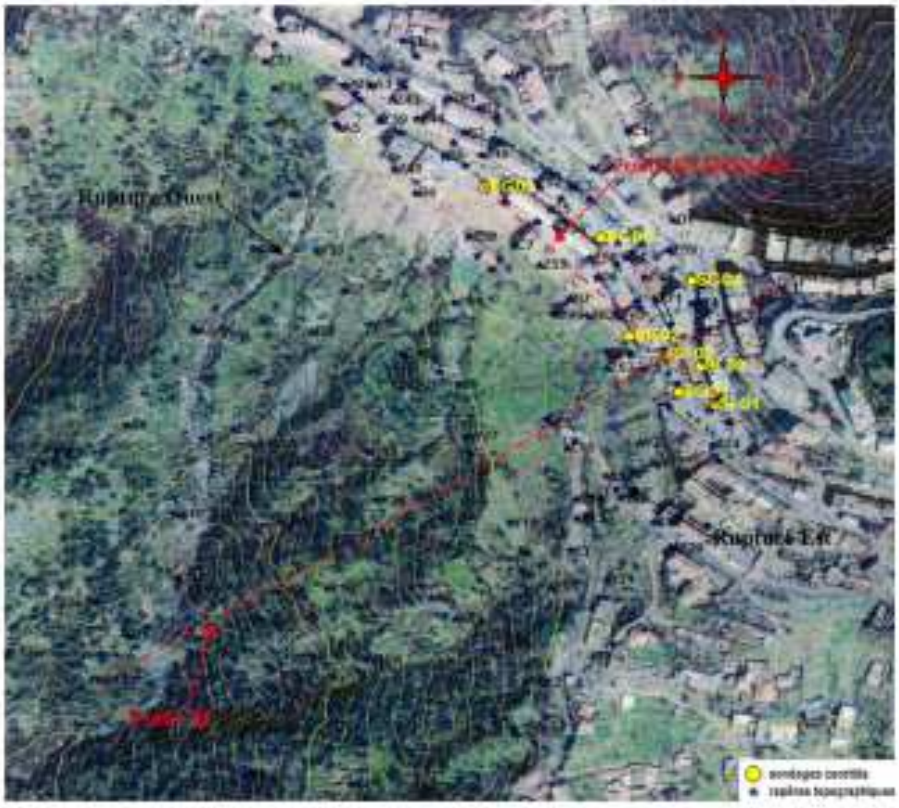


Fig. 3 Photographie aérienne du versant instable de Ain El Hammam

de terrain d'Ain El Hammam affecte une surface d'environ 23.5 ha. La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre l'escarpement principal et le pied du versant glissé est supérieure à 700 m avec une dénivelée d'environ 295 m et sa largeur maximale d'environ 590 m. Une ligne d'arrachement d'une largeur supérieure à 1.65 m, mesurée en mars 2011, est localisée dans la partie amont du versant sur une longueur d'environ 350 m; D'après GEOMICA (2006), cet affaissement se présentait sous la forme d'une fissure de traction d'une ouverture maximale de 30 cm. Non loin de là, une seconde zone d'arrachement datant d'avril 2010 a entraîné une ouverture maximale d'environ 20 cm et un affaissement de 1 m. En outre, des cicatrices d'arrachement montrant des rejets pouvant aller jusqu'à au moins 5 m marquent les limites gauche et droite du glissement (Fig. 3). Une série de fissures de traction d'ouvertures, de profondeurs et de longueurs variables a été aussi rencontrée dans la partie aval de la ville et dans le versant instable. Des écoulements de type torrentiel semi-permanant ont creusé des ravins dans le versant et causés des déplacements des rives qui longent ces cours d'eaux.

Causes du déclenchement et de la réactivation du glissement de terrain d'Ain El Hammam

Une multitude de facteurs interagissent dans ce type de mouvement de terrain. En se basant sur les études géologiques et géomorphologiques de la région et l'analyse de l'historique des différentes conditions climatiques et anthropiques qui ont précédé et accompagné les différentes phases d'activité du mouvement, les facteurs probables de ce glissement ont été définis. Ces facteurs déjà caractérisés par de nombreux auteurs (Slosson et al. 1992; Azimi et Desvarreux 1996) peuvent être regroupés en deux grandes catégories selon Campy et Macaire (1989): les facteurs passifs qui sont les facteurs de prédisposition du site à glisser, et les facteurs actifs à l'origine du déclenchement des instabilités.

Facteurs passifs

Ils regroupent les facteurs liés à la géologie, la géomorphologie et l'hydrologie du site.

Les facteurs géologiques

Il s'agit d'un ensemble de facteurs liés à la structure et à la nature lithologique des différentes formations géologiques affectées par le glissement de terrain. Sont pris en compte: leur épaisseur, leur granulométrie, leur minéralogie et les principales caractéristiques géotechniques (poids volumique, cohésion effective, angle de frottement effectif) et leur perméabilité.

(a) La structure schistosée du versant Le mouvement de terrain affecte une formation schisteuse très altérée. La roche friable se débite en plaquettes selon les plans de la schistosité principale. En outre, l'inclinaison de ces plans de schistosité se trouve dans le sens de la pente, ce qui favorise le glissement des feuillets les uns sur les autres. Ce glissement est accentué par la présence d'eau qui joue le rôle de lubrifiant. De plus, la présence de couches fortement altérées de schistes à pendage aval au sein des couches résistantes est un facteur supplémentaire de l'instabilité du versant (zones de faible résistance mécanique).

(b) La nature des formations géologiques Les résultats des huit sondages carottés réalisés dans la ville d'Ain El Hammam par le laboratoire GEOMICA montrent (voir l'implantation des sondages Figs. 3, 4):

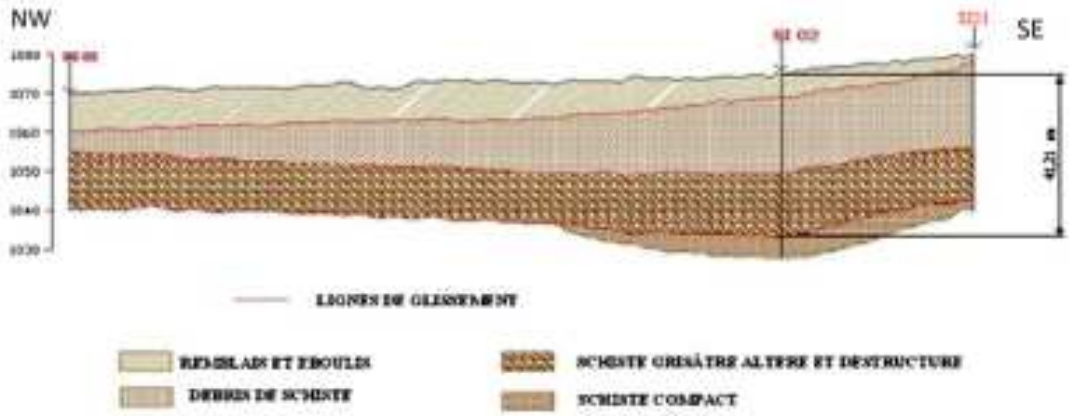


Fig. 4 Coupe géologique réalisée à partir des sondages (SG03, SI02, SI01), en crête du versant instable. Voir localisation en Fig. 3

- Une couche de remblais et d'éboulis de faibles caractéristiques, d'une épaisseur allant de 1.70 m à 9.70 m.
- La présence de schistes satinés de faible résistance;
- L'altération importante de la roche en profondeur marquée par l'alternance de couches de sols très altérés peu consistants au sein de schistes compacts plus résistants (un schiste altéré et remanié est observé à une profondeur supérieure à 35 m dans les sondages Si01 et Si02; Figs. 3, 4);
- La fracturation du substratum rocheux.

(c) Caractéristiques géotechniques des formations Les résultats obtenus au laboratoire à partir des essais effectués sur des échantillons de sols intacts ou remaniés prélevés au niveau des sondages exécutés montrent (GEOMICA 2009):

- En surface, un recouvrement superficiel de remblai d'une épaisseur allant de 1.70 m à environ 10 m (Fig. 4), caractérisé par:
- Un état non saturé avec des teneurs en eau assez faibles variant de 7.7 à 13.6 %;
- Une courbe granulométrique qui montre une granulométrie caractéristique d'un sol très hétérogène;
- Des densités sèches moyennes à élevées variant entre 1.88 et 2.02;
- De faibles cohésions variant de 17 à 34 kPa et des angles de frottements élevés compris entre 36.8° à 46.5°;
- Un état très peu plastique avec une limite de liquidité W_L d'environ 24 % et un indice de plasticité I_p d'environ 3.4 %;
- L'essai oedométrique montre que la couverture superficielle se trouve dans un état peu consolidé non gonflant et moyennement compressible avec: 59 kPa< Pc<184 kPa; 1.2 %<C_g<2.1 % et 15.8 %<C_c<16.1 %).
- En profondeur, les passages altérés de la formation schisteuse sont peu consistants et peuvent être le siège de glissements de terrain profonds. Leurs caractéristiques géotechniques ont été analysées et étudiées. Les résultats des essais montrent (GEOMICA 2009):
- Des teneurs en eau naturelles faibles et très variables (4.4 %<W<11.6 %);
- Les courbes granulométriques obtenues pour ces couches sont celles d'un sol très hétérogène (contenant des débris de schistes);
- Des densités sèches moyennes à élevées, variables de 1.79 à 2.31;
- Des caractéristiques mécaniques faibles des niveaux altérés des schistes, avec des cohésions très faibles variant de 9 à 58 kPa et des angles de frottement faibles à élevés variant de 14.3° à 35.4°. En effet, les schistes altérés et déstructurés grisâtres, de moyenne consistance, situés au dessous de 23 m de profondeur au niveau du sondage carotté (SG03) présentent les plus faibles caractéristiques mécaniques (Fig. 4);
- Un état peu plastique avec des limites de liquidité très variables (19.0 %<W_L<31.8 %) et un indice de plasticité très faible et variable (1.5 %<I_p<7.3 %);
- Un état peu à moyennement consolidé, non gonflant et moyennement compressible, avec : 114 kPa<P_c<125 kPa; 1.3 %<C_g<1.5 % et 10.9 %<C_c<11.1 %).

Il ressort de ces essais que la majeure partie de ces passages altérés et remaniés profonds montre une faible résistance mécanique et présente des caractéristiques favorables aux glissements de terrain, en particulier la couche située au dessous de 23 m de profondeur au niveau du sondage SG03 (Fig. 4). La variation importante des caractéristiques physiques et mécaniques des sols est due à la présence de couches discordantes dans ce versant; les caractéristiques mécaniques élevées sont observées pour les échantillons prélevés dans les passages résistants et les plus faibles sont observées pour les couches les plus altérées. Les matériaux rencontrés dans cette zone atteignent rapidement la limite de liquidité et perdent ainsi leur résistance mécanique. Dans le secteur d'étude d'Ain El Hammam, l'indice de plasticité est très faible aussi bien pour les sols constituant le couvert superficiel que pour les couches de schistes altérés et remaniés en profondeur. En fait, en profondeur, le sol passe rapidement de l'état plastique à l'état liquide et constitue une zone de faiblesse favorisant ainsi le déplacement des panneaux schisteux.

(d) La perméabilité du couvert superficiel et des passages altérés profonds La forte perméabilité de la couche superficielle de remblais et plus en profondeur des passages schisteux altérés contribue considérablement au déclenchement d'instabilités et à une évolution latérale et en profondeur du glissement de terrain d'Ain El Hammam. En effet, la couche superficielle de remblai, qui repose sur un substratum schisteux peu perméable et fissuré, permet une rapide infiltration de l'eau de pluie dans les fissures des schistes du substratum et favorise, en l'accélérant, le processus d'altération du substratum schisteux. Ce processus d'infiltration réduit considérablement les caractéristiques mécaniques de la couche superficielle, mais aussi et surtout des couches profondes (l'eau diminue la cohésion). Dans ce cas, l'écoulement dans les couches profondes est souvent transversal, et les panneaux de schistes altérés sont le plus souvent piégés entre deux couches de schistes très peu perméables. Par ailleurs, dans ce processus, les écoulements (issus de plusieurs sources d'eau existantes dans le bas du versant instable; ce qui suppose que la nappe est profonde) transportent les particules fines du sol en laissant

des vides et provoquent en aval un colmatage du terrain augmentant la pression interstitielle (marquée par des sorties d'eau subites et par une augmentation des débits des sources). En outre, dans ces niveaux drainants, le sol passe d'un état plastique à un état liquide en créant des zones de faiblesse propices à l'apparition de surfaces de ruptures profondes.

(e) Minéralogie des schistes d'Ain El Hammam Deux échantillons de schiste ont été prélevés à deux dates différentes et dans deux endroits distincts, aux limites Est et Ouest du glissement (Fig. 3). Une étude minéralogique et pétrographique a été effectuée au laboratoire CETIM de BOUMERDES en utilisant la méthode de broyage et de diffraction RX. Les résultats de cette étude sont récapitulés dans le Tableau 1.

L'altération du schiste réduit sa résistance mécanique. La roche altérée comporte un taux élevé de minéraux argileux (kaolinite, muscovite) qui dépasse 50 %, ce qui indique un niveau d'altération météorique avancé. Ces observations minéralogiques confirment la forte altération des schistes d'Ain El Hammam, altération qui est à mettre en relation avec la structure de la roche, et ne peut que participer à une accentuation du mouvement de terrain.

Les facteurs morphologiques

La morphologie joue un rôle important dans la prédisposition d'un site au glissement. En outre, rappelons que la relation géométrique entre la pente du versant et l'inclinaison des formations géologiques constitue un autre facteur de prédisposition.

Comme nous l'avons déjà indiqué, le versant instable d'Ain El Hammam est caractérisé par l'alternance de couches résistantes et d'autres peu consistantes d'un pendage orienté dans le sens de la pente. Cette disposition résulte d'un mouvement de terrain très ancien ayant déplacé de larges panneaux de schistes qui reposent en profondeur sur un terrain naturel remanié et de faible résistance. Ce contexte géomorphologique est un facteur propice à la réactivation d'un ancien mouvement de terrain puisque la couche remaniée se trouve en profondeur et constitue ainsi une zone de faiblesse du versant. De plus, une importante inclinaison de ce versant raide (pente de 30° à 60°) orientée dans le sens du plan de stratigraphie principal des couches est soulignée. Les fissures importantes observées dans la partie aval de la ville (constituant des zones de faiblesse pour les infiltrations d'eau) contribuent à l'altération des couches de schiste profondes.

Hydrologie et hydrogéologie du site

L'analyse des photographies aériennes et des résultats des investigations de terrain, ainsi que les constatations et les conclusions tirées lors des visites du site instable montrent:

- La présence de plusieurs sources d'eau dans le versant instable;
- La présence de plusieurs écoulements de type torrentiel et semi-permanent;
- La présence d'une nappe phréatique.

Cette hydrologie accélère le processus d'érosion tant superficielle qu'en profondeur par infiltration dans le versant et induit une réduction considérable des caractéristiques mécaniques des terrains. En effet, les débits des sources, après les fortes pluies, ont augmenté et l'eau à la sortie est chargée de fines. Des essais de cisaillement à la boite de Casagrande réalisés sur les deux échantillons de schiste après broyage (prélevés respectivement dans les limites est et ouest du glissement) démontrent la dégradation des caractéristiques mécaniques de cette formation en milieu saturé (Kechidi 2010). Ces essais renseignent sur le rôle de l'eau (essai en milieu saturé) dans la modification des caractéristiques mécaniques des schistes broyés et déstructurés. Ces zones de schistes broyés sont notamment reconnues par forage au niveau des plans de rupture numéro (1) et (2) notés en rouge (Fig. 5) le long du profil EE localisé dans la Fig. 3. De plus, l'érosion superficielle modifie considérablement l'allure du versant déstabilisant ainsi l'équilibre de celui-ci.

Facteurs actifs

Il s'agit des facteurs de déclenchement de glissements de terrain; ils sont généralement liés à l'action de l'eau, des séismes ou de l'homme. Ces facteurs restent toutefois difficiles à évaluer sur le site d'étude. Ils influent considérablement sur la dynamique d'évolution du mouvement.

Tableau 1 Composition minéralogique des deux échantillons de schiste

Code de l'échantillon	Composition minéralogique en % de minéraux						
	Quartz	Albite	Chlorite	Kaolinite	Muscovite	Anatase	Minéraux ferrugineux + fond RX
Echantillon 1	22.5	9	8.5	14.5	37.5	1	7
Echantillon 2	34	8	8	9.5	33	1	6.5

Diffractométrie RX. (Kechidi 2010)

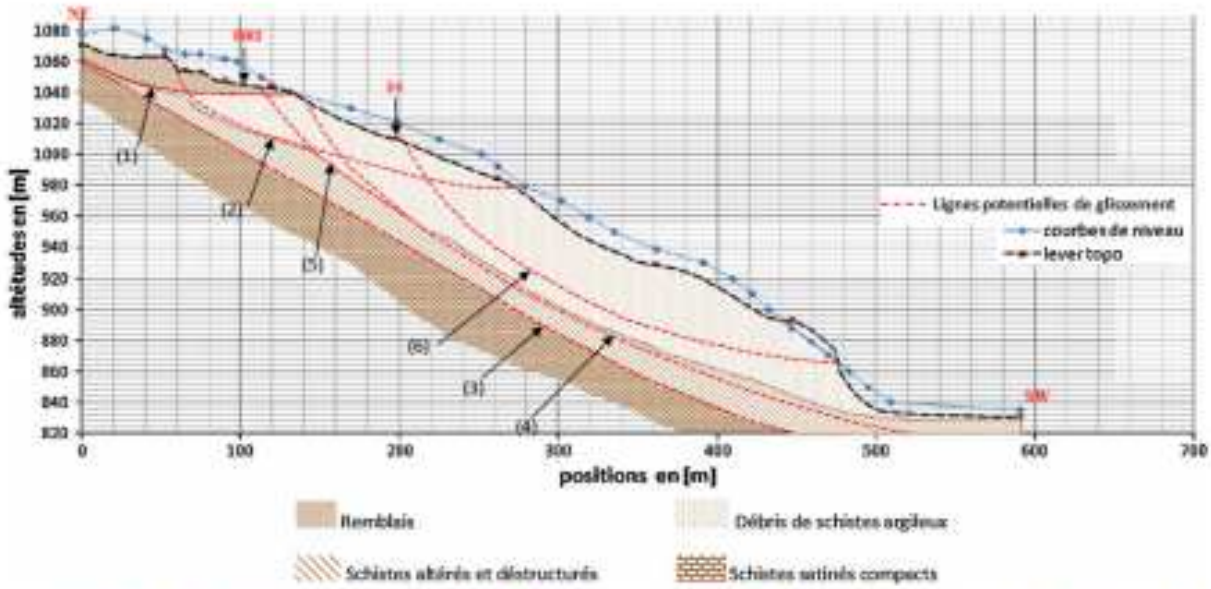


Fig. 5 Evolution de l'allure du versant instable (profil EE) entre 1960 et 2010 montrant les principaux glissements reconnus par sondage et par l'évolution morphologique de la pente entre 1960 (trait bleu) et 2010 (trait noir, les points rouges représentent les repères topographiques). Voir localisation du profil EE en Fig. 3

Pour le cas du glissement de terrain d'Ain El Hammam, nous avons constaté que les trois facteurs actifs influençant la cinématique du mouvement et son déclenchement (réactivation) sont l'eau, l'homme et les séismes.

L'action climatique

L'activation et la réactivation du glissement de terrain d'Ain El Hammam sont fortement liées aux différentes actions climatiques.

(a) L'effet des fortes précipitations L'analyse de l'historique du mouvement d'Ain El Hammam montre l'existence d'un lien important entre la pluviométrie (la hauteur des précipitations) et l'évolution de la cinématique du mouvement. En effet, l'activation et la réactivation de ce mouvement sont souvent précédées par des événements climatiques exceptionnels, caractérisés par de fortes précipitations. Selon des témoins, cet effet a été très visible en particulier lors du premier déclenchement du mouvement en décembre 1969 et lors de la réactivation de novembre 2008 où des déplacements très importants ont été observés. Par ailleurs, les fortes précipitations qui caractérisent le climat de la région d'Ain El Hammam ont un rôle très important dans le déclenchement, l'activité et l'évolution de ce glissement de terrain.

(b) L'effet de la fonte des neiges La région d'Ain El Hammam, localisée au pied de la montagne de Djurdjura, est caractérisée par une importante couverture neigeuse. Cette couverture favorise les infiltrations lentes et continues propices à l'altération des formations schisteuses en profondeur. En effet, la fonte progressive de la neige contribue à garder le sol saturé pendant une longue période, sans évaporation de l'eau. L'eau s'infiltre ainsi progressivement dans les diaclases du schiste et provoque une altération progressive du substratum et une réduction des caractéristiques mécaniques des sols. En outre, l'effet du gel-dégel sur cette formation doit aussi être considéré.

Facteurs anthropiques

L'action humaine constitue l'un des facteurs déclencheurs des instabilités de terrain les plus communs. Nous avons relevé à Ain El Hammam les causes suivantes:

(a) L'effet de la surcharge importante en amont du glissement (crête) Malgré les signes d'instabilité apparus il y a environ 40 ans, des constructions et des surcharges importantes ont été réalisées dans cette zone, en particulier au niveau de la ligne de crête du versant instable. Ces travaux ont modifié considérablement le relief du site et surchargé la pente instable en partie haute. En effet, les travaux réalisés ont modifié les conditions de stabilité initiales d'un site se trouvant en état d'équilibre précaire. L'amortissement et le ralentissement du mouvement, en particulier au niveau de la crête du glissement, après la démolition d'un

certain nombre de constructions confirme le rôle important de cette surcharge.

(b) L'effet de la suppression des réseaux de drainage Les réseaux de drainage réalisés en 1969 afin de stabiliser le versant et éviter la mise en pression des terrains ont été totalement supprimés ou colmatés par les travaux d'urbanisation et par les remblais mis en place. Cette modification a favorisé l'infiltration des eaux dans les terrains schisteux et l'altération du substratum rocheux. Ainsi, l'érosion superficielle et profonde du versant a modifié les conditions géométriques d'équilibre et les caractéristiques mécaniques des formations.

(c) L'effet des réseaux d'assainissement non raccordés Les eaux usées issues de l'abattoir et du réseau d'assainissement principal de la ville d'Ain El Hammam (réseau non raccordé) se déversent directement dans les lignes de rupture apparentes du versant instable. Une partie de ces eaux usées ruisselle sur le versant et suit les ravins des cours d'eau, l'autre partie s'infiltre dans les lignes de glissement et contribue à la réactivation et à l'évolution du glissement. Ces eaux contenant des agents chimiques contribuent considérablement à l'érosion du versant et à l'activité du mouvement.

L'effet de la sismicité de la région

Les séismes jouent un rôle important dans le déclenchement des instabilités de versant. La région d'Ain El Hammam est localisée, selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), en zone 2a (dite zone de sismicité moyenne). L'effet des séismes doit être pris en compte dans les calculs de stabilité. De plus, les effets induits d'un séisme moyen doivent être évalués et pris en considération par le système d'alerte. En effet, les séismes contribuent à l'accentuation et à la réactivation des instabilités (Chen et al. 2005; Khemissa et al. 2008).

La structure du glissement et les mécanismes mis en jeu

Le glissement de terrain qui affecte la ville d'Ain El Hammam est très complexe. Ce mouvement met en jeu plusieurs mécanismes simultanément. En effet, plusieurs surfaces de glissement ont été reconnues et observées dans cette zone (dans la partie instable de la ville et du versant; Figs. 4, 5), ainsi que des indices de mouvements récents dans le versant et la partie aval de la ville.

Le mouvement résulte de l'emboîtement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture formant une instabilité globale du versant (Fig. 5). La détermination de la forme et de la profondeur exactes des surfaces de rupture étant impossible nous ne pouvons, à ce stade de l'étude, qu'esquisser la position et la profondeur des surfaces en se basant sur les informations recueillies lors des visites du site, les résultats des investigations et les données cinématiques du mouvement.

Les visites effectuées sur le site instable ont permis de déceler plusieurs indices d'instabilité ainsi que des informations concernant les mécanismes de ce mouvement. Plusieurs arrachements de terrain ont été reconnus dans cette zone. Les indices de glissement avec différentes lignes d'arrachement (affaissements) ou de bombement ont été attestés par les mesures topographiques dans le versant. Elles traduisent une morphologie résultant de l'existence de plusieurs surfaces de glissement, certaines profondes, d'autres superficielles (Fig. 5).

Au moins trois surfaces de glissement ont été observées dans la partie urbaine du versant instable et trois autres dans la zone non construite de cette pente. En profondeur, la position des surfaces de rupture a été définie après une étude des résultats des sondages carottés et du suivi inclinométrique réalisés uniquement dans la partie urbanisée du site instable et du suivi topographique de 157 repères implantés dans le versant (Figs. 3, 5).

1. Rupture (1): il s'agit d'un glissement superficiel; il affecte la couche de remblais et d'éboulis (Fig. 5). Il s'est produit à l'interface entre le couvert superficiel et le schiste altéré et déstructuré. La surface de rupture se trouve à une profondeur maximale de 15 m. le mouvement affecte une faible partie de la pente instable. La position probable du pied de ce mouvement a été déterminée par un suivi de l'évolution du mouvement du versant instable; il s'agit d'une zone où le site a subi un léger gonflement au cours du temps.
2. Rupture (2): Ce mouvement est semi-profond; son amorce est favorisée par l'altération du substratum puisqu'il va jusqu'au substratum. Le mouvement mobilise une couche de sol d'une épaisseur supérieure à 25 m. Ce glissement affecte une grande partie du versant instable. Un bombement a été observé dans le versant et marquerait la base du glissement. Il s'agit probablement du pied du mouvement où le versant instable subi généralement un soulèvement dit « bourrelet frontal » (Besson 2005).
3. Rupture (3): Ce glissement est profond, il mobilise tout le versant instable sur une profondeur maximale de 75 m, à la limite entre les couches de schistes altérés et la roche schisteuse en place. Le déplacement est favorisé par la nature lisse et plastique de la formation située à l'interface avec le substratum. La loupe du glissement est constituée de schistes écrasés et broyés. Cette couche s'étale sur une surface d'environ 400 m^2.

4. Rupture (4): La tête de ce mouvement a été localisée sur le site instable; elle se présente sous forme d'une zone d'arrachement de terrain (affaissement) montrant un rejet maximal d'environ 1.65 m. Cette instabilité a été observée pour la première fois en 2006. Il s'agit d'un glissement profond; la rupture s'est développée probablement le long d'une zone de faiblesse ou d'une rupture dans le schiste. Ce mouvement affecte une très grande surface du versant instable, cependant, la coupe de la Fig. 5 (profil EE) n'atteint pas la limite inférieure de cette instabilité qui n'a pas encore été déterminée.
5. Rupture (5): cette instabilité est fortement liée à la précédente, il s'agit de deux mouvements emboîtés et reliés. Cette rupture constitue une extension vers l'amont de la rupture 4. Après l'amorce de ce glissement, située à environ 10 à 15 m au nord du glissement (rupture 4), l'évolution du mouvement en crête du glissement a sensiblement ralenti, ce qui démontre que ces deux mouvements sont liés et évoluent sans déplacement relatif.
6. Rupture (6): il s'agit d'un glissement semi-profond, d'une épaisseur supérieure à 40 m, affectant une faible partie du versant instable. La tête de ce glissement a été observée sur le site au droit du point E9 (Fig. 5), avec un rejet maximal d'environ 30 à 40 cm. L'instabilité a été observée sur le site et localisée sur photographie aérienne (voir E9, Fig. 3). La date probable du déclenchement de ce mouvement a été estimée, après analyse des séries de déplacements, entre les mois de juillet et d'août 2010. Le bombement de terrain marquant la partie aval du profil a permis de positionner le pied de cette instabilité (Fig. 5).

Evolution du mouvement de terrain d'Ain El Hammam

Le glissement de terrain qui affecte la ville d'Ain El Hammam, depuis son amorce en décembre 1969, n'a pas cessé d'évoluer et d'affecter des masses et des volumes de plus en plus importants. En effet, une nette évolution latérale et en profondeur a été observée (voir le Tableau 2).

L'analyse de l'historique de ce glissement permet de déceler quatre périodes d'évolution de l'instabilité:

- Période de 1969 à 2005

Le mouvement de terrain s'est déclenché, suite à de fortes pluies en décembre 1969 (LNTPB 1972; Bougdal 2010). Il s'agissait, à cette période, d'un glissement superficiel affectant le remblai et la couche altérée du substratum schisteux. La vitesse du mouvement pendant cette période était faible et les déplacements très lents de l'ordre de quelques centimètres par an. Les désordres observés étaient d'ampleur moyenne (écartement des joints de dilatation, fissures de maçonneries, légers affaissements, ...).

- Période de 2005 à 2008

L'instabilité prend une nouvelle ampleur pendant cette période et affecte le versant et les zones initialement stables de la ville. En plus de l'évolution latérale observée, une évolution en profondeur n'est pas à exclure. Cette évolution du glissement a été facilitée et favorisée par l'altération du substratum et les importantes infiltrations en raison de la suppression du système de drainage. Les déplacements observés pendant cette période étaient relativement lents (centimétriques à décimétriques avec une vitesse moyenne de quelques centimètres par an).

- Période de novembre 2008 à avril 2009

L'instabilité était le plus marquée pendant cette période, avec des déplacements relativement rapides de l'ordre de quelques centimètres à quelques décimètres par semaine. Une période de mouvement actif a été observée entre mars et avril 2009. Les déplacements cumulés de la partie orientale ont été de l'ordre du mètre. Le mouvement du versant continue d'évoluer depuis, et des affaissements importants ont été reconnus dans la partie aval de la ville.

- Période de mai 2009 à mars 2011

Le mouvement a sensiblement ralenti pendant cette période, en particulier au niveau de la zone urbanisée du versant (avec des déplacements millimétriques à centimétriques). Par ailleurs, les déplacements mensuels

Tableau 2 Récapitulatif de l'évolution du glissement d'Ain El Hammam entre 1969 et 2010

Paramètres du mouvement	En 1969	En 2010
Longueur maximale de la zone instable	Environ 100 m	Supérieure à 700 m
Largeur maximale de la zone instable	70 à 90 m	Environ 590 m
Dénivellation de la zone instable	Environ 20 m	Environ 295 m
Profondeur maximale de la ligne de rupture au niveau la ville	Inférieure à 10 m	Supérieure à 45 m
Nombre de surfaces de glissement	Une seule surface	Plusieurs surfaces emboîtées et superposées

cumulés dans la partie basse du versant sont d'ordre centimétrique à décimétrique. En outre, au niveau du versant, plusieurs nouvelles instabilités ont été observées en 2010 et 2011. Des mouvements montrant des rejets d'ordre décimétrique à métrique ont été localisés.

L'évolution globale du mouvement de terrain d'Ain El Hammam entre 1960 et septembre 2010 a été évaluée sur un profil longitudinal du versant (Fig. 5), avec la topographie récente (2010; trait noir Fig. 5) et celle de 1960 (trait bleu). Cependant, l'absence d'un levé topographique global récent du versant instable ne permet pas de connaître la topographie du versant en 2011, et l'évolution actuelle des mouvements. Par ailleurs, les points utilisés pour le tracé de l'allure du versant en 2010 sont souvent très espacés (Fig. 5). L'évaluation exacte de la topographie du versant en 2010 reste à finaliser. Les observations actuelles lors des visites du site permettent de constater quelques variations de la topographie du versant.

Conclusion

Les causes du glissement de terrain d'Ain El Hammam sont diverses, mais l'eau reste le facteur actif le plus influant de l'instabilité. L'utilisation de la classification de Campy et Macaire (1989) pour définir les causes du glissement de terrain d'Ain El Hammam s'est avérée très bien adaptée. En fait, les facteurs responsables de cette morpho-dynamique accélérée sont liés à la présence d'horizons altérés profonds plus tendres aux caractéristiques mécaniques réduites, aux précipitations intenses et irrégulières et aux pentes fortes de la zone d'étude.

Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam est caractérisé par une structure très complexe. Les mécanismes induits par cette instabilité restent à préciser. Du fait de la superposition et de l'emboîtement de plusieurs glissements, les points et les surfaces suivis et en mouvement sont affectés par de nombreux désordres marqués par des affaissements séparés par des escarpements subverticaux de quelques dizaines de centimètres à plus de 1 m. Ce glissement de terrain se caractérise aussi par des phases de calme et de réactivation (phases d'accélération du mouvement), qui correspondent généralement aux périodes de fortes pluviométries.

Cette forte instabilité du versant d'Ain El Hammam qui a débuté il y a plus de 40 ans correspond à une réactivation d'anciens glissements, avec l'apparition de nouveaux glissements. Ces réactivations sont aidées par un climat fort variable en pluviométrie (pluies brutales) et par des modifications du réseau d'assainissement liées à l'évolution de l'urbanisation (drains bouchés). La zone instable occupe un versant situé juste au-dessous de la ville d'Ain El Hammam; elle est la source d'une multitude de problèmes dans les projets d'aménagement et de développement de la ville.

References

Azimi C, Devarreux P (1996) Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain. Revue française de géotechnique 76:63–75

Besson L (2005) Les risques naturels: de la connaissance pratique à la gestion administrative. Editions TechniCités, Voiron. Collection dossier d'expert technique, no 442, p 610

Bougdal R (2010) Les glissements de terrain en Kabylie. Journée d'étude sur les glissements, Université de Tizi-Ouzou, 1 juin 2010, p 54

Campy M, Macaire M (1989) Géologie des formations superficielles, Masson, p 424

Chen RF, Chan YC, Angelier J, Hu JC, Huang C, Chang KJ, Shih TY (2005) Large earthquake-triggered landslides and mountain belt erosion: the Tsaoling case—Taiwan, CR. Géosciences 337:1164–1172

Durand-Delga M (1980) La Méditerranée occidentale: étapes de sa genèse et problèmes structuraux liés à celle-ci. Mém h Sér Soc Géol de France, no 10, livre jubilaire de la société géol. de France, 1830–1980:203–224

Gani R (1988) Etude pétro-structurale des massifs cristallins de Larbaa Nait Irathen et de Djamâa Saharidj (Grande Kabylie, Algérie). Mémoire de magister USTHB, Algérie, p 193

GEOMICA (2006) Etude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase I). Rapport interne, p 51

GEOMICA (2009) Etude géotechnique de la zone de glissement et de tassement de Ain El Hammam (phase II). Rapport interne, p 93

Kechidi Z (2010) Application des études minéralogiques et géotechniques du schiste au glissement de terrain d'Ain El Hammam. Mémoire Master, université de Tizi-Ouzou (Algérie), p 152

Khemissa M, Mekki L, Bakir N (2008) Comportement oedométrique des argiles expansives de M'Sila (Algérie). Symposium International Sécheresse et construction (SEC 2008), Paris, Marne-la-Vallée pp 229–234

LNTPB (1972) Etude géologique et géotechnique du glissement. Ain El Hammam. Rapport interne, p 30

Regles parasismiques Algeriennes (RPA 99) (2003) Document technique réglementaire DTR BC248. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, p 117

Slosson JE, Keene AG, Johnson JA (1992) Landslides mitigation; Reviews in Engineering Geology 9:120

II.5. Conclusion

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est très étendu, il affecte une pente collinaire abrupte et fortement urbanisée. Ce mouvement est favorisé par la nature du terrain et les conditions hydro-climatiques de la région. L'analyse des résultats des sondages carottés a montré l'existence de sols de faible résistance mécanique, remaniés et altérés, en profondeur ainsi qu'une couche superficielle (d'une épaisseur de 1.70 m à 9.70 m) constituée de remblais et d'éboulis de faibles caractéristiques mécaniques. Le régime climatique de la région d'Ain El Hammam est caractérisé par de fortes précipitations qui s'étalent sur une période de cinq à six mois. L'hydrologie de cette ville se caractérise par la présence de cours d'eau d'écoulement de type torrentiel et semi-permanant traversant tout le versant instable et l'existence de plusieurs sources d'eau dans celui-ci.

Le mouvement de terrain résulte de plusieurs facteurs qui interagissent simultanément. Ces facteurs ont été groupés en deux grandes catégories : les facteurs passifs et les facteurs actifs. Les facteurs passifs définissent les caractéristiques propres du versant instable. Les facteurs actifs sont l'ensemble des actions externes qui déstabilisent la structure des formations géologiques du versant. En effet, les facteurs responsables de cette morpho-dynamique accélérée sont liés à la prédominance des roches tendres, aux précipitations intenses et irrégulières et aux pentes fortes.

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est caractérisé par une structure très complexe. Les mécanismes induits par cette instabilité sont très difficiles à étudier du fait de la superposition et de l'emboitement des mouvements. Cette forte instabilité est caractérisée par des phases de calme et d'accélération du mouvement. En outre, le mouvement a nettement évolué au cours des dernières décennies (depuis 1969) aussi bien latéralement qu'en profondeur.

Les études réalisées dans cette région ont été concentrées dans les zones urbanisées du versant instable ; c'est là la principale limitation de toutes ces investigations. Les zones non urbanisées n'ont fait objet d'aucune reconnaissance ; une modélisation globale du glissement ne peut pas alors être réalisée à partir de ces dernières (car on ne dispose d'aucune coupe lithologique du versant instable).

La récolte des données disponible du site étudié constitue une étape importante pour l'analyse de l'instabilité. Ces données vont servir à la réalisation d'un système d'information géographique pour ce glissement de terrain actif et étendu.

CHAPITRE III

CARTOGRAPHIE ET SUIVI DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM.

L'appréciation du comportement et l'analyse de la déformation progressive d'un versant se heurtent à plusieurs difficultés. La complexité des mécanismes mis à l'œuvre est souvent la principale source d'incompréhension. Ce problème est rencontré particulièrement dans les grands versants (tel que le versant instable d'Ain El Hammam en Algérie) dans lesquels se produisent plusieurs processus de déformations et de ruptures progressives au cours du temps. Progresser dans la connaissance scientifique de ces phénomènes impose alors un suivi de la déformation progressive du mouvement au cours du temps *(VENGEON J-M. et al., 1999).*

La cartographie constitue un moyen efficace pour l'étude des problèmes de la géotechnique, elle permet le géo-référencement des données spatiales et facilite leur traitement. Afin de faciliter l'étude de l'instabilité de terrain d'Ain El Hammam, toutes les informations disponibles (résultats du suivi topographique, les informations tirées des sondages carottés, les informations in situ,…) seront exploitées pour la réalisation d'un système d'information géographique (SIG). Le système d'information géographique, une fois conçu, permettra une meilleure gestion du phénomène et facilitera le traitement des données disponibles.

III.1. Définition d'un système d'information géographique (SIG)

Un système d'information géographique (SIG) est un moyen de gestion de base de données conçu pour saisir, stocker, manipuler, analyser, combiner et afficher des données à référence spatiale en vue de résoudre des problèmes complexes de gestion et de planification *(FISCHER et al., 1993; HAMMOUM H. et al., 2010)*. Les SIG sont des outils d'aide à la décision, ils permettent une meilleure gestion des aléas naturels (tels que les mouvements de terrain, les inondations, …) et des risques technologiques. Ces systèmes utilisent des données spatiales issues de plusieurs moyens d'acquisition (la topométrie, la géodésie, la photogrammétrie, la télédétection,…). Il est actuellement utilisé dans de nombreux domaines tels que la géographie, la géologie, le génie civil, etc. Le SIG inclut plusieurs composantes (voir la figure III.1). Ces systèmes possèdent plusieurs intérêts :

- Le stockage sous forme numérique de gros volumes de données géographiques de manière centralisée et durable ;

- La gestion des données à référence spatiale qui sont associées à des objets ou à des phénomènes qui se caractérisent par une position (à titre d'exemple : les coordonnées géographiques) et très souvent par une forme géométrique (polygones, polyligne, ligne, point) *(SERRE, 2005 ; HAMMOUM H. et al., 2010)* ;

- Il a la capacité d'accepter et de convertir des données sous des formes géométriques *(SERRE, 2005)* ;

- Il permet la gestion des formes géométriques entre elles selon leur aspect géométrique grâce à des fonctions topologiques (la topologie est un sous-ensemble de la géométrie qui se réfère aux relations spatiales existant entre les entités géographiques) *(SERRE, 2005)* ;

- Il permet d'actualiser ou de modifier les données sans avoir à créer un nouveau système d'information géographique.

Tous les auteurs s'accordent sur la puissance des SIG et donc sur leur excellence en tant qu'outils de gestion des données à référence spatiale. La caractéristique fondamentale qui distingue les SIG des logiciels graphiques, notamment de la cartographie numérique, est leur capacité d'effectuer des analyses spatiales *(LAARIBI, 2000)*. Cependant, les fonctionnalités incorporées au sein du SIG répondent généralement aux besoins immédiats qui sont beaucoup plus axés sur la gestion des données que sur leur analyse *(BURROUGH, 1990 ; FISCHER et al., 1993)*.

En outre, les SIG ont bénéficié des progrès réalisés indépendamment dans deux branches importantes de l'informatique : d'une part la conception assistée par ordinateur (CAO) et le dessin assisté par ordinateur (DAO), dont dérive la cartographie assistée par ordinateur ;

d'autre part les systèmes de gestion de bases de données (SGBD) *(HAMMOUM H. et al., 2010).*

Remarque : *L'analyse spatiale peut être définie comme étant un raisonnement qui permet de déduire les caractéristiques d'un phénomène en faisant intervenir des données géographiques.*

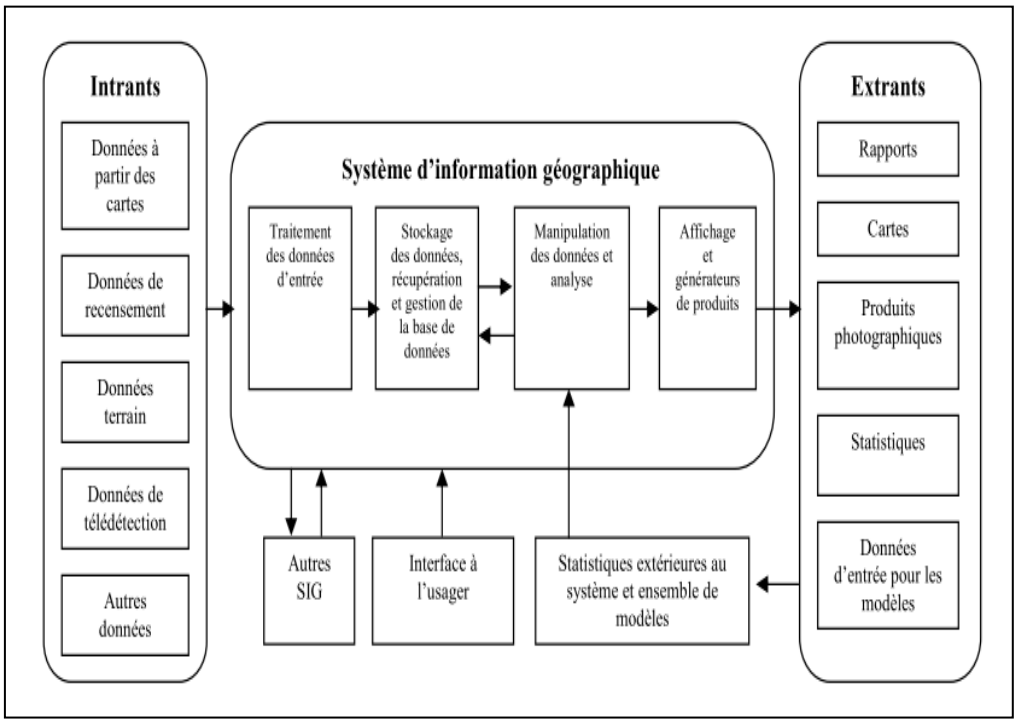


Fig.III.1. Composantes d'un SIG *(FISCHER et al., 1993)*.

III.2. Choix du logiciel à utiliser pour la réalisation du SIG

La réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique (SIG) incluant les champs et les données importants du glissement de terrain d'Ain El Hammam constitue une étape importante dans l'étude de ce mouvement de terrain. Le choix s'est porté sur le logiciel Mapinfo version 6.5 pour la réalisation de ce travail ; il s'agit d'un logiciel convivial doté d'une interface conviviale de type « pointer-cliquer ». MapInfo fournit un ensemble d'outils permettant de visualiser, d'explorer, d'interroger, de modifier et d'analyser des informations géographiques ainsi que la construction de documents cartographiques de qualité. Il est bien plus qu'un logiciel de cartographie ; il offre des outils performants *(HAMMOUM H. et al., 2010)*:

- D'analyse spatiale ;
- De géocodage par adresse ;
- De visualisation des résultats ;
- De création et d'édition de données géographiques et tabulaires ;

- D'accès aux bases de données externes (de type Excel) pour extraire des enregistrements de données ;
- De réalisation des études thématiques et des mises en page.

En outre, toutes les performances et les manipulations qu'offre le logiciel MapInfo permettent et facilitent la réalisation du travail de cartographie et d'analyse spatiale envisagés dans cette étude.

III.3. Le Système d'Information Géographique réalisé sous MapInfo

Plusieurs documents cartographiques ont été réalisés pour le versant instable d'Ain El Hammam. La réalisation du système d'information géographique nécessite de suivre un certain nombre d'étapes :

- Le calage des cartes et des images aériennes du site d'Ain El Hammam ;
- La construction des couches vectorielles (les courbes de niveau, les réseaux hydrographiques, les sondages carottés, les profils sismiques et les profils géoradar) ;
- Le semi des relevés topographiques disponibles ;
- La construction des bases de données (pour le suivi topographique et les sondages carottés).

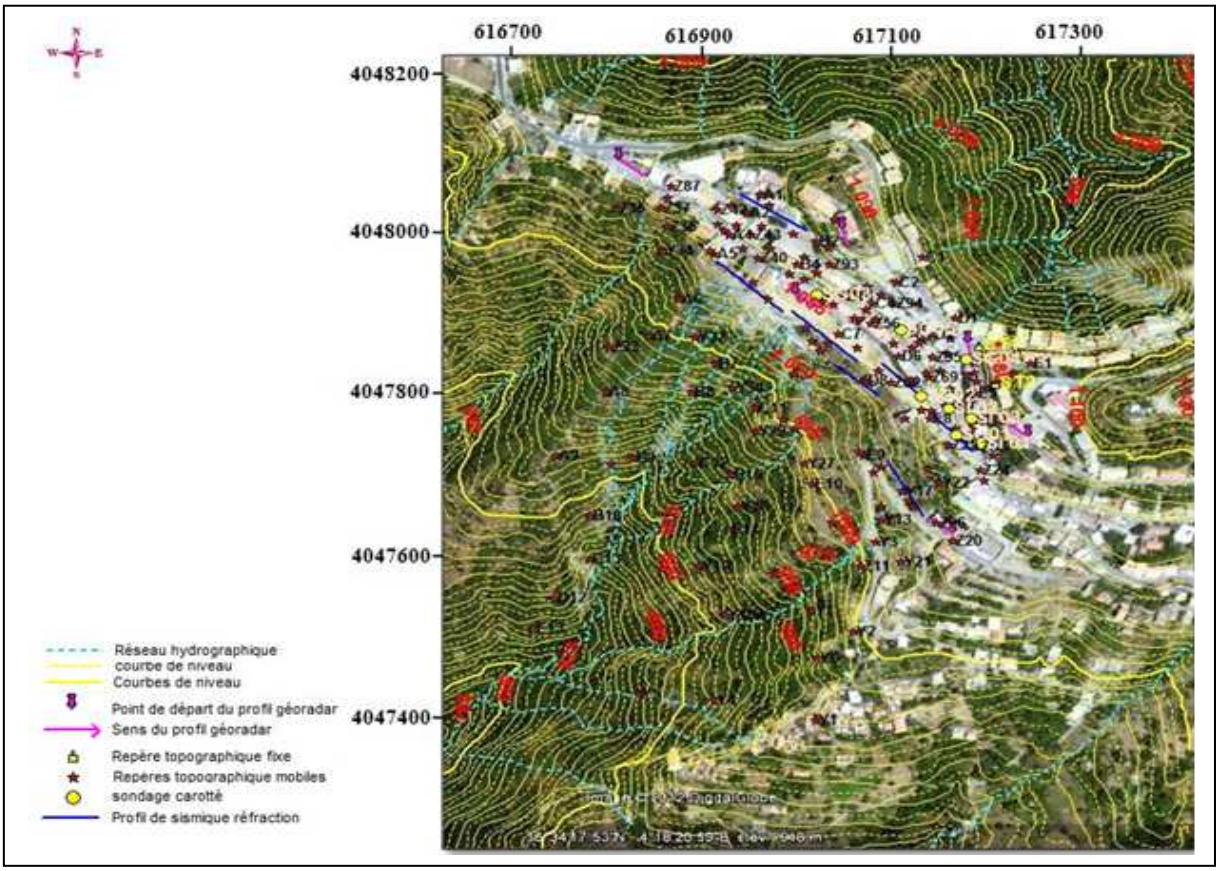


Fig.III.1. Cartographie du versant instable d'Ain El Hammam et ses alentours *(DJERBAL et MELBOUCI, 2013).*

III.4. Le suivi du glissement de terrain

Le suivi de l'évolution des mouvements de terrain permet de lier leur activité à l'une de leurs causes principales (le climat), de définir les limites de précipitation au-delà desquelles un risque de réactivation et/ou d'accélération important est à prendre en charge et de définir le temps que prend l'incident climatique pour activer ou réactiver le mouvement du versant (la relation pluviométrie-piézométrie-mouvement). Toutes ces études permettent une meilleure gestion de la sécurité et une bonne maîtrise du phénomène glissement de terrain (une bonne maîtrise du comportement du versant instable).

III.4.1. L'étude cinématique

III.4.1.1. Le suivi topographique

157 repères, implantés dans le versant instable, font l'objet d'un suivi topographique mensuel depuis octobre 2009 (une période d'interruption des mesures a été observée entre août 2010 et avril 2011). Le suivi topographique montre une nette influence des facteurs hydriques sur l'évolution du glissement (toutes les réactivations sont précédées par des événements climatiques favorables et l'accélération des déplacements coïncide avec les périodes de précipitation). L'analyse des résultats du suivi montre un mouvement aléatoire très complexe et une évolution du mouvement non concordante et dissemblable d'un point à l'autre. Une analyse spatiale des déplacements a également été réalisée à l'aide du logiciel MapInfo. Cependant, les analyses effectuées montrent que les déplacements mesurés présentent les caractéristiques d'un mouvement relatif mesuré par rapport à un repère mobile. De plus, une importante discordance spatiale des déplacements a été observée pour toutes les périodes de la surveillance et dans les trois directions du mouvement. Le mouvement relatif a été confirmé après l'implantation des stations qui ont servies de repère aux levés topographiques.

III.4.1.2. Le suivi inclinométrique

Quatre inclinomètres ont été installés au niveau du centre-ville d'Ain El Hammam (les sondages inclinométriques SC02 et SC04 réalisés par le laboratoire GEOMICA et les sondages SI-1 et SI-2 réalisés par le groupement ATEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI). Cependant, les inclinomètres se sont dégradés rapidement. Les résultats tirés de ce suivi sont insuffisants pour définir la cinématique du mouvement ; seules deux mesures ont été effectuées pour les sondages SC02 et SC04. Ils nous ont par ailleurs permis de déterminer la profondeur de la rupture dans certains endroits (profondeur des premiers plans du glissement).

III.4.2. Le suivi piézométrique

La connaissance de la profondeur et des fluctuations de la nappe est une étape importante dans l'étude des instabilités du terrain. À Ain El Hammam, quatre sondages ont été équipés de piézomètres (les sondages SC01, SC03 et SC05 réalisés par GEOMICA en mars et avril 2009 et le sondage SI-3 réalisé par le groupement en mai et juillet 2009). Cependant, juste après avoir effectué les premières mesures, ces derniers ont été endommagés et obturés. Les mesures, étant faites sur un intervalle court et pendant une période de faibles précipitations

(d'avril à juin et de juillet à août), ne permettent pas d'avoir la profondeur critique de la nappe et d'étudier les effets des fluctuations piézométriques sur le mouvement de terrain (la relation Pluviométrie-Piézométrie-Mouvement). En outre, des pertes d'eau ont été observées par le laboratoire pendant le forage à plusieurs profondeurs. Cela est dû à la forte perméabilité des formations schisteuses (dans le sens transversal) qui favorise l'écoulement transversal dans le versant et l'altération profonde de celui-ci (apparition de plans de faiblesse dans le schiste).

III.5. Conclusion

Les systèmes d'information géographiques ont connu, au cours de ces dernières années, un important champ d'utilisation. Le domaine de la géotechnique (particulièrement les géo-risques) a bénéficié des progrès que connait cet outil d'aide à la décision. Le travail de cartographie réalisé pour le versant affecté par le mouvement de terrain d'Ain El Hammam a permis une bonne appréciation des conditions morphologiques et hydrographiques du versant. Le système d'information géographique conçu a facilité la gestion spatiale des informations disponibles.

Le suivi de l'évolution cinématique du mouvement réalisé dans le versant, en utilisant un tachéomètre automatique, a également été introduit dans le système d'information géographique. Par ailleurs, l'analyse spatiale de ce suivi a permis de détecter qu'il est effectué par rapport à un référentiel implanté à l'intérieur de l'instabilité. Le mouvement mesuré, étant relatif, ne reflète pas la réalité du terrain. Son utilisation pour l'étude du mouvement de terrain est alors non adéquate.

Le traitement spatial des données du système d'information géographique réalisé a permis la description géomorphologique et hydrologique du mouvement de terrain. De plus, il facilite considérablement la détermination de la structure et des mécanismes de déformation du versant.

CHAPITRE IV

DESCRIPTION MORPHOLOGIQUE ET HYDRO-CLIMATIQUE DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM.

Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam est caractérisé par une structure très complexe ; il s'agit d'un glissement de terrain actif et étendu qui affecte une formation schisteuse altérée et fissurée. Vu le manque et l'insuffisance des données géologiques et géotechniques du site (notamment dans la partie avale du versant qui n'a fait objet d'aucune reconnaissance) d'une part et d'autre part l'intérêt important qu'a la connaissance de l'évolution progressive du mouvement au cours du temps, les résultats du suivi topographique et morphologique du mouvement seront exploités pour l'étude de cette instabilité. En effet, plusieurs auteurs ont démontré le rôle important que joue la surveillance des déplacements et de la morphologie du versant dans l'évaluation du risque de glissement *(PILOT et al., 1978 ; PINCENT et al., 1978 ; CARTIER, 1981).* Le suivi topographique du versant instable permet de délimiter la zone affectée par le mouvement, d'analyser la structure et les mécanismes de déformation du glissement en exploitant des mesures effectuées à partir de la surface et enfin d'étudier l'influence de la variation progressive de la géométrie du versant sur ce mouvement. Elle permet également d'apprécier le risque et ses modulations en fonction de l'amplitude et de l'évolution spatio-temporelles des déplacements. Elle constitue alors un moyen d'investigation des mouvements de terrain *(FOLLACCI J-P., 1987).* Or, le suivi réalisé dans la région d'Ain El Hammam est effectué par rapport à un référentiel affecté par le mouvement de terrain. La surveillance topographique étant erronée, une étude géomorphologique et hydro-climatologique du glissement a été accomplie. La description géomorphologique des versants naturels instables constitue une alternative efficace pour la prévision et la prévention de l'évolution des glissements de terrain. Dans ce chapitre, les indices géomorphologiques et hydrologiques seront exploités pour :

- La détermination des limites de la surface instable ;
- L'étude des mécanismes du mouvement ;
- La définition d'un profil lithologique du glissement ;
- La détermination de l'allure et de la profondeur des surfaces de rupture.

IV.1. Conférence internationale sur la géotechnique de l'ingénieur (ICGE13), du 21 au 23 février 2013, Hammamet, Tunisie

International Conference on Geotechnical Engineering. 2013

ICGE'13

Influence of the hydro-climatology on the evolution of the Ain El Hammam landslide (Algeria).

Lynda DJERBAL
Laboratory Geomaterials, Environment and Installation (LGEA), University Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algeria. E-mail: ldjerbal@yahoo.fr

BOUDJEMIA Fazia
Laboratory Geomaterials, Environment and Installation (LGEA), University Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algeria. E-mail: b_fazia78@yahoo.fr

Bachir MELBOUCI
Laboratory Geomaterials, Environment and Installation (LGEA), University Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algeria. E-mail: melbouctba@hotmail.fr

ABSTRACT: The town of Ain El Hammam is located on the top of an abrupt hill slope. An active and extensive ground movement that grows essentially in metamorphic mica and schist affects it. The climate of this region being characterized by high precipitation and a significant snow cover is very favorable to the initiation and reactivation of this shift. Indeed, its beginning and its reactivation are often preceded by exceptional precipitation events. These rains are acting on the one hand, by their slow and gradual infiltration in fractures of the schist of the bedrock, the other hand by increasing the level of the water table that brings down the factor of safety.

The ground movement of Ain El Hammam has known since its first activation, in December 1969, several phases of activity. Since the winter of 2005-2006, the movement has taken a new shape by affecting areas of the slope initially stable. In addition to the geometrical evolution observed a marked acceleration of the movement was also recorded during this period and up to 2009. Moreover, the significant snow cover in February 2012 has revived the landslide and new disorders have been identified. As a result of this snow an important evolution of the movement is not excluded.

Keywords: Instability, Hydro-climatology, initiation, Reactivation.

RÉSUMÉ : La ville d'Ain El Hammam est localisée au sommet d'une pente collinaire abrupte. Elle est affectée par un mouvement de terrain actif et étendu qui se développe dans des terrains métamorphiques essentiellement micacés et schisteux. Le climat de cette région étant caractérisé par de fortes précipitations et une importante couverture neigeuse est très favorable à l'amorce et à la réactivation de ce glissement. En effet, son amorce et sa réactivation sont souvent précédés par des événements pluviométriques exceptionnels. Ces précipitations agissent d'une part, par leur infiltration lente et progressive dans les diaclases du schiste du substratum et d'autre part par augmentation du niveau de la nappe phréatique qui fait chuter le coefficient de sécurité,

Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam a connu depuis son premier déclenchement en décembre 1969 plusieurs phases d'activité. Depuis l'hiver 2005-2006, le mouvement a pris une

nouvelle forme en affectant des zones du versant initialement stables. En plus de l'évolution géométrique observée, une nette accélération du mouvement a été également enregistrée pendant cette période et allant jusqu'à 2009. Par ailleurs, l'importante couverture neigeuse de février 2012 a réactivé le glissement et de nouveaux désordres ont été recensés. Sous l'effet de cette neige une importante évolution du mouvement n'est pas à exclure.

Mots clés : Instabilité, Hydro-climatologie, Amorce, Réactivation.

1 INTRODUCTION

The town of Ain El Hammam is located about 50 km southeast of the capital of the wilaya of Tizi-Ouzou (Algeria) (Figure 1). It is located in metamorphic terrains mainly schist and micaceous (BOUGDAL, 2010). The side affected by the movement field is composed of weathered shale satin significant depth. The alteration of bedrock is favored by the lithology of the layer (with a dip downstream promotes infiltration of water from the opposite side). The landslide affecting the town of Ain El Hammam is very complex and is characterized by a structure resulting from the interlocking and overlapping several slides constituting a global instability of the slope. In addition, the landslide of Ain El Hammam is very sensitive to fluctuations of the water and is characterized by a precipitation threshold above which the movement accelerates. The proposed work allows us to show the importance of climatic factors and hydrological site triggering landslides in the region.

Figure 1. Location of unstable slope of Ain El Hammam.

2 HISTORY OF THE EVOLUTION OF AIN EL HAMMAM LANDSLIDE

The landslide Ain El Hammam back to a distant time. The movement activity slowed for a long time and these indices have been masked by the erosion of the slope and vegetation. In the documents we have only instabilities appeared since 1969 are shown; completely unknown if signs of instability were observed before that date.

2.1 Since 1969: The first signs of instability began in December, after heavy rains, the most visible signs were located northwest of the ancient city (LNTPB, 1972). Following these disorders laboratory Ex LNTPB was hired to perform the geotechnical study and proposed solutions to stabilize the slope. This study indicates that movement affects the layer of fill and debris with a maximum thickness of about 10 m and extends over a length of about 100 m and a width of 70-90 m

2.2 To the 1990s: instabilities have been reported during the construction of several buildings (R+5) along the Boulevard Amirouche. The school located upstream of these buildings had sustained disturbances in the structure and masonry.

2.3 *In 2002:* The disorders reappear after heavy rains. Amirouche Boulevard and several streets were cracked and the market area has undergone some small-scale disturbances.
2.4 *During 2004:* A new disorder occurred after rainfall and snowfall in the winter of 2004-2005. Signs of small-scale instability began to appear for the first time in the slope after the snowmelt.
2.5 *In 2006:* After heavy rainstorms, many buildings have undergone Boulevard Amirouche disorders. A slight subsidence of the road down to the South East was also observed, demonstrating that movement affects both the city and the slope. Movements during this period up to November 2008 were relatively slow (centimetric to decimetric).
2.6 *In November 2008:* Heavy rains caused a reactivation of the movement, the movement during this period were large (dislocation of buildings and support structures, disturbances in pavements, rupture of hydraulic networks ...).
2.7 *In May and June 2009:* The movement has significantly slowed and most affected buildings were demolished (buildings 14, 15 and 19, Timssiline building, ...).
2.8 *Since August 2009 to date:* The movement continues to evolve in the town and the slopes, new disorders were identified after the snow of winter 2012. Some threatening buildings were also demolished.

The study of the history of the movement can highlight two main causes of the activity and the reactivation of the movement.

- The first is because of climate; it is apparent that the precipitation rate is the most important criterion influencing this instability field because all activations coincide with specific climatic events.
- The second cause is anthropogenic. It is mainly on the urban sprawl, which significantly alters the hydrological conditions and geometric stability.

3 UNDER CLIMATE AND HYDROLOGY

Water is often a destabilizing slopes and acts negatively on the geotechnical characteristics of the soil (SLOSSON et al, 1992; AZIMI and DESVARREUX, 1996; DURVILLE and SEVE, 1998). A study of this factor is therefore essential in the analysis of slope stability.

3.1 The climate framework in the region of Ain El Hammam

The Ain El Hammam climate is Mediterranean, continental, relatively cold and wet in winter, hot and dry in summer (GEOMICA, 2006). The period of heavy rainfall in this region is spread over 5 to 6 months. From a study of climate data, Ain El Hammam (which is spread over several years), we identified the following findings:

- The wettest month of the year is December and the driest month is July,
- Temperatures vary depending on the year, from 25 ° to 35 ° in July and August with occasional peaks that exceed 40 °;
- The wettest month of the year is December with an average monthly rainfall hovering around 175 mm;
- The driest month of the year is July with an average rainfall of about 5 mm;
- The average annual rainfall of 1050 mm oscillate around an extremum in 1974 with up to 1559 mm;
- A significant snow cover in winter.

The landslide Ain El Hammam accelerates after each winter period (Figure 2). Studies in the area of Ain El Hammam show that the landslide downtown has a hydraulic control; it is significantly affected by the level, type and duration of rainfall. The large snowpack that characterizes this region allows slow and deep infiltration of water into the surface layers of the hill. Water seeped through the surface cover seeps into the shale strata (perpendicular to the North side of the hill). The water seeped into cracks in the shale pressurizes and creates cracks in the layers of shale. The infiltration of

rainwater and freeze-thaw cycles contributes to the progressive development and propagation of cracks bedrock (weathering of bedrock). The alteration is manifested by the appearance of downstream water sources. This alteration process explains the alternation in depth of altered layers and resistant shale (according to the results of core sampling carried out on the site).

Octobre 2011 Avril 2012

Figure 2. Ruin of the retaining wall after the melting of snow in the winter of 2012.

3.2 Hydrographic regime in the region of Ain El Hammam

The hydrographic regime in Ain El Hammam is characterized by the presence of several rivers with torrential flow semi-permanent (Figure 3) and from many sources (hence the name Ain El Hammam). The side of Ain El Hammam is characterized by a complex hydrological and geological structure very sensitive to water. The absence of river systems in the watershed accelerates and facilitates deep infiltration of water in it. The infiltrated water affects the mechanical and chemical characteristics of the formations that make up this slope (decreasing the resisting forces) on the one hand and increases the driving forces (increasing the weight training) on the other. In addition, in the absence of water systems, water seeks paths and easy random (such as longitudinal tearing lines) to flow and causes intense surface erosion and infiltration of water into the sliding surfaces preexisting.

The complex hydrology of the site is combined with inputs from wastewater. Indeed, the output downstream of the site (the downstream side of the city) serves as an outlet for sewage and storm water (Figure 4). This water generally flows into the areas of cracking and escarpment encountered in slope and facilitates the reactivation of ground movement.

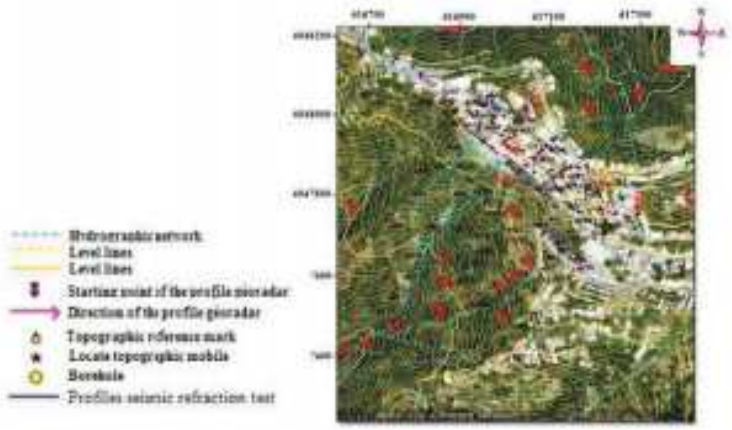


Figure 3. Hydrography of the unstable slope of Ain El Hammam.

Figure 4. Network of sewage not connected flowing in the longitudinal tear line.

4 EVOLUTION OF MOVEMENT DURING TIME

4.1 The period 1969-2005

The landslide was triggered for the first time, following heavy rains in December 1969. He affected at this time, only the layer of fill and debris and clay shale altered covering. The depth of the sliding surface defined by the laboratory Ex LNTPB was low (less than 10 m). It was in this period, a shift affecting the superficial layer and altered shale covering bedrock of the market area and surrounding buildings. Speed of movement during this period was low and slow movements (of the order of a few centimeters per year). The length of the unstable area was about 100 m and a width of about 70 to 90 m. The elevation of the area was approximately 20 m (measured between the head and the foot of the slide). Disorders observed on site were of medium magnitude (with the exception of disorders observed during the movement begins in 1969, when the openings of joints, cracks in some buildings, wave in roads... have been reported).

4.2 The period 2005-2008

The instability takes on a new dimension during this period and affects the slope and areas initially stable of the city. Following the disturbances observed in 2006, the laboratory GEOMICA was hired to conduct a geotechnical study of the site. The laboratory has studied the market area and its immediate peripherals, a total area of 12 hectares. Disorders have been observed in several buildings Amirouche Boulevard and on the road. A ground breaking deep enough with an opening of a few centimeters (max distance = 30 cm) and a length of several tens of meters) was observed. The crack (traction crack) is accompanied by a tearing of field order centimeter decimeter to different places. Rupture and displacement (to the South) of the field indicate the emergence of a new instability affecting the slope.

The significant evolution of the movement observed during this period is mainly due to the snow of the winter of 2004-2005. Slow and gradual melting of snow caused the infiltration of water into the joints shale bedrock and created zones of weakness in the slope.

4.3 The period from November 2008 to April 2009

The instability was well marked during this period and the movements were relatively quick. A period of very active movement occurred between March and April 2009. Displacements of the eastern part were of the order of a meter. The instability of the slope (the slope located in downstream of the town unstable) was well marked. Morphological signs of landslide were visible therein in the form of depressions, tension cracks, slumps compartmentalized, etc.

After observing significant disturbances in the city and the slope, the laboratory GEOMICA was hired to conduct a series of investigations to try to better analyze the movement and the possibility of

reinforcement. The laboratory has completed five (05) core holes at depths ranging from 20 to 30 m (three equipped with piezometers and two equipped with inclinometers). The cores holes were drilled at the urbanized portion of the site (buildings most affected by the landslide). They also made seven (07) seismic profiles (GEOMICA, 2009).

The results of the investigations showed that the movement has evolved and spread over a large area (about 23 ha). The landslide occurred along a zone of weakness shale. Slow and gradual melting of snow in the winter of 2004-2005 has an intense infiltration of water into the shale strata from the opposite side of the hill (because plans stratigraphy are perpendicular to it). Under the effect of pore pressure (infiltration of rainwater and wastewater in cracks of the bedrock) and freeze-thaw the links that existed between the layers of shale were gradually shattered down to the foot of the slope. This alteration process explains the alternation of deep layers of shale altered and unaltered shale healthy (according to the results of core drilling). This process explains the important hydro-geological development in depth and lateral of the landslide.

4.4 The period 2009-2012

The movement has slowed significantly during this period particularly at the urban area of the slope. The monthly displacements are in order of the centimeter or the decimeter. In addition, several new instabilities were observed in the slope and displacements in some places are very important. Escarpments observed in the non-urbanized watershed are orders decimetric to metric (Figure 5). Adding to this, several new instabilities were observed in the peak and the slope after the snow melt in January 2012. Moreover, reactivation catastrophic movement over the next few years is not excluded.

Figure 5. Photos montrant la morphologie du versant instable.

CONCLUSION

The landslide affecting the town of Ain El Hammam and its surroundings is characterized by phases of calm and activation (motion acceleration). Acceleration phases generally correspond to periods of high rainfall (usually between October and April). Hydrology very complex in this region and the existence of water sources favor transverse flows in the unstable slope. These flows probably occur along cracks in the shale. The lithological structure of the substratum and its morphology facilitate greatly the process of weathering of bedrock. In addition, the morphology and hydro-climatology side of Ain El Hammam are the main predisposing factors for this site to landslides. They are also one of the most influential factors on the evolution of the kinematics and geometry of the latter.

BIBLIOGRAPHIE

Azimi, C. Devarreux, P. 1996. Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain. *Revue française de géotechnique*. 76: 63–75.

Bougdal, R. 2010. Les glissements de terrain en Kabylie. Workshop on landslides. University of Tizi-Ouzou, June 1, 2010.

Durville, J-L. et Sève, G. 1998. Stabilité des pentes : glissement en terrain meuble. In Technique de l'ingénieur (ed), *traité construction C254* .16.

Slosson, JE. Keene, AG. Johnson, JA. 1992. Landslides mitigation. *Reviews in Engineering Geology* 9: 120.

GEOMICA. 2006. Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase I). Internal report.

GEOMICA. 2009. Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase II). Internal report.

LNTPB.1972. Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement. Internal report.

Slosson, JE. Keene, AG. Johnson, JA. 1992. Landslides mitigation. *Reviews in Engineering Geology* 9: 120.

867

IV.2. article publié dans la 1ère conférence internationale sur les risques de glissement de terrain (ICLR13), 14-16 mars 2013, Tabarka, Tunisie.

Description géomorphologique du glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie).

DJERBAL Lynda[1] et MELBOUCI Bachir[1]
[1]Laboratoire de Géotechnique, Environnement et Aménagement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
ldjerbal@yahoo.fr, melbouciba@hotmail.fr

Résumé : L'étude géomorphologique des versants naturels instables peut constituer une alternative efficace dans la prévision et la prévention de l'évolution des glissements de terrain. Le glissement de terrain d'Ain El Hammam affecte une pente collinaire raide située à environ 50 Km au Sud Est du chef lieu de la Wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie). Il se développe dans des formations métamorphiques schisteuses altérées et fissurées sur une importante épaisseur ; il s'étend sur une superficie supérieure à 23 Ha et mis en jeux plusieurs mécanismes de déformation. Le manque de reconnaissances géologiques et géotechniques dans la région constitue une contrainte majeure pour l'étude de ce mouvement de terrain. Face au manque de données exploitables, un suivi des indices morphologiques d'instabilité observés dans ce versant s'impose.
La communication proposée porte sur une description morphologique du glissement de terrain de la région d'Ain El Hammam réalisée à l'aide d'un système d'information géographique (SIG). Le versant instable de la région a subi plusieurs processus de déformation et se présente à l'état actuel sous une forme de gradins. La cartographie de l'évolution morphologique du versant instable a permis de détecter trois mécanismes principaux pour cette instabilité dont un qui présente un processus régressif. Elle a permis également la délimitation de la zone instable et la détermination du profil lithologique du glissement.
Mots clés : Glissement, Lithologie, Morphologie, Cartographie.

1. Introduction

La commune d'Ain El Hammam est située à environ 50 Km au Sud Est du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie) (Fig.1). Elle est localisée dans des terrains métamorphiques essentiellement micacés et schisteux *(GEOMICA, 2006)*. Le mouvement de terrain affecte une pente abrupte et fortement urbanisée composée de schistes satinés altérés sur une importante épaisseur (qui atteint dans certains endroits plus de 40 m). Ce glissement est caractérisé par une structure très complexe *(DJERBAL et MELBOUCI, 2012)*. Le manque d'investigations de terrain dans ce site constitue l'une des contraintes majeures qui altèrent la bonne analyse de l'instabilité. Le suivi de l'évolution géomorphologique de cette dernière reste le seul moyen accessible pour l'analyse de ce mouvement de terrain de grande ampleur. Par ailleurs, les systèmes d'information géographiques (SIG) sont utilisés dans ce travail afin de permettre une bonne analyse spatiale de la morphologie et la détermination des mécanismes de déformation probables de ce versant.

Figure 1. Implantation de la zone instable d'Ain El Hammam.

2. Présentation du système d'information géographique (SIG) réalisé

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est actif et étendu ; il s'étend sur une superficie supérieure à 23 ha avec une dénivelée d'environ 295 m. Afin de faciliter la gestion des banques de données disponibles et de permettre une bonne analyse du mouvement, un système d'information géographique (SIG) a été réalisé pour le versant affecté par le mouvement et ses alentours proches. Le SIG réalisé comporte plusieurs types de données :

- Les données morphologiques du site : qui se résument aux courbes de niveau et au suivi topographique du site ;
- L'hydrologie du site : qui comprend les réseaux hydrographiques et les réseaux d'assainissement non raccordés ;
- L'implantation des différentes investigations réalisées (les sondages carottés, les profils de sismique réfraction et les profils géo-radar) avec la désignation des résultats des essais ;
- L'implantation de quelques arrachements principaux et longitudinaux observés sur le terrain.

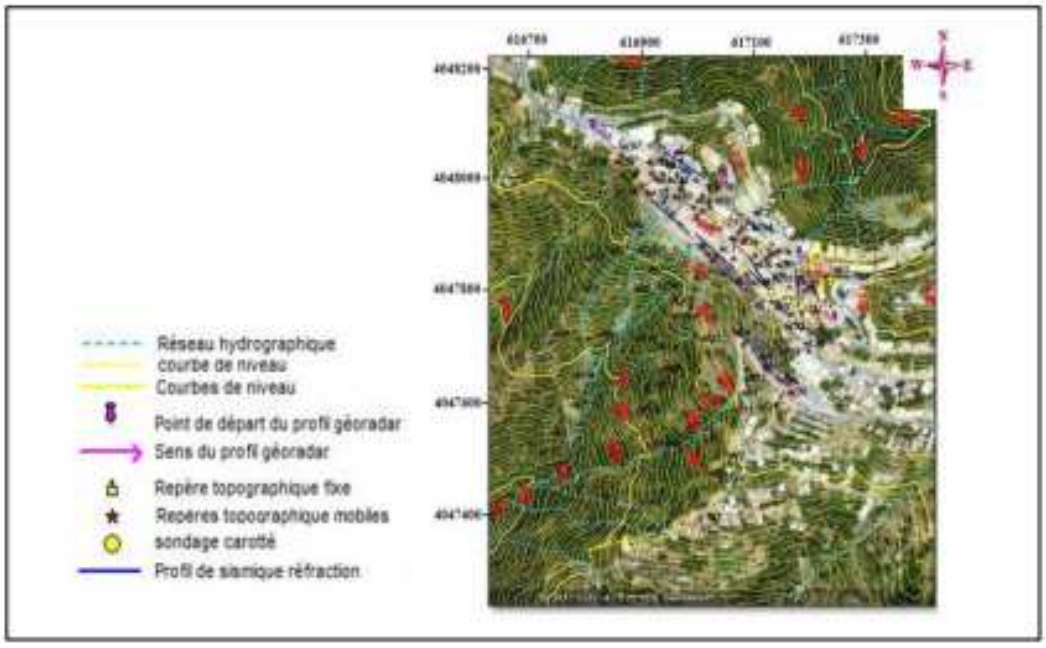


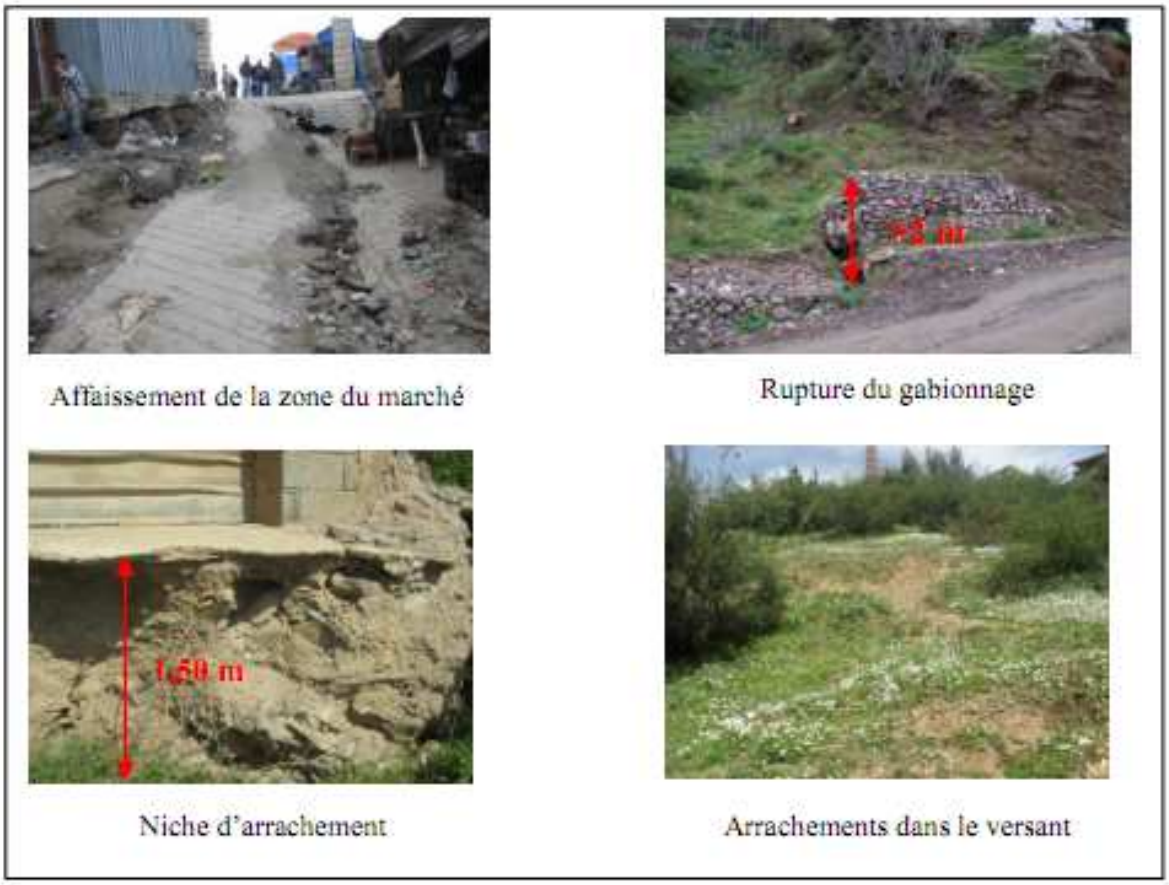
Figure 2. Vue générale de la cartographie du versant d'Ain El Hammam.

3. Description géomorphologique du glissement de terrain d'Ain El Hammam

La morphologie des versants permet d'étudier l'évolution des anciens mouvements de terrain et les indices de l'amorce de nouveaux. Elle constitue à la fois l'une des causes principales des glissements de terrain et un moyen pour les investiguer. L'introduction de l'évolution géomorphologique du versant d'Ain El Hammam dans un système d'information géographique (SIG) facilite considérablement l'analyse du mouvement de terrain. Ces SIG permettent, en le facilitant, le traitement spatial des données géomorphologiques du glissement. Par ailleurs, la localisation de ces indices facilite la détermination des mécanismes et de la structure du mouvement.

Plusieurs indices de mouvement de terrain sont observés dans le versant d'Ain El Hammam. Les premiers signes morphologiques d'instabilité ont été relevés en décembre 1969 au niveau de la zone du marché et ses périphériques immédiats. Ces indices se réduisaient à l'époque en quelques fissures observées sur les immeubles (ouverture de joints de dilatation et fissures de la maçonnerie) et au niveau du sol d'ouvertures millimétriques à centimétriques. Au niveau du Boulevard Amirouche et de la rue Bounouar, les premiers indices d'instabilité remontent à 1990 (suite à la construction des immeubles APC/CNEP). Par ailleurs, des indices d'instabilité du versant sont recensés un peu plus tard ; une fissure de traction a été observée pour la première fois au niveau de la ruelle qui mène vers Ait Yahia après la fonte de la neige de l'hiver 2004-2005 (la fissure se prolongeait jusqu'au versant situé en aval de cette ruelle). D'autres indices d'instabilité

plus marquées ont été observés en mars 2009 ; ces derniers ont été d'ordres décimétriques à métriques (fig.3).



Affaissement de la zone du marché

Rupture du gabionnage

Niche d'arrachement

Arrachements dans le versant

Figure 3. Quelques images montrant l'ampleur du mouvement.

3.1. Les indices observés en crête de la colline instable

Les signes morphologiques d'instabilité de terrain marquée remontent dans la ville, selon les rapports disponibles et les témoignages des habitants, à décembre 1969 (LNTPB, 1972). L'instabilité a connu plusieurs phases d'activation et d'évolution. Les phases d'évolution les plus marquées sont : l'activation de décembre 1969, la réactivation de l'hiver 1991 et celle de mars 2009. Les désordres les plus importants ont été observés en 2009. Les zones touchées par l'instabilité au niveau de la ville d'Ain El Hammam sont :

- La rue Bounouar : Plusieurs ouvrages de la rue Bounouar sont gravement touchés par le mouvement de terrain. Les immeubles de cette zone ont subi plusieurs fissures d'ampleurs variables et l'école des garçons a été fortement endommagée (elle a été démolie en 2010). De plus, la rue a subi plusieurs lézardements et affaissements qui ont nécessité, dans certains endroits, le recours au confortement (la construction de deux murs de soutènement pour maintenir la route en service).

- Le Boulevard Colonel Amirouche : Tous les ouvrages de ce Boulevard ont été touchés par les désordres (CEOMICA, 2006 et 2009). Les immeubles les plus endommagés (les bâtiments APC/CNEP N° 14, 15 et 19 ainsi que les immeubles Timssiline) ont été démolis. Par ailleurs, la route a subi d'importants désordres et le mur de soutènement qui la maintenait a été partiellement démoli par l'instabilité. De plus, un escarpement de terrain a été observé le long de cette route. La route a été réparée par les organismes concernés. Néanmoins, de nouveaux désordres ont apparu depuis sa réparation.
- La zone du marché : les signes d'instabilité dans la zone du marché sont les plus anciens et les désordres observés sont les plus importants. Cette zone a subi un affaissement et un déplacement vers l'aval de l'ordre du mètre pendant l'activation du mouvement en 2009. Tous les ouvrages de cette zone ont été fortement endommagés. Certains ouvrages ont été complètement démolis par le mouvement (tel que le marché d'Ain El Hammam) et d'autres affectés par d'importants désordres dans la structure et l'infrastructure. Par ailleurs, plusieurs immeubles sont encore habités malgré le risque qu'ils constituent. Deux escarpements sont observés au niveau de la zone du marché le premier est situé en aval du Boulevard Amirouche et le second à la limite avale de l'immeuble Taleb.
- Le sommet de la colline instable : Les signes du mouvement étaient très faibles (quelques fissures dans la maçonnerie, fissure d'un mur de soutènement,…) jusqu'à l'hiver 2012. Après la fonte lente et progressive de la neige (en mai 2012) plusieurs désordres et indices d'instabilité ont été recensés dans cette zone (une zone initialement classée stable). L'instabilité a été bien marquée par la ruine d'un mur de soutènement en pierre, l'allure inclinée des arbres et des pylônes électriques, la fissuration de plusieurs immeubles, etc.

2. Les indices observés dans le versant

'instabilité prononcée du versant remonte à l'hiver 2006. L'importante couverture ;igeuse de l'hiver 2004-2005 a nettement contribué, par son infiltration lente et 'ogressive dans les diaclases du substratum, à l'instabilité du versant. Plusieurs signes instabilité sont observés dans le versant :

- Au niveau de la ruelle descendante vers le Sud-Est, un déplacement et un escarpement de l'ordre du mètre sont observés en mars 2009. Le mouvement de terrain continue d'évoluer à ce jour mais avec une vitesse lente.
- Dans le versant abrupt, une multitude de fissures de traction et d'escarpements sont recensés. Les escarpements sont continus et parallèles (ils donnent au versant une allure en gradins). l'ampleur du mouvement dans cette zone est facilement observable à l'œil nu (d'ordres décimétriques à métriques par an). Le mouvement est accentué par l'effet des eaux usées issues des réseaux d'assainissement non raccordés qui se déversent directement dans les escarpements longitudinaux du glissement (fig. 4). En effet, cette eau, qui

contient plusieurs substances chimiques qui agressent le substratum, réalimente directement la surface de rupture et contribue à l'activité du mouvement.

Figure 4. Vue d'un réseau d'assainissement non raccordé qui se déverse dans une ligne d'arrachement du glissement.

L'évolution du mouvement depuis sa première activation en décembre 1969 a été représentée sur la figure 5. En outre, une importante évolution du mouvement est observée au cours des dernières années (entre 2006 et 2012).

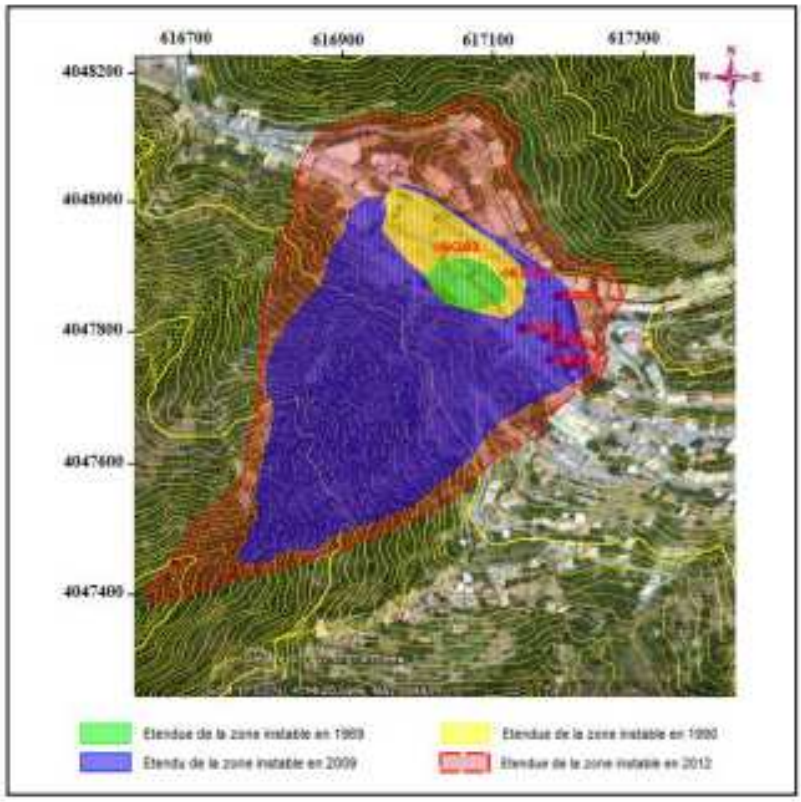


Figure 5. Carte de l'évolution du mouvement entre 1969 et 2012.

4. Détermination des mécanismes du mouvement

L'analyse de la carte des indices morphologiques établie a permis d'apprécier les mécanismes de déformation du versant. Le versant instable d'Ain El Hammam suit dans sa déformation trois mécanismes principaux :

4.1. Le mécanisme M1

Il affecte une surface d'environ 4.5 ha et se développe dans la couche superficielle constituée de débris de schistes argileux (la profondeur maximale de l'instabilité est d'environ 40 m *(DJERBAL et MELBOUCI, 2012)*). L'arrachement principal est localisé à environ 70 m au sud de l'ancien marché ; il est repéré en trait jaune continu (Fig.6). Les limites Est et Ouest de ce mécanisme sont définies en exploitant les résultats du suivi topographique et des visites du site (zones où le versant subit un bombement); elles sont représentées en trait jaune discontinu.

4.2. Le mécanisme M2

Il affecte une grande partie du versant instable et englobe le mécanisme M1 (il affecte une surface d'environ 13.5 ha). Il se développe à l'interface de la couche superficielle (débris de schiste argileux) et du schiste altéré et déstructuré. La limite amont de ce mécanisme est située en amont du Boulevard Amirouche (Fig.6). Les limites Est et Ouest sont

marquées par les escarpements verticaux qui montrent des rejets allant jusqu'à plus de 5 m d'épaisseur.

4.3. Le mécanisme M3

Ce mécanisme affecte tout le versant (il englobe les deux premiers mécanismes). Il s'agit d'un glissement lent et progressif qui se développe le long des schistosités du substratum et se développe à une profondeur supérieure à 75 m *(DJERBAL et MELBOUCI, 2012)*. L'amorce de cette instabilité est favorisée par les infiltrations lentes et profondes des eaux dans les diaclases du schiste ; en particulier celles dues à la fonte de la neige de l'hiver 2005. Les limites exactes de ce mécanisme ne sont pas très bien connues à ce jour. Par conséquent, seules les zones où des signes d'instabilité ont été recensés au cours de ces dernières années sont incluses dans ce mécanisme. Les limites de ce mouvement sont représentées dans la figure en trait rouge discontinu. Par ailleurs, l'analyse de la structure du versant a permis de délimiter la surface instable en supposant l'existence d'un escarpement subhorizontal (dû au déplacement le long des schistosités du substratum) dans le versant opposé qui n'a pas été ausculté (à cause de l'accès difficile à ce versant). En effet, des déformations qui confirment cette hypothèse ont été observées sur le site (des ouvrages inclinés vers le sud dans le versant opposé). La ville est fondée au sommet d'une colline constituée de schistes d'un pendage de 40° à 60° orienté dans le sens du versant qui favorisent le déplacement du versant vers le Sud. En outre, ce mécanisme permet une délimitation préliminaire du mouvement de terrain.

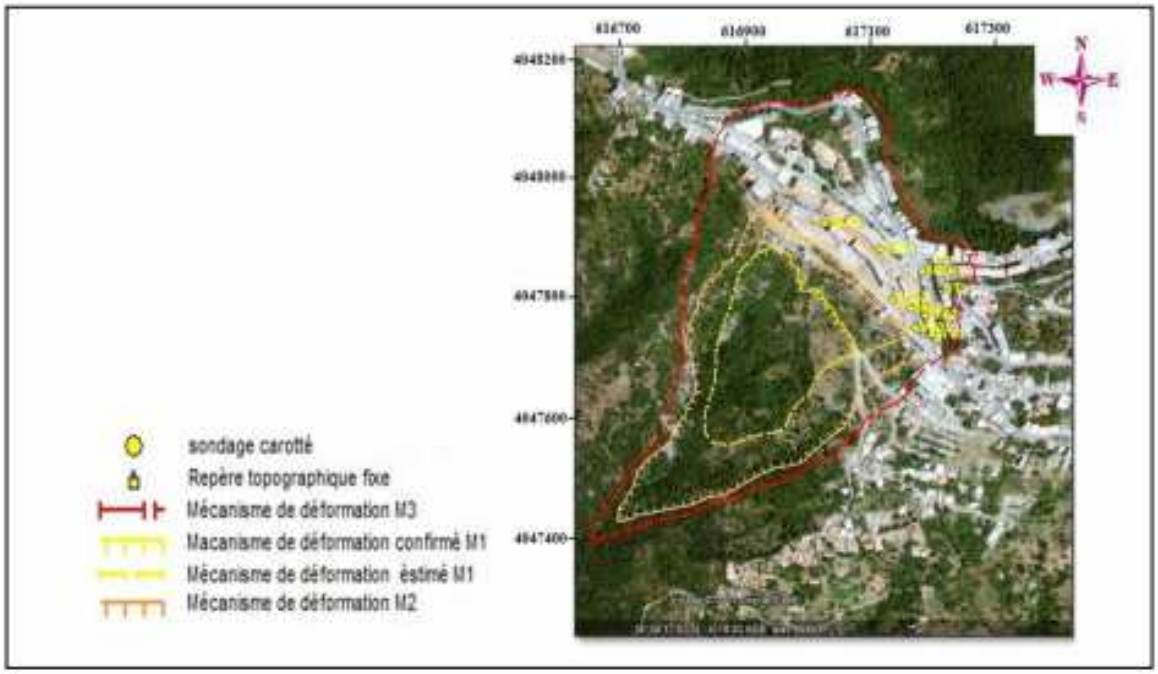


Figure 6. Les mécanismes de déformation du glissement d'Ain El Hammam *(DJERBAL et MELBOUCI, 2013)*.

5. Détermination de la lithologie du versant instable

Les sondages carottés réalisés dans la zone affectée par le mouvement de terrain à Ain El Hammam sont très mal implantés (voir la figure 2). En effet, aucun profil longitudinal du versant ne peut être établi à partir de ces investigations. Face à un tel problème, une observation de terrain a été lancée. Cette dernière combinée à une analyse de la nature géologique et géomorphologique du terrain permet la définition du profil lithologique du versant. Les zones d'affleurement rocheux ont servi pour la définition de l'orientation et de l'inclinaison des plans de schistosité du substratum. De plus, les affleurements rocheux observés dans le versant ont permis la détermination des limites de certaines couches (Fig.6). Par ailleurs, l'analyse du processus d'altération de la roche a facilité la définition du profil lithologique du terrain. Le profil obtenu est confirmé par les résultats des sondages carottés et décrit fidèlement les mécanismes de déformation du versant.

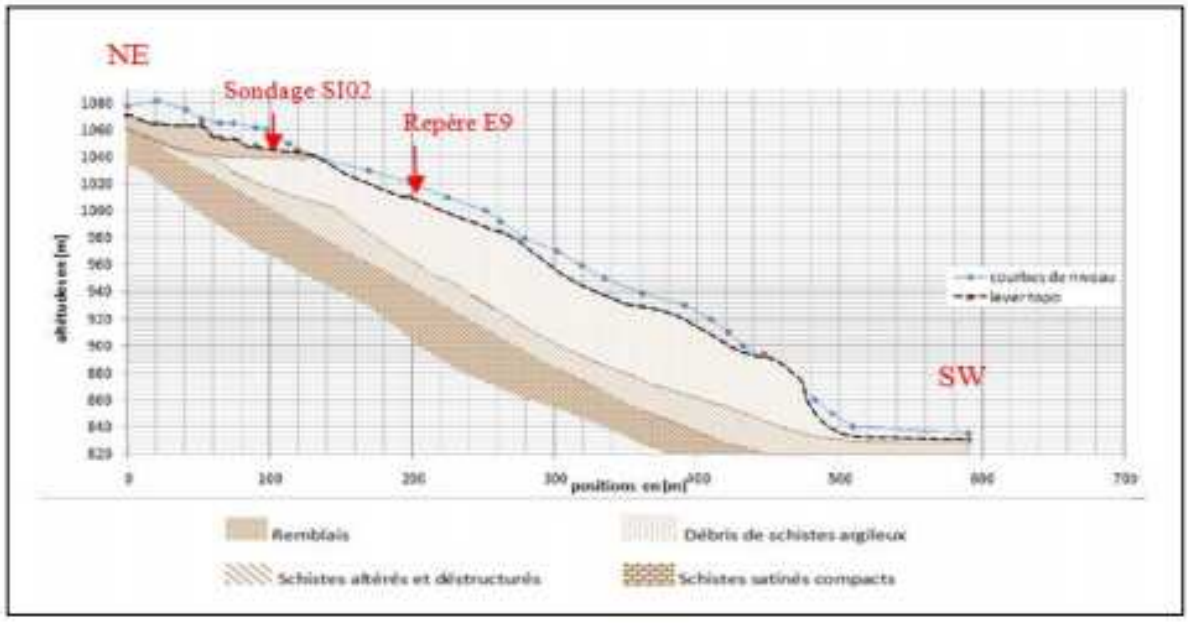


Figure 7. Le profil lithologique du versant d'in El Hammam.

6. Conclusion

La réalisation du système d'information géographique pour le versant d'Ain El Hammam a permit une bonne appréciation des conditions géologiques et hydrologiques de ce dernier. L'analyse spatiale de la morphologie du glissement montre une surface instable d'une superficie supérieure à 23 ha. L'arrachement principal dû à ce mouvement est situé, selon l'étude morphologique du versant, dans le versant opposée de la colline affectée par le mouvement de terrain ; il s'agit d'un arrachement subhorizontal. En effet, la nature lithologique du substratum, qui présente des plans de schistosité orientées dans le sens de la pente instable, explique l'observation d'une telle morphologie.

Trois mécanismes principaux définissent la déformation globale du versant d'Ain El Hammam. La détermination de ces derniers associée à l'étude de l'évolution du profil du terrain ont facilité la définition du profil lithologique du versant. En outre, la description morphologique constitue un très bon moyen pour l'analyse des mouvements de terrain de grande ampleur.

Références

Djerbal L. et Melbouci B. (2012) Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 71, pp. 587-597.

Djerbal L. et Melbouci B. (2013) Contribution to the mapping of the landslide of Ain El Hammam (Algeria). Advanced Materials Research, Vol. 601, pp. 332-336.

GEOMICA (2006) Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase I). Rapport interne.

GEOMICA (2009) Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase II). Rapport interne.

LNTPB (1972) Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement. Rapport interne.

IV.3. Conclusion

Le mouvement de terrain qui affecte la ville d'Ain El Hammam et ses alentours est caractérisé par des phases de calme et d'activation (d'accélération du mouvement). Les phases d'accélération correspondent généralement aux périodes de forte pluviométrie (généralement entre octobre et avril). L'hydrologie très complexe de cette région et l'existence des sources d'eau favorisent les écoulements transversaux dans le versant instable. Ces écoulements se produisent probablement le long des fissures du schiste. La structure lithologique du substratum et sa morphologie facilitent considérablement le processus d'altération du substratum. En outre, la morphologie et l'hydro-climatologie du versant d'Ain El Hammam sont les principaux facteurs de prédisposition de ce site aux glissements de terrain. Ils constituent également l'un des facteurs les plus influents sur l'évolution de la cinématique et de la géométrie de celui-ci.

L'analyse géomorphologique du versant instable a permis une bonne appréciation du mouvement de terrain ; elle constitue un moyen d'investigation efficace des mouvements de terrain de grande ampleur. Cette analyse a facilité la détermination des mécanismes de déformation du versant, l'étude de sa structure et une délimitation primaire de la surface instable. Trois mécanismes de déformation, dont un qui présente un processus régressif (le mécanisme M2), sont observés dans le versant d'Ain El Hammam. La structure du glissement est très complexe ; elle résulte de l'emboitement et de la superposition de six plans de rupture. Par ailleurs, une investigation complémentaire reste nécessaire pour bien définir les limites des couches ainsi que l'allure et les positions exactes des plans de rupture.

Les résultats de l'analyse du comportement géomorphologique et hydrique du mouvement seront utilisés pour l'évaluation du potentiel de risque engendré par ce mouvement de terrain.

CHAPITRE V

CARTOGRAPHIE ET GESTION DU POTENTIEL DE RISQUE ET DE L'ALÉA DUS AU GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM.

La gestion des géo-risques constitue une problématique d'actualité. Les glissements de terrain de grande ampleur causent énormément de problèmes aussi bien pour les pays développés que ceux en voie du développement. Plusieurs chercheurs (SAITO 1965, ASAOKA 1978, BOUCHELAGHEM 1987, VIBERT 1987, AZIMI et al. 1988, GERVREAU 1991, …) ont proposé des modèles pour la prévision de l'évolution et/ou de la date probable de la rupture des versants naturels instables. Or, ces modèles sont souvent basés sur l'historique de l'évolution cinématique du mouvement (certains incluent également le suivi hydrologique). Par ailleurs, les études ont démontré que les glissements de terrain ont généralement un comportement aléatoire et discontinu au cours du temps.

Le travail proposé dans ce chapitre constitue une contribution à la cartographie du risque et de l'aléa engendrés par le glissement de terrain d'Ain El Hammam. Les méthodes de cartographie du risque existante étant globales et non adéquates au cas étudié (elles introduisent des facteurs qui ne présentent pas de variabilité spatiale dans le site étudié), une nouvelle méthode sera proposée. Les travaux d'analyse et de cartographie réalisés dans les chapitres III et IV ont permis d'observer certains facteurs qui présentent des variabilités spatiales marquées. Ces derniers seront exploités dans ce chapitre pour :

- Déterminer et cartographier le potentiel de risque d'une rupture brusque et catastrophique de la ville d'Ain El Hammam ;
- Évaluer et cartographier le niveau d'aléa dû au glissement de terrain ;
- Proposer un mode de gestion de la sécurité.

V.1. Article publié dans *Advenced Materials Research (AMR)*, Vol. 601, 2013.

Advanced Materials Research Vol. 601 (2013) pp 332-336
© (2013) Trans Tech Publications, Switzerland
doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.601.332

Contribution to the Mapping of the Landslide of Ain El Hammam (Algeria)

Lynda DJERBAL[1,a], Bachir MELBOUCI[2,b]

[1,2] Laboratory Geomaterial, Environment and Installation (L.G.E.A), University Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algeria.

[a] ldjerbal@yahoo.fr, [b] bmelbouci@yahoo.fr

Keywords: Instability, Mapping, Deformation mechanisms, Risk, Hazard

Abstract. The town of Ain El Hammam is based in crest of a hill affected by an active and extensive landslide. The complexity and significant evolution of this instability makes risk management more difficult. We realized in this paper a mapping of the slope and a study of risk and hazard-induced by ground movements in this region and this by taking into account the probable causes of instability. The principal advantage of the model of assessment of hazard developed is the possibility to realize punctual studies of the risk on natural or artificial slopes. Moreover, this work constitutes just a contribution to the safety management of Ain El Hammam.

Introduction

The ground movement in Ain El Hammam is characterized by a very complex structure. View the lack and low geological and morphological data of the site, the results of the topographic monitoring will be used for the definition of the mechanisms of this movement. To facilitate the study of the slope, all available information (topographic monitoring, borehole, statements of the ground…) will be exploited for the realization of a geographic information system (GIS). The latter, once developed, will enable better data management, a good analysis of the phenomenon, the delimitation of the unstable zone, defining of the mechanisms, etc.

The Geographic Information System

A GIS is a system management of databases designed to capture, store, manipulate, analyze, combine and display spatially referenced data in view of solving complex problems of planning and management [1, 2]. GIS are support means of decision; it allows good management and analysis of natural hazards and technological risks. Moreover, the fundamental characteristic that makes GIS an indispensable study of the risk is their ability to conduct studies of spatial data [3, 4]. All these performances offered by GIS allow and facilitate realization of the mapping work planned on the one hand and the other to perform spatial analysis and manipulation of the slide.

Presentation of the instability

The landslide affects the center of the town of Ain El Hammam, a town located about 50 km southeast from the capital of the Wilaya of Tizi-Ouzou (Algeria). It is located in metamorphic mica and schist. The geological, morphological and hydro-climate setting of the region of Ain El Hammam is the source of primer and the reactivation of the active landslide that affects that city. Moreover, the significant over-urbanization of the unstable hill is an important challenge for the development of the city and the safety of its inhabitants.

Mapping of the slope of Ain El Hammam

The objective of this work is to achieve a GIS for the unstable slope of Ain El Hammam and its surroundings using MapInfo version 6.5. Maps produced contain all available data necessary for analysis of the structure and mechanisms of motion allowing the delimitation of the unstable zone

All rights reserved. No part of contents of this paper may be reproduced or transmitted in any form or by any means without the written permission of TTP,

and hazard assessment. Mapping conducted contains the spatial distribution and data of the borehole, the test's profiles seismic refraction, the ground-penetrating radar profiles, the level lines, the hydrology of the site, the topographic reference marks and the topographic follow-up of 157 pointers established in the slope (Fig.1). However, after the implantation of the two fixed reference marks, we found that the measured motion is relative (they are located inside the instability).

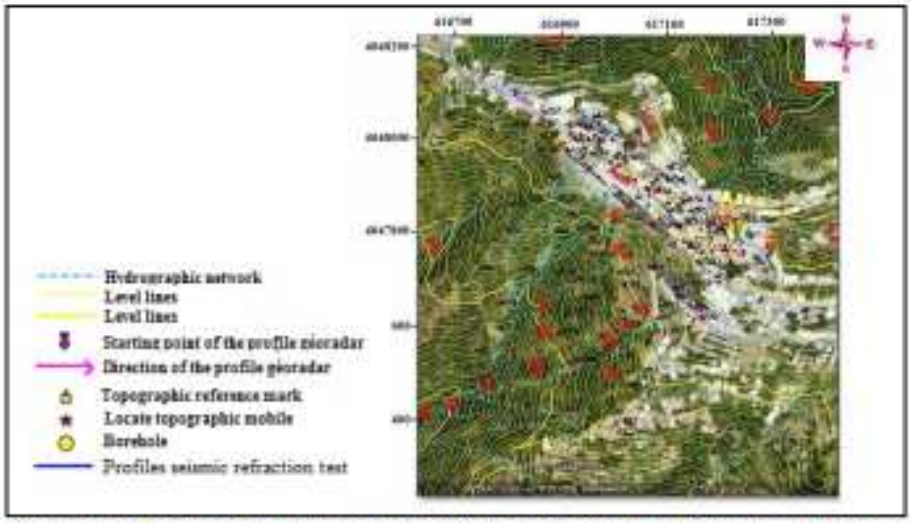


Fig.1. Mapping of the unstable slope of Ain El Hammam and its surroundings.

Definition of deformation mechanisms

The main mechanisms of deformation of the unstable slope of Ain El Hammam are defined from a spatial analysis of the evolution of the movement (followed topographic) and findings from the visits and expert of slopes. Three mechanisms are defined:

The mechanism-M1. It affects an area of about 4.5 ha and develops in the surface layer made of debris of schist (the maximum thickness of the instability is about 40 m). The main pull is located about 70 m south of the old market and is located in continuous yellow line (Fig. 2). The east and west boundaries are defined by exploiting the results of topographic monitoring, they are represented by yellow discontinuous line.

The mechanism-M2. It affects much of the unstable slope and includes the mechanism M1 (it affects an area of about 13.5 ha). It develops at the interface of the superficial layer (schist fragments) and the weathered and unstructured schist. The upstream limit of this mechanism is located upstream of Amirouche Boulevard (Fig. 2). The east and west boundaries are marked by vertical cliffs that show up to releases of more than 5 m thick (Fig. 2).

The mechanism-M3. This mechanism affects the whole slope (it includes the first and the second mechanisms). This slow and gradual shift develops along the cleavages of the substrate and affects a surface of a thickness exceeding 75 m (Fig. 2). The onset of this instability is favored by slow, deep infiltration of water in fractures of the schist; particularly those caused by melting snow in the winter of 2005. The exact limits of this mechanism are not well known today, so only the areas where signs of instability have been identified during recent years are included in this mechanism. The limits of this movement are represented in the figure discontinuous red line. Furthermore, analysis of the structure of the slope has delineated the unstable surface assuming the existence of an escarpment sub-horizontal (due to the displacement along the cleavages of the substratum) in the opposite side that was not being checked. Indeed, the city was founded on top of a hill composed of schist dipping 40 ° to 60 ° facing south (in the sliding direction). This mechanism allows a preliminary delineation of ground movement.

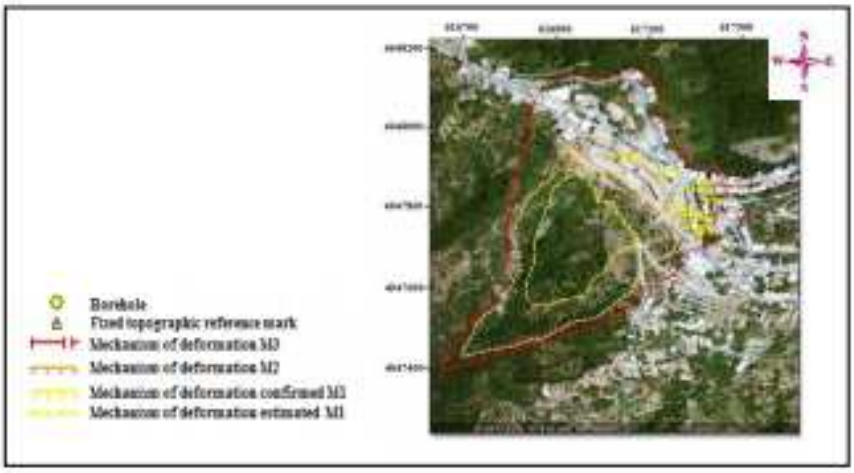


Fig. 2. Delineation of deformation mechanisms of the landslide.

Mapping of the hazard due to ground movement

The hazard due to the landslide is evaluated for the town of Ain El Hammam and its surroundings (Hill affected by the active slip) depending on two parameters: the degree of risk of sudden rupture and density of the urbanization (vulnerability).

$$I_{hazard} = I_{risk}\, I_u \quad (1)$$

Mapping potential risk of an abrupt break I_{risk}

To quantify the potential risk of slope movement in Ain El Hammam, we proposed a method that takes into account the influential factors that have a spatial variability in this basin and its surroundings. This method takes into account five factors:

The scale of signs of instability observed at the surface I_i. A map of the magnitude of the signs of instability observed is made for this basin and its surroundings. Three classes are distinguished for this parameter: high disorders $I_i = 3$, means disorders $I_i = 2$ and low disorders to no one $I_i = 1$.

The velocity of evolution of motion I_v. Four classes defining the rate of evolution of the movement are distinguished for this site: very high speed $I_v = 4$ (metric displacement), high speed $I_v = 3$ (decimeter displacement), average speed $I_v = 2$ (millimeter to centimeter displacement) and low speed $I_v = 1$ (minimal or no movement).

The number of fracture planes I_f. Depending on the number of fracture planes recognized in the slope four classes are observed: very important movement $I_f = 4$ (four failure planes), significant movement $I_f = 3$ (three to two failure planes), mean motion $I_f = 2$ (one failure plane), low motion $I_f = 1$ (no failure plane).

The direction of dip of the layers I_d. The direction of dip of the schist is an important factor in predicting the susceptibility of sites to slip. We determined in the slope studied two types of dip: dip which favors the appearance of instabilities $I_d = 2$ (oriented in the direction of the slope of the hillside) and dip that promotes stability $I_d = 1$ (perpendicular to the slope).

The site hydrology I_h. Two classes are distinguished to define the hydrology of the city center of Ain El Hammam and its surroundings: a hydrology unfavorable to stability $I_h = 2$ (lack of water systems) and a hydrology conducive to stability $I_h = 1$ (presence of water systems). Indeed, water systems facilitate the flow of rainwater, thus reducing infiltration into the slope.

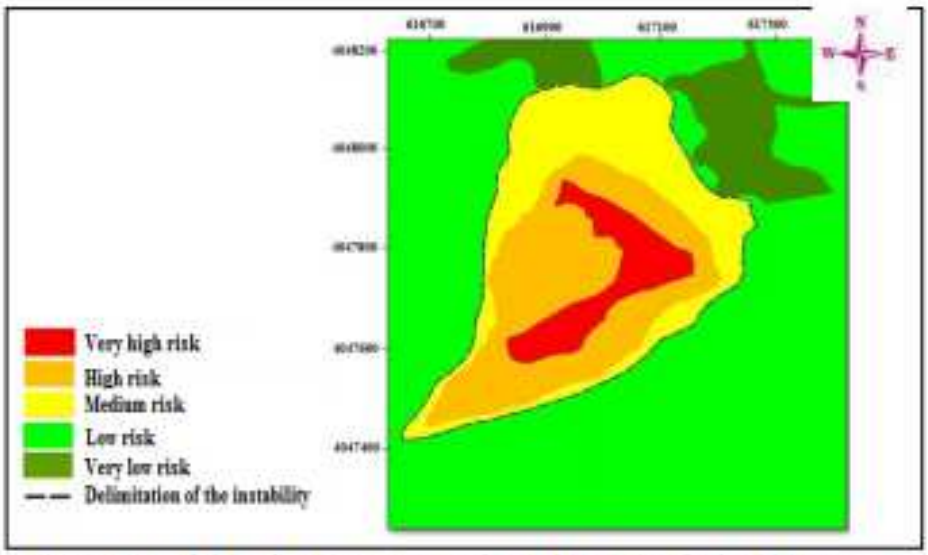


Fig. 3. Map of risk of sudden rupture of unstable slope of Ain El Hammam.

The risk of instability is evaluated by (Eq. 2) by overlaying the maps that describe the above factors, five levels of risk are distinguished (Table 1): very low risk, low risk, medium risk, high risk and very high risk.

$$I_{risk} = I_i + I_v + I_f + I_d + I_h \quad (2)$$

Table 1. The classes of risk of the landslide in Ain El Hammam.

Classes	Degree of the risk I_{risk}	Risk	Allotted color
Class 1	5	Very low	Dark green
Class 2	(6 et 7)	Low	Green clear
Class 3	(9 et 10)	Medium	Yellow
Class 4	(12 et 13)	High	Orange
Class 5	(14 et 15)	Very high	Red

Urbanization density I_u. The high urbanization of the crest of the hill affected by the landslide in Ain El Hammam is both one of the major causes of slippage and a major challenge for safety management. This urbanization is divided into three classes: dense urbanization $I_u = 3$ (major issue), a moderately dense urbanization $I_u = 2$ (average issue) and an urbanization very little to no $I_u = 1$ (low stakes).

The hazard is evaluated by superimposing the map of risk of rupture and of urbanization (Eq. 1). Five classes are distinguished for this site (Table 2): very low hazard, low hazard, medium hazard, high hazard and very high hazard.

Table 2. The classes of hazard due to the landslide.

Classes	Degree of the hazard I_{hazard}	Hazard	Allotted color
Class 1	(5,6,7,9,10)	Very low	Dark green
Class 2	(12,13,14,15)	Low	Green clear
Class 3	(18,20,21)	Medium	Yellow
Class 4	(24,26,27,30)	High	Orange
Class 5	(36,39,42,45)	Very high	Red

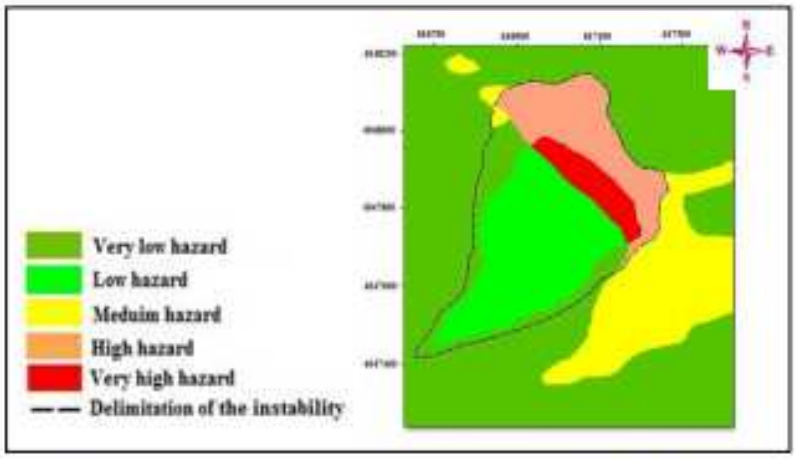


Fig.4. Hazard map due to the landslide for the center of Ain El Hammam.

Summary

Knowledge of the extent and mechanisms of deformation of the ground movement is the first step in studying risk. We conducted a mapping of the movement mechanisms to facilitate the management of risk arising from the instability of the slope of the town of Ain El Hammam. Mapping of risk and hazard is then performed by taking into account the factors of the movement (rate of change, magnitude of the disorder, ...) and the probable causes of it (hydrology, dip, ...). We thus deduced that the high hazard affects the head of the hill and covers an area larger than 8 ha. Besides, maps can be updated to reflect any new data. Moreover, other parameters can be considered in future studies such as vegetation, rainfall, etc.

References

[1] M.M. Fischer and P. Nijkamp: design *and use of geographic information system and spatial models*, In: M.M. Fischer and P. Nijkamp, geographic information system, spatial modeling and policy evaluation, EDS (1993).

[2] H. Hammoum et R. Bouzida : *Pratique des systèmes d'information géographiques (SIG) « Applications sous Map-Info »*, Edited Pages bleus, In: collection les manuels de l'étudiant, (2010), p.196.

[3] A. Laaribi : *SIG et analyse multicritères*, edited by Hermès, Paris, France, (2000), p.190.

[4] D. Serre : *Evaluation de performance des digues de protection contre les inondations modélisation de critères de décision dans un système d'information géographique*, thesis of doctorate of the university of Mame-The-Valley (France), (2005), p.363.

V.2. La gestion du risque de glissement de terrain

La gestion des mouvements de terrain de grande ampleur est à l'origine de beaucoup de problèmes. Le versant du centre-ville d'Ain El Hammam, étant affecté par un mouvement de terrain actif et étendu, a suscité le maximum d'attention. L'intense urbanisation de la crête de ce versant rend la gestion du risque très difficile. Afin de pouvoir gérer cette instabilité, il est nécessaire d'effectuer une surveillance à temps réel du versant instable. En effet, aucune solution confortative ne peut être envisagée vu l'étendue et la pente importantes de ce versant (une superficie supérieure à 23 ha et une dénivelée d'environ 295 m). La surveillance du mouvement doit être associée à un système de gestion du risque qui permettra aux services de la protection civile d'intervenir dans de bonnes conditions et dans les meilleurs délais. Un modèle d'évaluation du risque et de l'aléa dus au mouvement de terrain est développé pour faciliter la gestion du risque pour cette ville sur urbanisée. Le modèle développé a permis la cartographie et l'évaluation des niveaux de l'aléa dans cette ville. Il sera utilisé également pour la gestion de la sécurité des habitants. Le mode de gestion du risque proposé dans ce chapitre consiste à réaliser deux solutions passives (la surveillance du site et un système de drainage) associées à l'évacuation progressive des habitants vers des zones classées stables de la commune d'Ain El Hammam.

V.3. Conclusion

Une méthode d'évaluation de l'aléa dû au mouvement de terrain est développée dans ce chapitre. Elle est basée sur une analyse du risque d'une rupture brusque (qui comprend cinq paramètres) et de la vulnérabilité du terrain. Une cartographie du risque et de l'aléa dus au mouvement de terrain d'Ain El Hammam est réalisée en prenant en considération les facteurs du mouvement (vitesse d'évolution, amplitude des désordres,…) et les causes probables de celui-ci (l'hydrologie et le pendage). L'analyse des cartes établies a permis d'observer un aléa fort qui affecte la tête de la colline et s'étend sur une superficie supérieure à 8 ha. Par ailleurs, les cartes peuvent être actualisées en fonction de toute donnée nouvelle. De plus, d'autres paramètres peuvent être pris en compte dans les prochaines études telles la végétation, les précipitations, etc.

Le modèle d'évaluation d'aléa proposé permet d'observer plusieurs indices d'aléa dans la zone instable ; la gestion de la sécurité sera réalisée en fonction de l'indice d'aléa évalué. En outre, la gestion du risque nécessite la réalisation d'un certain nombre de travaux. La réalisation d'un confortement mécanique étant inadéquate, le recours à des solutions passives est préconisé pour ce glissement de grande ampleur. Deux solutions passives et l'évacuation progressive des habitants en fonction du niveau d'aléa sont donc proposées. La première solution passive consiste à réaliser un drainage qui permettra de ralentir l'activité du mouvement de terrain. La seconde consiste à réaliser une surveillance de la cinématique du mouvement qui facilitera la gestion du risque et l'organisation des secours. Par ailleurs, des

études complémentaires sont nécessaires pour définir le type de drainage à utiliser et la vitesse d'évacuation des habitants du centre-ville d'Ain El Hammam.

L'étude réalisée a permis d'observer l'importante étendue de la zone affectée par le mouvement de terrain ainsi que l'ampleur élevée du risque ; une modélisation du comportement mécanique du versant alors est nécessaire.

CHAPITRE VI

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE LA RUPTURE PROGRESSIVE DU VERSANT INSTABLE D'AIN EL HAMMAM.

La modélisation numérique par éléments finis constitue un moyen efficace pour l'analyse des phénomènes de la mécanique. Cette méthode est de plus en plus utilisée pour l'étude des problèmes de la géotechnique. L'utilisation des éléments finis en géotechnique remonte au début des années 1960. Selon Clough et Wilson (1999), leur article publié en 1962 sur l'analyse de la stabilité du barrage de Norfork est le second qui inclut l'analyse par éléments finis en géotechnique. En outre, pendant les années 1960 et 1970 un grand nombre d'articles qui utilisent la méthode des éléments finis pour la résolution des problèmes de la géotechnique ont été publiés *(J. S. TEMPLETON, 2012)*. L'analyse des glissements de terrain de grande ampleur cause une multitude de problèmes aux experts. L'utilisation de la modélisation numérique pour le traitement de ces phénomènes naturels permet, d'une part, une bonne appréciation du comportement des versants et d'autre part, la détermination des techniques de confortement adéquates aux cas étudiés. Elle a donc été choisie pour comprendre le comportement du versant instable d'Ain El Hammam. La modélisation du versant sera réalisée en utilisant un logiciel conçu spécialement pour l'étude des problèmes de la géotechnique (PLAXIS 2D version 2011).

Le travail proposé dans ce chapitre consiste à modéliser la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam sous l'effet des conditions hydromécaniques (l'altération progressive du substratum et les fluctuations de la nappe phréatique en fonction des saisons). L'étude de l'apport de l'évolution progressive du profil du versant sur la stabilité sera également introduite dans ce travail pour permettre une bonne analyse de la rupture progressive de ce dernier. En effet, Gervreau (1991) a montré l'effet important de la variation de la géométrie du versant au cours du mouvement sur la stabilité du terrain (en étudiant l'effet de la modification du profil topographique du versant sur la stabilité du terrain et donc son effet sur le coefficient de sécurité Fs). L'auteur a constaté que cette modification permet d'accroitre le coefficient de sécurité et fait généralement passer le versant de l'état instable à l'état stable. Notre étude sera axée simultanément sur l'effet de l'évolution progressive du profil du versant et sur l'effet de la propagation de la rupture du glissement.

I. Modélisation numérique de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam

La modélisation numérique par éléments finis constitue un moyen efficace pour l'analyse des phénomènes de la mécanique. Cette méthode est de plus en plus utilisée pour l'étude des problèmes de la géotechnique. L'utilisation des éléments finis en géotechnique remonte au début des années 1960. L'analyse des glissements de terrain de grande ampleur cause une multitude de problèmes aux experts. L'utilisation de la modélisation numérique pour le traitement de ces phénomènes naturels permet une bonne appréciation du comportement des versants et la détermination des techniques de confortement adéquates aux cas étudiés. Elle a donc été choisie pour étudier le comportement du versant instable d'Ain El Hammam. La modélisation du versant est réalisée en utilisant un logiciel conçu spécialement pour l'étude des problèmes de la géotechnique (PLAXIS 2D version 2011). Le travail proposé dans ce chapitre consiste à modéliser la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam sous l'effet des conditions hydromécaniques (l'altération progressive du substratum et les fluctuations de la nappe phréatique en fonction des saisons).

VI.1. Choix du profil lithologique du versant instable

Pour la modélisation numérique du versant, un profil d'une longueur d'environ 850 m a été proposé. Ce profil décrit le versant affecté par le mouvement de terrain (versant Nord-Sud) et inclut une longueur d'environ 100 m du versant Sud-Nord (le versant opposé). Le choix d'un tel profil est justifié par la morphologie du substratum et les indices d'instabilité observés sur le terrain (observation de certains signes de glissement au niveau de la crête du versant). Ce profil définit toute la partie instable de la colline du centre-ville d'Ain El Hammam et permet la représentation des plans de stratigraphie du terrain d'où une bonne analyse de la rupture du versant.

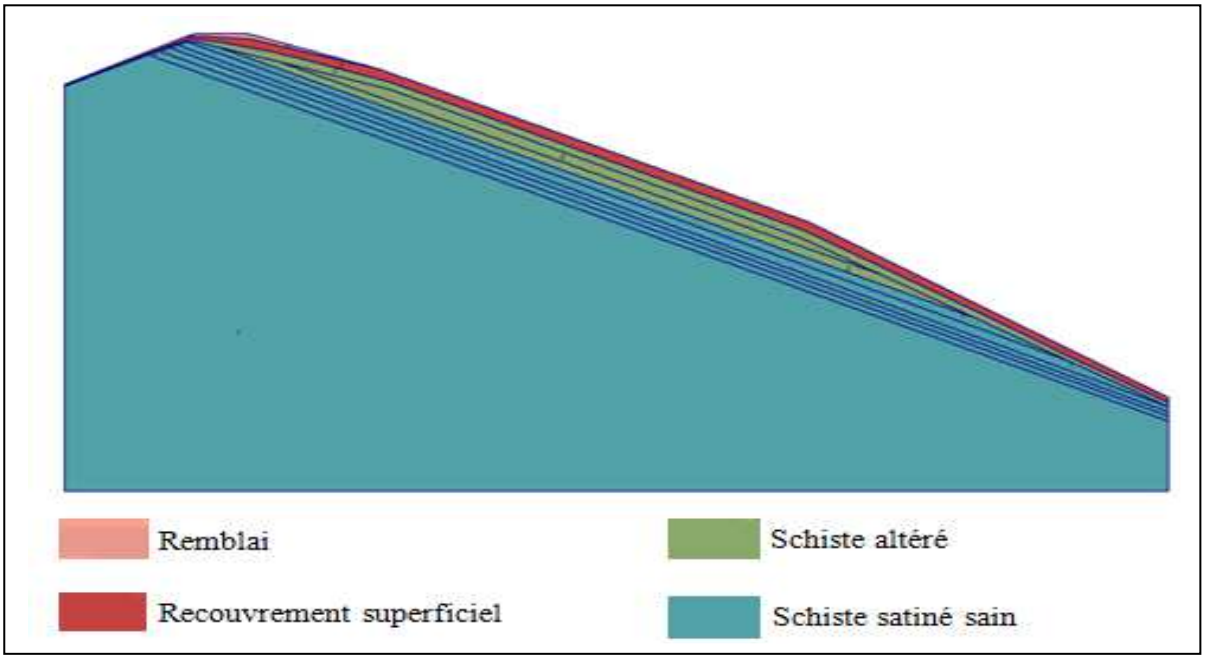


Fig.VI.2. Le profil lithologique du versant instable d'Ain El Hammam.

VI.2. Les étapes de la modélisation du versant d'Ain El Hammam

La modélisation de la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam nécessite plusieurs étapes importantes. Les étapes de la modélisation sont :

- Définition du profil du terrain sous le logiciel d'éléments finis ;
- Définition des matériaux du modèle et des lois de comportement ;
- Définition des conditions aux limites (les conditions hydriques et les conditions en déplacement), du maillage et du type des éléments finis ;
- Le calcul du modèle d'éléments finis.

VI.3. Modélisation de la rupture de 2009 et validation du modèle

L'analyse de la stabilité du versant d'Ain El Hammam est effectuée en utilisant la méthode Phi/c réduction qui consiste à réduire les paramètres de résistance au cisaillement (la cohésion c et l'angle de frottement phi) du modèle jusqu'à la rupture. Ce mode permet le calcul du coefficient de sécurité et l'analyse de la rupture du versant. Le calcul réalisé pour simuler la rupture du versant en 2009 est composé de deux phases : la première est une phase initiale (génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives) et la seconde est une phase de calcul à la rupture (Phi/c réduction) composée de 100 étapes de calcul.

La validation du profil géométrique et des résultats de la modélisation peut être effectuée par confrontation des résultats obtenus à ceux observés pour la rupture de 2009. Toutes les données disponibles dans ce site peuvent fournir un outil pour la validation de la modélisation réalisée. Plusieurs paramètres du mouvement peuvent être comparés à ceux observés sur le terrain.

- La morphologie des déformations : La morphologie des déformations obtenue par modélisation correspond à celle observée sur le site après la rupture de mars et avril 2009. Les résultats de la modélisation du versant montrent que la zone du marché et la ruelle qui mène vers Ait Sidi Saïd ont subi un affaissement et un déplacement vers l'aval de l'ordre du mètre (l'affaissement est supérieur à 1 m). Par ailleurs, la même morphologie est observée sur le site en 2009. La crête du versant a subi un léger affaissement (observation de signes de mouvement de faible ampleur sur le site).
- La position du plan de rupture : Le glissement d'Ain El Hammam est très complexe. Il s'effectue le long de l'interface entre le substratum sain et le schiste altéré et déstructuré (la surface de glissement peut être assimilée à un plan). La profondeur de la surface de rupture observée par modélisation est très proche de celle observée par le suivi inclinométrique réalisé (rupture de l'inclinomètre SC04 et SC02 à des profondeurs respectivement de 16 m et 17 m).

VI.4. Modélisation de la rupture brusque du versant (avec une couche altérée d'une épaisseur de 6 m et une nappe en surface)

Le profil du versant d'Ain El Hammam est modélisé avec la morphologie observée en 2009 en modifiant sa lithologie (ajout d'une frange altérée du substratum d'une épaisseur d'environ 6 m) et les conditions hydriques (la nappe affleure le niveau du terrain naturel). Un calcul à la rupture simple est réalisé pour ce profil avec le logiciel PLAXIS 2D version 2011. Cette simulation permet d'effectuer une analyse à la rupture simple du versant (sans la prise en considération de la rupture progressive).

Les résultats de la modélisation montrent que le versant se trouve dans un état instable ; le coefficient de sécurité calculé est inférieur à 0.60. Le déplacement maximal observé au pied du glissement est supérieur à 21 m. dans le centre-ville le mouvement est également actif et destructeur (déplacements supérieurs à de 10 m). Par ailleurs, ce glissement engendre des déplacements de grande ampleur et se produit de manière brutale. Le glissement s'effectue, à l'interface entre le substratum et la couche de schistes altérés et déstructurés, selon une surface plane. La longueur du profil instable est supérieure à 700 m et sa profondeur maximale est de l'ordre de 50 m.

VI.5. Modélisation de la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam

La modélisation de l'évolution de la rupture progressive du versant d'Ain El Hammam nécessite l'amorce de plusieurs phases de calcul. Le premier cycle de calcul permet la modélisation du comportement du versant entre 2009 et décembre 2012. Ce cycle est composé de trois étapes de calcul à la rupture qui représentent l'effet des fluctuations de la nappe (trois situations sont prise en compte : nappe à 10m de profondeur, nappe en surface et nappe à 10 m de profondeur). Le second cycle permet d'étudier le comportement futur de ce versant. Le comportement futur du versant est étudié avec la prise en considération d'une couche altérée du substratum. L'effet des fluctuations de la nappe (trois situations sont prise en compte : nappe à 10m de profondeur, nappe en surface et nappe à 10 m de profondeur) pour la nouvelle structure lithologique est également pris en compte dans les calculs.

Les résultats des calculs montrent que le versant se trouve dans un état instable. La variation progressive du profil du sol et l'abaissement de la nappe jusqu'à une position d'environ 10 m du niveau du terrain naturel ne permettent pas de faire passer le versant vers un état de stabilité. Le mouvement évolue d'une manière lente et progresse vers des profondeurs plus prononcées. La longueur de la surface instable est supérieure à 700 m. l'analyse des résultats de la modélisation montre que le mouvement est très complexe. Il s'agit de plusieurs ruptures combinées (certaines sont superposées d'autres emboitées) qui forment une instabilité globale du versant. Le plan global de l'instabilité forme une surface qui peut être assimilée à un plan (la rupture se produit à l'interface entre le substratum sain et le schiste altéré). Le déplacement total maximal observé après l'exécution de toutes les phases du calcul est égale à 4.38 m. la zone située en aval du Boulevard Amirouche subit des désordres importants. En outre, les

résultats de la modélisation montrent que l'ampleur des mouvements observés dans la ville après la première rupture (mars 2009) reste moyennement faible. Les déplacements les plus importants sont observés (à partir de la deuxième phase de rupture) pour la partie aval du versant. La zone située en aval du marché est affectée par plusieurs instabilités emboitées qui donnent au versant une allure en gradins. En effet, la même morphologie est observée sur le site au cours de ces dernières années.

VI.6. Discutions des résultats

La comparaison des résultats obtenus pour la modélisation de la rupture progressive à ceux obtenus pour la rupture simple du versant a permis de relever un certain nombre d'observations :

- La valeur du coefficient de sécurité n'est pas affectée par le type de rupture (rupture progressive ou rupture brusque).
- L'ampleur des déplacements observés pour le cas d'une rupture simple est cinq fois plus grande que celle observée pour la rupture progressive du versant (déplacement maximal pour la rupture progressive est de 4.38 m et le déplacement maximal pour la rupture simple est supérieur à 21m).
- La rupture brusque s'effectue à l'interface entre le substratum et le schiste altéré et déstructuré (déplacement global du matériau instable vers le Sud (Fig.VI.2)). Tandis qu'en rupture progressive le versant subit plusieurs mécanismes de déformation qui donnent au site une allure en gradins (Fig.VI.3). Par ailleurs, la rupture s'effectue le long de l'interface entre le substratum et le schiste altéré.

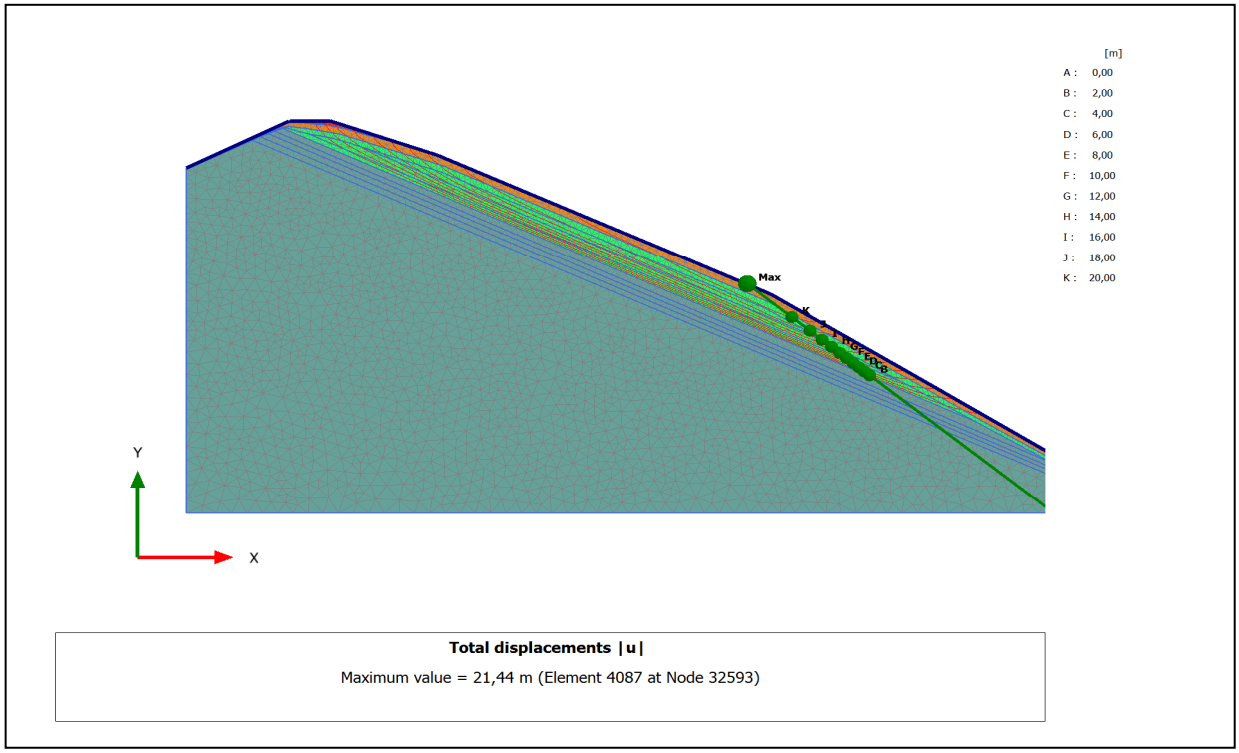


Fig.VI.2. Figure des plans de rupture observés pour la rupture brusque.

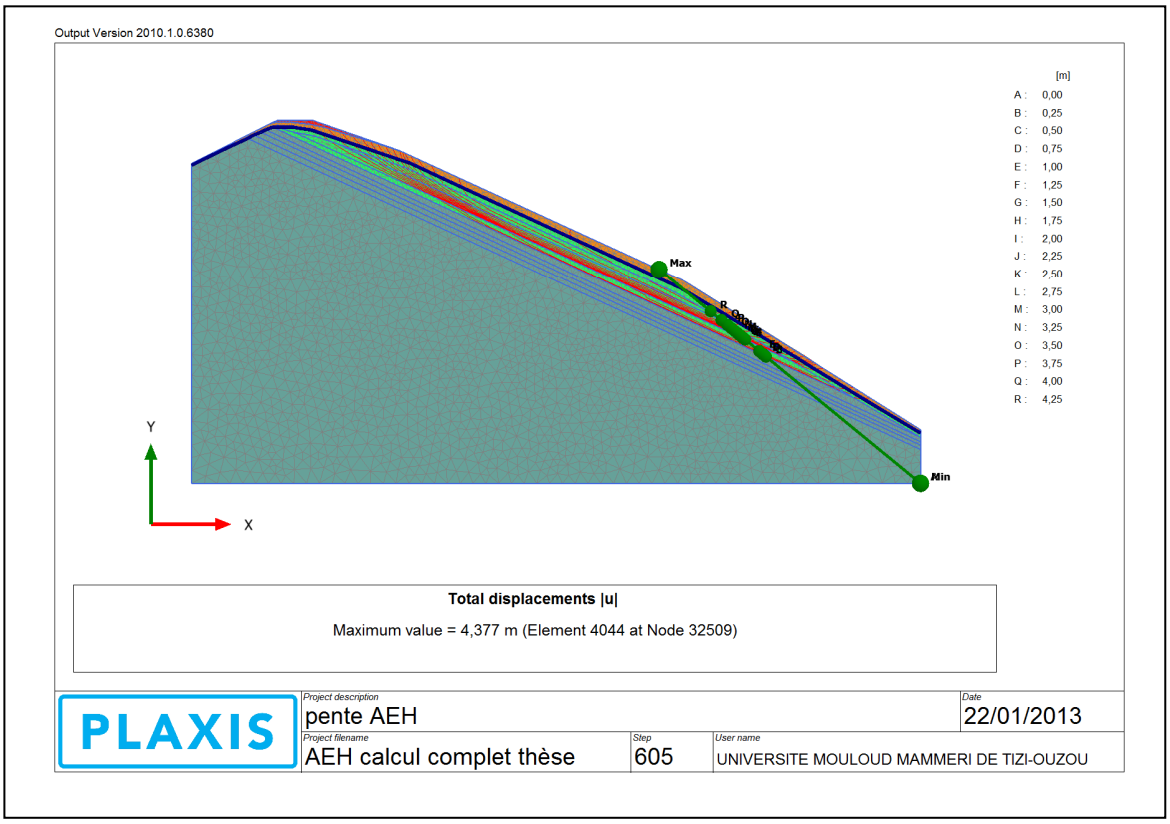


Fig.VI.3. Présentation du réseau de ruptures observées pour le versant d'Ain El Hammam en rupture progressive.

VI.7. Conclusion

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est actif et étendu. La modélisation numérique constitue une alternative efficace pour l'analyse du comportement et du risque de l'amorce d'une rupture brusque et catastrophique du versant dans le futur proche. Une modélisation numérique par éléments finis est réalisée pour le versant d'Ain El Hammam. Le profil lithologique observé pour le versant avant la rupture de mars 2009 est utilisé dans cette modélisation.

Plusieurs paramètres peuvent être pris en charge pour modéliser le comportement du versant d'Ain El Hammam ; les facteurs qui influent le plus sur la dynamique d'évolution ont été pris en considération dans le modèle proposé. Il s'agit des fluctuations de la nappe et de l'altération du substratum schisteux (effet des infiltrations d'eau lentes et progressives dans le substratum). Les résultats des calculs montrent l'effet important de ces facteurs sur la stabilité du versant et sur la propagation et l'évolution de la rupture. La réalisation d'un tel calcul a nécessité l'amorce d'un calcul multiphasé composé de six phases de calcul à la rupture et de cinq phases intermédiaires qui permettent la prise en charge des modifications hydriques ou géométriques apportées. La combinaison des paramètres est réalisée selon une chronologie

qui permet l'analyse du comportement du versant entre 2009 et 2012 ainsi que son évolution future.

Les résultats du calcul, par éléments finis, de la rupture progressive du versant naturel d'Ain El Hammam montrent que le versant reste dans un état instable après la réalisation du processus de rupture ; des mouvements lents seront observés pendant de longues années même si aucune condition n'est changée. Ce calcul montre également l'effet important de la réalisation du processus de rupture de façon progressive sur la propagation de la rupture et sur l'ampleur des déplacements. Par ailleurs, la réalisation de confortements mécaniques dans la ville pour maintenir des ouvrages en service risque d'empêcher la déformation progressive du terrain et engendrerait ainsi une rupture brusque et catastrophique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est très étendu ; il affecte une pente collinaire fortement urbanisée. L'amorce du mouvement est favorisée par la nature des terrains et les conditions hydro-climatiques de la région d'Ain El Hammam. Les résultats des investigations ont montré l'existence de couches remaniées en profondeur. Les causes du glissement de terrain d'Ain El Hammam sont diverses, mais le facteur hydrique reste le plus influant. En effet, des facteurs passifs et actifs ont contribués conjointement à l'amorce et à l'activité de ce mouvement de terrain ; la morpho-dynamique accélérée de ce versant est liée principalement à la présence d'horizons altérés profonds, aux précipitations intenses et irrégulières, à la nature du substratum et aux fortes pentes du site étudié.

Cependant, l'analyse des résultats des études réalisées pour ce site a révélé les incohérences suivantes :

- Une reconnaissance géotechnique aléatoire de la ville et absence de toute reconnaissance du versant situé en aval de cette ville (le versant instable) ;
- Les piézomètres et les inclinomètres (05 inclinomètres et 03 piézomètres) ont été endommagés juste après leur installation (seule une à deux lectures ont été effectuées);
- L'absence de station météorologique dans la région d'Ain El Hammam et ces périphériques ;

Dans cette étude pour mieux cerner le problème, ont été réalisés, une cartographie et un système d'information géographique incluant tous les champs importants du glissement. Le système d'information géographique réalisé constitue une étape importante dans l'étude de ce mouvement de terrain actif et étendu. Le travail de cartographie réalisé a permis la délimitation d'une surface instable supérieure à 23 ha avec une dénivelée, entre le sommet et le pied du glissement, évaluée à environ 295 m. Le suivi de l'évolution cinématique du mouvement réalisé dans le versant, en utilisant un tachéomètre automatique, a également été introduit dans le système d'information géographique. Par ailleurs, l'analyse spatiale de ce suivi a permis de détecter qu'il est effectué par rapport à un référentiel implanté à l'intérieur de l'instabilité. Le mouvement mesuré, étant relatif, ne reflète pas la réalité du terrain. Son utilisation pour l'étude du mouvement de terrain est alors non adéquate. En outre, ce SIG a facilité considérablement le traitement et l'analyse des causes du mouvement de terrain ainsi qu'une meilleure caractérisation du comportement hydrique et mécanique du versant instable.

Les campagnes de reconnaissance réalisées dans la ville d'Ain El Hammam sont incomplètes, d'où le recours à une description géomorphologique et hydro-climatique du glissement. La description morphologique des versants naturels constitue une alternative efficace pour

l'étude du comportement des mouvements de terrain. Cette étude a permis une bonne appréciation du mouvement du versant d'Ain El Hammam. Elle a facilité considérablement la définition des mécanismes de déformation du versant et l'étude de la structure du glissement. Trois mécanismes de déformation, dont un qui présente une évolution régressive, sont observés pour ce versant. La structure du glissement résulte de l'emboitement et de la superposition de six plans de rupture. Par ailleurs, une investigation complémentaire reste nécessaire pour bien définir les limites des couches ainsi que l'allure et les positions exactes des plans de rupture.

Une cartographie du risque et de l'aléa dus au mouvement de terrain a été effectuée pour ce versant et ses alentours proches. Pour cela, une méthode d'évaluation du risque a été proposée ; elle est basée sur les causes et les facteurs du mouvement qui présentent une variabilité spatiale dans ce versant (l'hydrologie du site, l'orientation des plans de schistosité du substratum, l'ampleur des signes d'instabilité observés en surface, la vitesse du mouvement et le nombre des plans de rupture observés). L'aléa est évalué en associant le risque d'une rupture brutale à la vulnérabilité du site (la densité de l'urbanisation). Afin de gérer cet aléa, un plan de prévention, associé à la réalisation d'un drainage ainsi que le raccordement des réseaux d'assainissement qui se déversent directement dans les arrachements longitudinaux du mouvement (dans le but de ralentir le mouvement), est également proposé. Le plan élaboré consiste à procéder à une évacuation progressive des habitants vers des zones stables ; l'évacuation s'effectuera en fonction du degré de risque observé.

La modélisation numérique, par éléments finis, de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam a permis d'étudier le comportement antérieur de ce dernier et l'évolution future de son mouvement. L'étude réalisée a permis d'évaluer l'apport important de la réalisation du processus de rupture progressive sur l'évolution et la propagation de la rupture. En effet, le versant reste instable après l'amorce du processus de rupture et des mouvements lents et progressifs peuvent être observés pendant plusieurs années même si les conditions (hydriques et mécaniques) du site restent inchangées. En outre, les résultats de cette modélisation ont montré l'effet négatif de la réalisation de confortements mécaniques, pour maintenir certains ouvrages en service, sur la stabilité du terrain.

Recommandations

L'étude des mouvements des versants de grande ampleur constitue une problématique inhérente aussi bien pour les pays développés que pour ceux en voix de développement. Leur étude nécessite une technicité élevée ainsi que le recours aux méthodes poussées d'investigation de terrain (vue l'accès difficile à ce type de terrains). Cependant, le traitement des documents disponibles pour le site affecté par le mouvement de terrain à Ain El Hammam a montré l'insuffisance et la mauvaise répartition des reconnaissances réalisées pour ce dernier. Plusieurs recommandations peuvent être émises afin de permettre une meilleure analyse du comportement de ce mouvement de terrain :

- la réalisation d'une reconnaissance géologique et géotechnique complémentaire qui englobera le versant et la ville. Cette reconnaissance permettra de confirmer les résultats des études réalisées dans le cadre de cette thèse et de mieux délimiter la zone instable et les positions des plans de rupture ;
- la réalisation d'un suivi régulier du mouvement du versant. Il est préférable que le suivi soit réalisée en temps réel vu l'ampleur de l'instabilité ;
- la réalisation de relevés météorologiques journaliers ;
- l'installation de sondages piézométriques et inclinométriques qui permettront l'analyse de l'évolution du mouvement en fonction des fluctuations de la nappe (la relation pluviométrie-piézométrie-mouvement) ;
- réalisation d'un système de drainage qui permettra de ralentir le mouvement ;
- la prévision de l'évolution future du mouvement de terrain et de la date probable de la rupture ;
- la proposition d'un modèle pour la gestion de la sécurité déclenchée par un système d'alerte correspondant au dépassement d'un seuil (une importante accélération du mouvement), à une prévision d'une rupture, etc.

Perspectives du travail

Deux suites probables sont proposées pour ce travail de thèse :

- la première consiste à réaliser une modélisation numérique en trois dimensions qui sera probablement réalisée avec le logiciel PLAXIS 3D. cette modélisation permettra l'analyse de la propagation spatiale du mouvement de terrain ainsi que l'étude de l'évolution progressive de la surface affectée par le mouvement de terrain. Une modélisation de l'apport de la réalisation d'un système de drainage sera également réalisée avec un maillage en trois dimensions.
- la seconde consiste à proposer un modèle semi-empirique de prévision du mouvement de terrain d'Ain El Hammam. Le modèle doit être calé sur des séries chronologiques du mouvement (les séries de déplacement, accélération,…). Il s'agit d'un modèle orienté sur le facteur hydromécanique du site qui tient compte du climat de la région d'Ain El Hammam et de l'altération progressive du versant au cours du mouvement.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

[1] Athanasiu C. (1980) – Non linear slope stability analysis – Proc 3rd ISL, New Delhi, p. 259-262.

[2] Azimi C. et Devarreaux P. (1996) – Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain – Revue française de Géotechnique, Vol. 76, p. 63-75.

[3] Azimi C., Biarez J., Desvarreux P., Keime F. (1988) – Prévision d'éboulements en terrains gypseux – 5ème Symposium International sur les glissements de terrain, Lausanne.

[4] Azzouz A. S, Baligh M. (1983) – Loaded areas on cohesive slopes – J. ASCE vol. 109, GT5, p. 726-729.

[5] Baurat, H. D., Mont H. C., Leopold Muller (1974) – Rock mass behavior-determination and application in engineering practice – *Proc. Third Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, **IA**, 205–215, 1974.

[6] Bell J. M. (1969) – Non circular sliding surface – J. SMFD vol. 95, SM 3, p. 829-844.

[7] Bernander S., Gustas H., Olofsson J. (1989) – Improved model for progressive failure analysis of slope stability – Proc 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 3, p. 1539-1542.

[8] Bernander S., Gustas H. (1984) – Consideration of in situ stresses in clay slopes with special reference to progressive failure analysis – 4th ISL, p. 235-240.

[9] Biarez J. (1960) – Remarques sur la stabilité des talus. Influence de la loi de répartition des contraintes – Archiwum hydroteckniki, tome 7.

[10] Bishop A. W. (1955) – The use of the slip circle in the stability analysis of slopes – Géotechnique vol. 5, 1, p. 7-17.

[11] Bishop A. W. (1971) – The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis – Géotechnique vol. 21, n° 2, p. 168-172.

[12] Bierrum L. (1967) – Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales – ASCE, J. SMFD vol. 93, SM5, p. 3-49.

[13] Bouchelaghem A. (1987) – Le glissement de terrain de Saint Etienne de Tinée, une étude de la corrélation données hydrologiques-cinématique du mouvement – Travail d'option de l'école des mines de Paris.

[14] Bougdal. R, (2010) – Les glissements de terrain en Kabylie – journée d'étude sur les glissements, Université de Tizi-Ouzou, 1 juin 2010.

[15] Brinkgreve R.B.J., Al-Khoury R., Bakker K.J., Bounnier P.G., Brand P.J.W., Broere W., Burd H.J., Soltys G., Vermeer P.A., Waterman D., Simon B., Bernhardt V. et Reboul M.

(2003) – PLAXIS version 8 : Manuel de référence – PLAXIS b.v. P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands, ISBN 90-808079-3-1, 194 p.

[16] Brown C. B. (1979) – A fuzzy safety measure – Journal of engineering Mechanical Division American Society Civil engineering, p. 855-872.

[17] Budetta P., Calcaterra D., Santo A. (1994) – Engineering-geological zoning of potentially unstable rock slopes in Sorrentine Peninsala (Southern Italy) – 7th International IAEG congress.

[18] Burrought P.A. (1990) – Methods of spatial analysis in GIS – International Journal of Geographical Information System, Vol. 4, n° 3, p. 221-223.

[19] Burrought P.A. (1989) – Fuzzy mathematical methods for soil survey and land evaluation – Journal of soil science, vol. 40, p. 477-492.

[20] Caquot A. (1954) – Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique – Annales des Ponts et Chaussées n° 3, p. 345-355.

[21] Cartier G.(1981) – Recherches et études sur les glissements de terrain – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 115, p. 15-24.

[22] Chen R.F. Chan Y.C., Angelier J., Hu J.C., Huang C., Chang K.J. et Shih T.Y. (2005) – Large earthquake-triggered landslides and mountain belt erosion: the Tsaoling case – Taiwan, C.R. Geosciences, n°337, p.1164-1172

[23] Chiasson P., Djebbari Z. (1998) – Stochastic slope stability analysis of temporary cuts in clay- Proc. Hambourg Geot. Conf., p. 57-60.

[24] Chowdhury R. N., Tang W. H., Sidi I. (1987) – Reliability model of progressive failure – Géotechnique vol. 37, n° 4, p. 467-481.

[25] Clough, R. W. et Wilson E. L. (1962) – Stress Analysis of a Gravity Dam by the Finite Element Method – Proc. Symp. On Use of Computers in Civil Engineering, Lisbon, Portugal, 1962.

[26] Clough, R. W. et Wilson E. L. (1999) – Early Finite Element Research at Berkeley – Fifth U.S. National Conference on Computational Mechanics, 1999.

[27] Dath G, Touzot G. (1981) – Une présentation de la méthode des éléments finis – Maloine (Paris) et les presses de l'université Laval (Québec).

[28] Delmas P, Cartier G et Pouget P (1987) – Méthode d'analyse des risques liés aux glissements de terrain – Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 150/151, p. 29-38.

[29] Djerbal L. (2010) – Dynamique d'évolution du glissement de terrain d'Ain El Hammam – Mémoire de Master, Université de Tizi-Ouzou, Algérie, 172p.

[30] Djerbal L. et Melbouci B. (2012) – Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution – Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 71, pp. 587-597.

[31] Djerbal L. et Melbouci B. (2013) – Contribution to the mapping of the landslide of Ain El Hammam (Algeria) – Advanced Materials Research, Vol. 601, pp. 332-336.

[32] Document Technique Réglementaire DTR B C 2 48 (2003) – Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003 – ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

[32] Duncan J.M., Wright S.G. (2005) – Soil strength and slope stability – John Wiley and Sons Inc., Hoboken, New Jersey.

[34] Durand-Degla. M, (1980) – La Méditerranée occidentale : étapes de sa genèse et problèmes structuraux liés à celle-ci – mém. h. sér. Soc. Géol. de France, n° 10, livre jubilaire de la société géol. de France, 1830-1980 : 203-224.

[35] Durville J.L. et Sève G. (1998) – Stabilité des pentes : glissement en terrain meuble – Technique de l'ingénieur, traité construction, chapitre C254, 16 p.

[36] Durville J.L., Berthelon J.P., Trinh Q.V. (2003) – Calcul de la stabilité des pentes: comparaison entre équilibre limite et éléments finis dans le cas de ruptures non circulaires – Revue Française de Géotechnique, vol. 104, p. 37-46.

[37] Ellenberger J.L. (1981) – Hazard prediction model development: the multiple overlay technique – SME-AIME Annual Meeting.

[38] Ellison R. D. (1978) – Underground mine hazard analysis techniques – Proceeding of 1st International Symposium on stability in Coal mining, p. 299-318.

[39] El-Shayeb Y. (1999) – Apport de la logique floue à l'évaluation de l'aléa "movement de terrain des sites géotechniques" : propositions pour une méthodologie générale – thèse de doctorat de l'institut nationale polytechnique de Lorraine, France.

[40] Evrard H. (1987) – Risques liés aux carrières souterraines abandonnées de Normandie – Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées N° 150/151, pp. 96-108.

[41] Fairhurst C., Lin D. (1987) – Fuzzy methodology in tunnel support design – Research and Engineering Application in rock mass, p. 269-278.

[42] Faleh A. et Sadiki A., (2002) – Glissement rotationnel de Dhar El Harrag : exemple d'instabilité de terrain dans le Prérif central (Maroc) – Bulletin de l'institut scientifique, Rabat, section science de la terre, n° 24, 41-42.

[43] Fares A., Rollet M., Broquet P. (1994) – Méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain – Revue Française de Géotechnique vol. 69, p. 63-72.

[44] Farhat H. (1990) – Prise en compte du temps et des déplacements en stabilité des pentes – thèse INSA de Lyon, France, 187 p.

[45] Faure R. M. (1985) – Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations – Revue française de Géotechnique n° 33, p. 49-59.

[46] Faure R. M., Seve G., Farhat H., Virollet M., Delmas P. (1992) – A new methodology for evaluation of landslides displacement – Proc 6th ISL, Landslides Bell Ed.

[47] 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, p. 3-16.

[48] Fellenius W. (1927) – Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion – Berlin, Ernst.

[49] Fischer M-M. et Nijkamp P. (1993) – Design and use of geographic information system and spatial models – In: Fischer M-M. and Nijkamp P., geographic information system, spatial modeling and policy evaluation, EDS.

[50] Fokozono T. (1985) – A new method for predicting the failure time of slope – Proceeding of IVth international conference and field workshop on landslide Tokyo.

[51] Follaci J-P. (1987) – Les mouvements du versant de la Clapière à Saint-Etienne-de-Tinée (Alpes-Maritimes) – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées ; n° 150-151, p. 39-54.

[52] Fredlund D. G., Krahn J. (1977) – Comparison of slope stability methods of analysis – Canadian. Geotech. J. vol. 14, p. 429-439.

[53] Fukagawa R., Muro T., Hozumi K., Matsuike T. (1996) – Estimation of ground properties based on a fuzzy reasoning method during vertical hole excavation – Journal Mathematical Analysis and Applications, vol. 33, p. 103-112.

[54] Gens A., Hutchinson J. N., Cavounidis (1988) – Three dimensional analysis of slides in cohesive soils – Géotechnique vol. 38-1, p. 1-23.

[55] Gervreau E. (1991) – Étude et prévision de l'évolution des versants naturels en mouvement – Collection « études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées », série Géotechnique GT47, ISSN 1157-3910, 194 p.

[56] Goodman R.E., (1995) – Block theory and its application – Géotechnique. Vol. 45(3): pp. 383-423.

[57] Hammoum H. et Bouzida R. (2010) – Pratique des systèmes d'information géographiques (SIG) « Applications sous Map-Info » - collection les manuels de l'étudiant, Edition Pges bleus, 196 pages.

[58] Hudson J.A., Sheng J., Arnold P.M. (1992) – Rock engineering risk assessement through critical mechanisms and parameter evaluation – proceeding of the 6th Australia-Newzealand conference on geotechnic, p. 442-447.

[59] Janbu N., Bjerrum L., Kjaernsli B. (1956) – Soil mechanics applied to some engineering problem – Norwegian Geotechnical Institute, Publ., 16.

[60] Kacewicz (1987) – Fuzzy slope stability method – Mathematical geology, vol. 19, p. 757-767.

[61] Kawakami H., Saito Y. (1984) – Landslide risk mapping by a quantification method – Proceeding of 4th. International Sympsium on Landslide, vol. 2, p.535-540.

[62] Kechidi. Z, (2010) – Application des études minéralogiques et géotechniques du schiste au glissement de terrain d'Ain El Hammam – mémoire Master, université de Tizi-Ouzou (Algérie), 152 P.

[63] Khemissa M., Mekki L et Bakir N. (2008) – Comportement eodométriques des argiles expansives de M'Sila (Algérie) – Symposium International Sécheresse et Construction (SEC 2008), Paris (France), Marne-La –Vallée.

[64] Laaribi A. (2000) – SIG et analyse multicritères – Editions Hermès, Paris, France, 190 pages.

[65] Law K. T., Lumb P. (1978) – A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slope – Canadian Geotech. J. vol. 15, p. 113-122.

[66] Leroy A. et Sognoret J.P. (1992) – Le risque technologique – édition Que sais je ?, presse universitaire de France.

[67] Magnan J. P., Seve G., Pouget P. (1998) – Quelques spécifités de l'analyse de risque pour ouvrages de géotechnique – Proc. 2nd I.S. Hard Soil-Soft Rocks, Naples, vol. 2, p. 1109-1116.

[68] MaMillan P., Mtheson G. D. (1997) – A two stage system for highway rock slope risk assessement – International journal of rock mechanics, mining sciences and geomechanics abstracts, vol. 34.

[69] Masekanya J. P. (2008) – Stabilité des pentes et saturation partielle: étude expérimentale et modélisation numérique – thèse de l'université de Liège, Belgique, 283p.

[70] Mehrotra G.S., Sarkar S., Kanungo D.P., Haragopal M. (1995) – Slope stability assesement using slope mass rating technique – the 35th U.S. Symposium on Rock mechanics (USRMS), p. 91-96.

[71] Morgenstern N. R., Price V.E. (1965) – The analysis of general slip surfaces – Géotechnique vol. 15, p. 79-93.

[72] Nathanail C.P., Hudson J.A. (1992) – Stability hazard indicator system for slope failure in heterogenous strata – EUROCK 92 Symposium, Chester UK. Thomas Telford Ltd., p. 111-116.

[73] Nguyen V.U. (1985) – Overall evaluation of geotechnical hazard based on fuzzy set theory – Soils and Foundations, vol. 25.

[74] Nguyen V.U., Shworth E.A. (1985) – Rock mass classification by fuzzy sets – 2nd US Symposium on Rock Mechanics, p. 937-945

[75] Orr C.M. (1992) – Assessement of rock slope stability using the rock mass rating (RMR) system – the Australian IMM proceeding n°2.

[76] Peng He (2006) – Modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques – Thèse de Doctorat de l'université Bordeaux 1, France, 165 p.

[77] Pham M. (1994) – Écriture à l'aide de la logique floue des règles du système expert XPENT – DEA ENTPE/INSA.

[78] Pilot G., Pincent B., Cartier G. et Blondeau F. (1978) – Mesure des déplacements et confortement des glissements de remblais sur versants, VIIe Conférence Européenne de Mécanique des Sols, Brighton, Vol. 3, p. 253-260.

[79] Pincent B. et Blondeau F. (1978) – Détection et suivi des glissements de terrain – CR IIIe Congrès international en Géologie de l'Ingénieur, Madrid, Vol. 1, pp. 252-266.

[80] PLAXIS (2011) – Finite Element Code for soil and rock analyses: PLAXIS 2D – Edited by R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology and Plaxis bv, The Netherlands. ISBN-13: 978-9076016-11-5.

[81] Rafiee A., (2008) – Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets – Thèse de doctorat, Université Montpellier II, France. 271p.

[82] Rapport Interne ANTEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI (2010) – Étude du glissement de terrain d'Ain El Hammam – Rapport n°1, Mission A, mars 2010, N° 57665/A.

[83] Rapport Interne GEOMICA (2006) – Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase I) –

[84] Rapport Interne GEOMICA (2009) - Étude géotechnique de la zone de glissement et de tassement de Ain El Hammam (phase II) –

[85] Rapport Interne LNTPB (1972) – Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement –

[86] Rapport Interne LNTPB (1973) – Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement –

[87] Raulin P., Rouques G., Toubol A. (1974) – Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire – rapport recherche n° 36 LCPC.

[88] Rezig S., Favre J., Leroi E. (1997) – The probabilistic evaluation of the risk ground movement – ESREL 97, European society for safety and Reliability, p. 1543-1550.

[89] Romana M. (1991) – SMR classification – 7th International congress rock mechanics, p.955-960.

[90] Saïto M. (1965) – Forecasting the time of occurrence of a slope failure – 6ème Congrès International de mécanique des sols et des travaux de fondations, Montréal.

[91] Saïto M. (1969) – Forecasting the time of slope failure by tertiairy creep – 7ème Congrès International de mécanique des sols et des travaux de foundation, Mexico.

[92] San K.C., Matsui T., Katsuraya R. (1990) – Some aspect of the slope stability analysis by shear strength reduction technique – Proc. Symposium on Geology and Slope Failure, JSSMFE, pp. 43-48.

[93] San K.C., Matsui T. (1991) – Finite element slope failure prediction by shear strength reduction technique – Proc. Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering, JSCE, Osaka, pp. 359-366.

[94] Sakura S., Shimizu N. (1987) – Assessement of rock slope stability by fuzzy set theory – ISRM, p. 503-506.

[95] Serre D. (2005) – Evaluation de performance des digues de protection contre les inondations modélisation de critères de décision dans un système d'information géographique – thèse de doctorat de l'université de Marne-La-Vallée (France), 363 pages.

[96] Slosson J.E., Keene A.C. et Johnson J.A. (1992) – Landslides mitigation – Reviews in Engineering geology, Vol. 9, 120 pages.

[97] Su K., Merrien-Soukatchoff V. et Thoraval A., (2001) – Modélisation du comportement hydromécanique des milieux fracturés. Résultats issus des projets – *DECOVALEX III et BENCHPAR*, BET 2001 (Bilan des travaux et des études), Document ANDRA.

[98] Sui D.Z. (1992) – A fuzzy GIS modeling approach for urban land evaluation – computers, environment and urban system, vol. 16, p. 101-115.

[99] Tavenas F., Leroueil S. (1981) – Creep and failure of slopes in clays – Canadian Geotech. J. vol. 18-1, p. 106-120.

[100] Tavenas F., Leroueil S. (1982) – A new approach to effective stress stability analyses – ISL 82, Linkoping, Sweden.

[101] Taylor D. W. (1937) – The stability of earth slopes – Journal. Boston society of Civ. Eng., vol. 24, n° 3.

[102] Templeton J.S., III (2012) – Finite element analysis in offshore geotechnics: a thirty-year retrospective – SIMULIA customer conference 2012.

[103] Tritsch J.J., Didier C. (1996) – Méthodologie pour la connaissance et l'identification des risques de mouvements de terrain – rapport final de projet de recherche, INERIS, France.

[104] Ugai K. (1990) – Availability of shear strength reduction method in stability analysis – suchi-to-Kiso, 38(1), pp.67-72.

[105] Vengeon J-M., Giraud A., Antoine P. et Rochet L. (1999) – Contribution à l'analyse de la déformation et de la rupture des grands versants rocheux en terrain cristallophylien – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, p. 1123-1136.

[106] Vibert C. (1987) – Apport de l'auscultation de versants instables à l'analyse de leur comportement, les glissements de Lax-Le-Roustit (Aveyron) et Saint Etienne de Tinée (Alpes Maritimes) – thèse de doctorat de l'Ecole des mines de Paris.

[107] Voight B. (1988) – Materials science law applies to time forecasts of slope failure – 5ème Symposium International sur les glissements de terrain, Lausanne.

[108] Winxiu L. I. (1987) – Fuzzy probability analysis for displacement of rock mass – science sinica. Series B. vol. 30, p. 1109-1120.

[109] Young D. S. (1993) – Probabilistic slope analysis for structural failure – International journal of rock mechanics, mining sciences and geomechanics abstracts. Vol. 30, p. 1623-1629.

[110] Zettler A., Poisel R., Lakovits D., Kastner W. (1998) – Control system for tunnel boring machines (TBM): A first investigation towards a hyprid control system – International Journal of Rock Mechanical and Mining Science, vol. 35, n°4-5.

[111] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (2000) – The finite element method – Fifth edition, Butterworth-Heinemann.

Résumé

Ce travail porte sur l'étude du glissement de terrain spectaculaire qui affecte la ville d'Ain El Hammam (Algérie). L'instabilité du versant a vu la réactivation d'anciens glissements et l'apparition de nouveaux glissements, aidé par un climat fort variable. La difficulté de l'estimation de sa stabilité dépend de plusieurs facteurs qui interagissent simultanément. Ces facteurs ont été groupés en deux grandes catégories : facteurs actifs et facteurs passifs. Ce glissement est caractérisé par un mouvement très actif s'étendant sur une surface d'environ 23 ha. Il affecte une formation schisteuse souvent altérée et fissurée. Il s'agit d'une multitude de ruptures superposées qui forment une surface de glissement plane. Cette structure se traduit en surface par l'observation de trois mécanismes de déformation. En outre, les recherches effectuées ont permis de proposer un modèle pour la cartographie du risque et de l'aléa induits par le mouvement de terrain à Ain El Hammam ainsi que la proposition d'un plan pour la gestion de la sécurité. Une modélisation numérique par éléments finis a été réalisée pour ce versant en considérant un processus de rupture progressive. Cette modélisation prend en compte l'effet des fluctuations de la nappe d'eau et de la déformation progressive du versant. Les résultats de la simulation ont permis d'évaluer l'influence des paramètres hydriques sur l'évolution et la propagation de la rupture du versant d'Ain El Hammam.

Mots clés : Glissement ; Causes ; SIG ; Morphologie des déformations ; Risque ; Gestion de la sécurité ; Rupture progressive.

Abstract

This work focuses on the study of landslide dramatically affecting the town of Ain El Hammam (Algeria). The instability of the slope saw the reactivation of old landslides and the emergence of new landslides, aided by a highly variable climate. The difficulty of estimating its stability depends on several factors that interact simultaneously. These factors were grouped into two broad categories: active and passive factors. This landslide is characterized by a very active movement extending over an area of about 23 ha. It affects a formation of Shale frequently altered and cracked. It is a variety of superimposed failures that form a planar sliding surface. This structure is reflected at the surface by the observation of three deformation mechanisms. In addition, these researches have allowed us to propose a model for mapping the risk and hazard induced by the ground movement in Ain El Hammam along with a proposed plan for the management of safety. A finite element modeling was performed for this slope which takes into account a process of progressive failure. This model takes into account the effect of fluctuations of the water table and the progressive deformation of the slope. The simulation results were used to evaluate the influence of water parameters on the evolution and propagation of the failure slope of Ain El Hammam.

Keywords: Landslide; Causes; GIS; Morphology of deformation; Risk; Safety Management; Progressive failure.