

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU



FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL
LGEA

Etude de la Stabilité d'un Versant d'Ain El Hammam

Présenté Par

CHALAH Samira

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER
EN GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT

Proposé Par

Mr ; MELBOUCI Bachir

« « 2012 » »

Sommaire

<i>Liste des figures</i>	<i>I</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>II</i>
<i>Liste des symboles</i>	<i>III</i>
<i>Liste des annexes</i>	<i>VI</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
<u>Première partie :</u>	
<i>Etude bibliographique</i>	
Introduction de la première partie.	3
<i>Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrains</i>	
Introduction	3
I.1) Quelques cas pathologiques observés.....	3
I.2) Les mouvements de terrains.....	7
I.2.1) Définition.....	7
I.2.2) Classification des mouvements de terrains.....	7
I.3) Les glissements de terrains.....	10
I.3.1) Définition.....	10
I.3.2) Types de glissements.....	10
I.3.3) Phases de glissements	13
I.4) Indices d’alerte des glissements de terrains.....	14
I.5) Les causes des glissements de terrains.....	15
I.6) Les moyens de prévention.....	17
I.7) Identification de dangers de glissement.....	18

I.8) Techniques de surveillance	20
Conclusion	24

Chapitre II : Reconnaissance et Calcul de stabilité

II.1) Reconnaissance géologique et géotechnique des glissements de terrains.....	23
II.1.1) Introduction	23
II.1.2) Données nécessaires.....	23
II.1.3) Reconnaissance des zones homogènes sur le plan des propriétés mécaniques.....	24
II.2) Les indicateurs de présences d'un glissement de terrain	27
II.2.1) Etude morphologique du terrain.....	27
II.2.2) L'observation sur les carottes de sondages.....	28
II.2.3) Les inclinomètres	28
II.2.4) Vecteurs de déplacements	29
II.2.5) Variation de la teneur en eau avec la profondeur	29
II.3) Calcul du coefficient de stabilit.....	30
Conclusion.....	39

Chapitre III : Stabilisation et méthodes de Confortements

Introduction	40
III.1) Terrassements.....	41
III.1.1) Remblai de pied.....	41
III.1.2) Allègement en tête.....	42
III.1.3) Reprofilage.....	42
III.1.4) Purge	43
III.1.5) Substitution totale ou partielle	43
III.2) Dispositifs de drainage	43

III.2.1) Collecte et canalisation des eaux de surface	44
III.2.2) Tranchées drainantes.....	44
III.2.3) Drains subhorizontaux	46
III.2.4) Masques et éperons drainants.....	47
III.2.5) Drains verticaux, galeries drainantes.....	47
III.3) Introduction d'éléments résistants.....	47
III.3.1) Ouvrages de soutènement.....	48
III.3.2) Tirants d'ancrages.....	48
III.3.3) Renforcement par inclusions.....	49
III.4) Cas des remblais sur sols mous.....	51
Conclusion	51
Conclusion de la première partie.....	52

Deuxième partie :

Etude du glissement de terrain d'AIN EL HAMMAM

Introduction à la deuxième partie.....	53
--	----

Chapitre I : Reconnaissance de base

Introduction.....	54
I.1) Cadre géologique	54
I.1.1) Cadre géologique local	55
I.1.2) Cadre géomorphologique	56
I.2) Cadre climatique et hydrologique.....	57
I.2.1) Données climatiques de Ain El Hammam antérieures aux dix dernières années.....	57
I.2.2) Données climatiques de Ain El Hammam relatives aux dix dernières années.....	59
I.3) La topographie	60

Conclusion.....	61
-----------------	----

Chapitre II : Reconnaissance approfondie

Introduction	62
II.1) Etude géophysique par sismique réfraction	62
II.1.1) Profil sismique PS-01.....	63
II.1.2) Profil sismique PS-02.....	64
II.1.3) Profil sismique PS-03.....	64
II.1.4) Profil sismique PS-04	65
II.1.5) Profil sismique PS-05.....	66
II.1.6) Profil sismique PS-06.....	67
II.1.7) Profil sismique PS-07.....	67
II.2) Etude par sondages carotté.....	69
II.2.1) Résultats du SC01.....	70
II.2.2) Résultats du SC02.....	70
II.2.3) Résultats du SC03.....	71
II.2.4) Résultats du SC04.....	71
II.2.5) Résultats du SC05	72
II.2.6) Conclusion sur les résultats des sondages carottés.....	72
II.3) Les schistes.....	72
II.3.1) Définition du matériau schiste.....	72
II.3.2) Les différents types de schistes.....	72
II.3.3) La schistosité.....	73
II.3.4) La composition minéralogique en général des schistes.....	73
II.3.5) Localisation géographique des schistes dans la wilaya de Tizi-Ouzou.....	74
II.4) Etudes des inclinomètres et des piézomètres.....	75

II.4.1) Inclinomètre.....	75
II.4.2) Piézomètre.....	76
II.5) Essais de laboratoire.....	78
II.5.1) Les résultats obtenus à partir des essais physico-mécaniques.....	78
II.5.2) Résultats des analyses chimiques du sol	79
II.5.3) Résultats des analyses chimiques de l'eau.....	79
Conclusion.....	80

Chapitre III : Etude de l'instabilité et indices de glissements

Introduction.....	81
III.1) Localisation de la zone de risque.....	81
III.2) Constructions endommagées	83
III.3) Etude du glissement d'Ain El Hammam à l'aide du logiciel TALREN..	85
Conclusion	116
Conclusion de la deuxième partie.....	117
<i>Conclusions générales.....</i>	<i>118</i>

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures :

Partie I

Chapitre I :

Fig. (1). Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement.....	3
Fig. (2): Dynamique du glissement.....	4
Fig. (3): Construction de l'ouvrage par couches.....	4
Fig. (4) : éclatement de conduites d'eau et d'assainissement.....	5
Fig. (5): Routes coupées.....	5
Fig. (6) : Habitations menaçant ruine.....	5
Fig. (7): Les modifications géomorphologiques de la surface du glissement du site français la Clapiers.....	6
Fig. (8) : Schéma représentatif des mouvements de terrains.....	7
Fig. (9) : Illustration d'un glissement de terrains.....	8
Fig. (10) : Le phénomène de fluage.....	8
Fig. (11) : Un éboulement.....	9
Fig. (12) : Coulées boueuses.....	9
Fig. (13) : Rupture d'un talus artificiel.....	10
Fig. (14) : Glissement plan.....	10
Fig. (15) : Glissement rotationnel	12
Fig. (16) : Glissements successifs emboîtés.....	12
Fig. (17) : Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain.....	13
Fig. (18) : Arbres arrachés.....	14
Fig. (19) : Bâtiments fissurés.....	14
Fig. (20) : Routes déformées	14
Fig. (21) : Le rôle de l'eau dans les glissements de terrains.....	15

Fig. (22) : Système de surveillance de glissement; profile avec implantation des capteurs, schéma du système.....20

Fig. (23) : évolution des vitesses du glissement de la Clapiers pendant une décennie21

Chapitre II :

Fig. (24) : Exemple de coupe obtenue avec les profondeurs, la nature et les caractéristiques de chaque couche24

Fig. (25) : Prospection électrique par courant continu.....25

Fig. (26) : Prospection sismique26

Fig. (27) : Forme générale d'un glissement de type « landslide » (D'après J.P Bombard)...27

Fig. (28) : Schématisation d'un inclinomètre.....29

Fig. (29) : Modèle géotechnique30

Fig. (30) : Pente infinie de surface de rupture plane.....32

Fig. (31) : Cercles de rupture avec les tranches verticales.....33

Fig. (32) : Cercles de rupture avec les tranches verticales sous contraintes effectives.....35

Fig. (33) : Courbe de coulomb.....36

Fig. (34) : Le polygone des forces relatives à l'équilibre de la tranche étudiée.....36

Fig. (35) : Schéma pour la méthode des perturbations.....38

Chapitre III :

Fig. (36) : Isolation des appuis d'un viaduc: fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.....40

Fig. (37) : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....41

Fig. (38) : Calcul de stabilité d'une butée de pied: différentes surfaces de rupture à prendre en compte42

Fig. (39) : Ouvrage sur pente à stabilité précaire en nappe haute ; stabilisation par tranchées drainantes.....45

Fig. (40) : Coupe type d'une tranchée drainante.....40

Fig. (41) : Drains subhorizontaux ; Drainage du glissement de Châtel Guyon (France) ; Stabilisation de la RD 56 à Muret (France).....47

Fig. (42) : Exemple de renforcement par tirants.....	49
Fig. (43) : Exemple de clouage d'un glissement.....	50

Partie II

Chapitre I :

Fig. (44) : Les massifs du domaine Kabyle.....	54
Fig. (45) : Carte structurale schématique de la chaîne maghrébine montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie (Durand Delga 1980).....	55
Fig. (46) : carte géologique de Fort National.....	56
Fig. (47) : Histogramme de la période (1913/1938).....	58
Fig. (48) : Histogramme de la période (1968/1994).....	58
Fig. (49) : Histogramme des variations moyennes mensuelles des précipitations pour la période 1997/2006.....	59
Fig. (50) : Carte topographique de la ville de Ain El Hammam.....	61

Chapitre II :

Fig. (51) : Appareillage et schématisation de la méthode sismique.....	62
Fig. (52) : Points d'implantation des sondages carottés des profils sismiques et des coupes géologiques.....	69
Fig. (53) : Inclinomètre.....	75
Fig. (54) : Piézomètre ouvert.....	77

Chapitre III :

Fig. (55) : La surface digitalisée	82
Fig. (56) : Carte des zones de glissements d'Ain El Hammam.....	82
Fig. (57): Carte représentant des zones de glissements d'Ain El Hammam.....	83
Fig. (58): Coupe schématique S01_S02 au niveau du BTS APC/CNEP (14 ET 15).....	84

Fig. (59) : Coupe schématique NORD-SUD S05-S02.....	84
Fig. (60) : Coupe schématique NORD_SUD S04-S01.....	85
Fig. (61) : Plan de fonctionnement du logiciel TALREN 4.....	86
Fig. (62) : Fenêtre de lancement du logiciel.....	86
Fig. (63) : Boite de dialogue pour l'enregistrement du projet.....	87
Fig. (64) : Boîte de dialogue : description générale.....	88
Fig. (65) : Boite de dialogue : pondération/sécurités partielles.....	88
Fig. (66) : La barre de boutons contextuelle "Données"	89
Fig. (67) : Boîte de dialogue : géométrie (3 onglets).....	89
Fig. (68) : Modèle de projet	90
Fig. (69) : Boite de dialogue : caractéristiques des sols.....	90
Fig. (70) : Boite de dialogue pour la définition des surcharges.....	91
Fig. (71) : Schéma des surcharges(linéaires, réparties et moments).....	91
Fig. (72) : Schéma représentant les différents renforcements disponibles.....	92
Fig. (73) : Principe de gestion des phases et situations.....	92
Fig. (74) : Définition d'une nappe phréatique.....	93
Fig. (75) : Définition des points formant le toit de la nappe phréatique.....	94
Fig. (76) : Exemple de représentation graphique d'une nappe phréatique.....	94
Fig. (77) : Définition d'un fond de nappe et d'une nappe extérieure.....	95
Fig. (78) : Définition des points formant le fond de la nappe et la nappe extérieure.....	95
Fig. (79) : Boîte de dialogue de définition des situations.....	96
Fig. (80) : Boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture circulaires en recherche manuelle.....	97
Fig. (81) : Boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture circulaires en recherche automatique.....	97

Fig. (82) : Boîte de dialogue de définition des situations : choix de surfaces de rupture quelconques.....	98
Fig. (83) : Boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture quelconques.....	98
Fig. (84) : Exemple de représentation graphique de surface de rupture quelconque.....	98
Fig. (85) : Boite de dialogue de l'avancement des calculs demandés.....	99
Figure (86) : Exemple de résultats affichés après calcul d'une situation : cas de surface quelconque et circulaire.....	100
Fig. (87) : Coupe géologique dans la direction du glissement.....	101
Fi. (88) : Cas défavorable (Bishop sur la phase IV).....	102
Fig. (89) : Cas défavorable (Fellenius sur la phase IV).....	103
Fig. (90) : Cas défavorable (Perturbations sur la phase IV).....	103
Fig. (91) : cas défavorable (Bishop phase II).....	104
Fig. (92) : cas défavorable (Fellenius phase II).....	105
Fig. (93) : cas défavorable (perturbation phase II).....	105
Fig. (94) : Cas défavorable Bishop (phase II).....	106
Fig. (95) : Cas défavorable Fellenius (phase II).....	107
Fig. (96) : Cas défavorable perturbation sur phase II.....	107
Fig. (97) : Cas défavorable Bishop (phase I, II et III).....	108
Fig. (98) : Cas défavorable Fellenius (phase I, II et III).....	109
Fig. (99) : Cas défavorable perturbation (phase I, II et III).....	109
Fig. (100) : Cas favorable Bishop (phase II).....	111
Fig. (101) : Cas favorable Fellenius (phase II).....	111

Fig. (102) : Cas favorable Perturbation (phase II).....	111
Fig. (103) : Cas favorable Bishop (phase II).....	113
Fig. (104) : Cas favorable Fellenis (phase II).....	113
Fig. (105) : Cas favorable Perturbation (phase II).....	114

Liste des tableaux

Partie I

Chapitre II :

Tableau n° 1 : Indicatif des valeurs du F_s en fonction de l'ouvrage	38
--	----

Partie II

Chapitre I :

Tableau n°2 : Valeurs des précipitations mensuelles après comblement : données anciennes (P.SELTZER ,1913/1938).....	57
--	----

Tableau n°3 : Valeurs des précipitations mensuelles 1968/1994.....	58
--	----

Tableau n°4 : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles à la station de Ain El Hammam période (1997-2006).....	59
---	----

Chapitre II :

Tableau n° 5: Tableau indicatif des vitesses de propagation dans différents sols.....	63
---	----

Tableau n° 6 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-01.....	63
---	----

Tableau n° 7 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.....	64
---	----

Tableau n° 8 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-03.....	65
---	----

Tableau n° 9 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-04.....	65
---	----

Tableau n° 10 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-05.....	66
--	----

Tableau n° 11 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-06.....	67
--	----

Tableau n° 12 : Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.....	68
--	----

Tableau n°13 : Coupe du sondage SC01.....	70
---	----

Tableau n° 14 : Coupe du sondage SC02.....	70
--	----

Tableau n°15 : Coupe du sondage SC03.....	71
---	----

Tableau n°16 : Coupe du sondage SC04	71
--	----

Tableau n°17 : Coupe du sondage SC05.....	72
---	----

Tableau n° 18 : Indication sur la famille des schistes issus du métamorphisme général	73
---	----

Tableau n° 19 : Tableau indicatif de la famille des schistes issus du métamorphisme de contact et quelconque.....	73
Tableaux n ° 20 : Tableaux montrant les résultats des mesures inclinométriques.....	76
Tableaux n° 21 : Tableaux montrant les résultats piézométriques.....	77
Tableau n°22: Récapitulatif des résultats des essais physico-mécaniques.....	78
Tableau n° 23 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques.....	79
Tableau n° 24 : Analyse chimique de l'eau.....	79
<i>Chapitre III :</i>	
Tableau n° 25 : Récapitulatif des résultats de la coupe Nord –Sud.....	101
Tableau n° 26 : Résultats de la coupe I (modifiée).....	102
Tableau n° 27 : Résultats de la coupe II (modifiée).....	104
Tableau n°28 : Résultats des Fs de la coupe II.....	106
Tableau n°29 : Résultats des Fs de la coupe I	108
Tableau n°30 : Caractéristiques des tirants appliqués à la coupe II	110
Tableau n°31 : Résultats des Fs de la coupe II	110
Tableau n°32 : Caractéristiques des tirants appliqués à la coupe I	112
Tableau n°33 : Résultats obtenus avec l'introduction (de tirants d'ancrages).....	112

Liste des symboles

W (KN) : Poids d'une tranche de sol

c (KPa) : Cohésion d'un sol

c' (KPa) : Cohésion drainée d'un sol

u (kPa) : Pression interstitielle de l'eau

w (%) : Teneur en eau du sol

w_L (%) : Limite de liquidité d'un sol

w_P (%) : Limite de plasticité d'un sol

φ ou ϕ (°) : Angle de frottement interne d'un sol

φ' ou ϕ' (°) : degrés Angle de frottement interne effectif d'un sol

γ_d (KN/m³) : Poids volumique sec du sol

γ_w (KN/m³) : Poids volumique de l'eau (environ 9,8 KN/m³)

σ (KPa) : Contrainte normale

σ' (KPa) : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)

τ (KPa) : Contrainte tangentielle (ou de cisaillement)

INTRODUCTION GENERALE

Ain El Hammam (AEH) est une daïra et commune de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'étend en majeure partie sur le territoire de l'ancestrale tribu (âarch) des Ath Menguellat. La ville est située sur le versant Nord du Djurdjura, à 1080 mètres d'altitude et à 50 km au Sud Ouest du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou. La petite ville montagnaise, créée par les Français en 1881, fut baptisée Michelet en hommage à l'historien français Jules Michelet.

AEH a depuis toujours été une zone touchée par les mouvements de terrain du fait de sa géologie favorisant le mouvement, de sa géomorphologie (pentes raides) ainsi que de certains facteurs aggravant tels que son climat hydrologique (fortes pluies, neige) ou des surcharges dues à l'urbanisation. Ce mouvement est resté maîtrisable dans le temps colonial grâce au respect des consignes de construction et à la limitation de l'urbanisation afin d'éviter les surcharges qui s'avéreront comme facteur accélérateur.

Depuis 1969 à nos jours plusieurs cas de réactivation ont été observés. Cela a pu être constaté à partir des indices d'alerte comme les désordres apparents sur les routes et les fissures sur les différentes constructions. Le facteur majeur du déclenchement revient aux fortes précipitations dans la région ainsi qu'aux fontes des neiges durant les six mois d'hiver allant de novembre à mars. En 2009 le seuil de désordre a atteint son paroxysme par les divers désordres au niveau des constructions et routes. C'est à ce moment que les autorités de la wilaya ont réagi et ont engagé une étude portant sur des travaux de reconnaissance et de confortation.

Plusieurs investigations ont été lancées comme les sondages carottés, la reconnaissance par sismique réfraction et le suivi topographique par satellite afin de surveiller l'évolution du glissement, ces études ont servi à identifier la lithologie du terrain, la nature des sols et leurs caractéristiques mécaniques, la nature du glissement, les surfaces de ruptures etc....

Pour freiner le mouvement qui ne cesse de s'accélérer ; un programme de démolition a été lancé et les bâtiments 14, 15 et 19 ont été détruits, ce qui a diminué la surcharge à la crête de la ville et a fait ralentir le glissement.

Le présent travail est composé de deux parties

La première est une étude bibliographique qui consiste essentiellement à étudier le glissement de terrain en général. Cette partie a été répartie en trois chapitres :

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrains

Chapitre II : Reconnaissance et calcul de stabilité

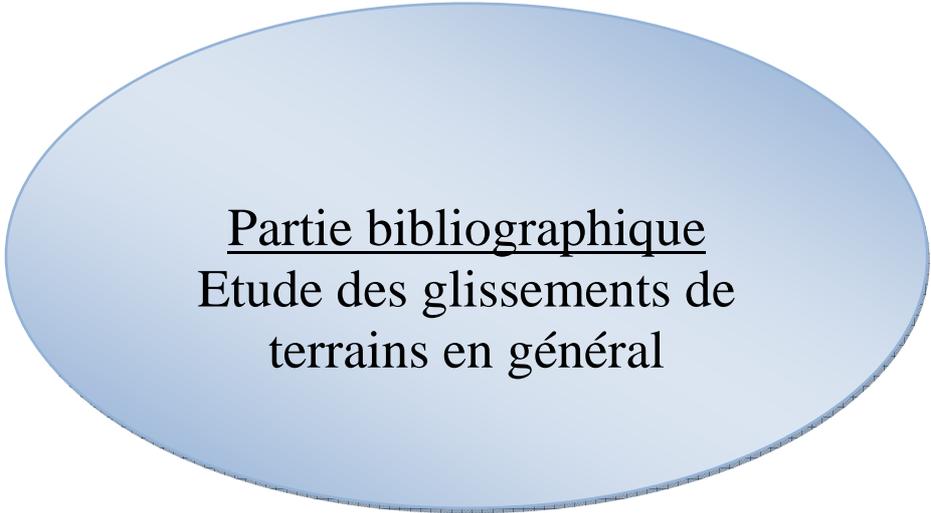
Chapitre III : Stabilisations et méthodes de confortements

La deuxième est une partie pratique dans laquelle nous avons exploité le logiciel TALREN4 pour l'étude de la stabilité du versant d'Ain El Hammam. Celle-ci comprend trois chapitres

Chapitre I : Reconnaissance de base

Chapitre II : Reconnaissance approfondie

Chapitre III : Etude de l'instabilité et indices de glissement



Partie bibliographique
Etude des glissements de
terrains en général

INTRODUCTION DE LA PREMIERE PARTIE

Cette partie a pour objectif de faire une synthèse bibliographique sur les glissements de terrains. Elle est composée des trois chapitres suivants:

- **Chapitre 01** : Il comprend quelques cas pathologiques en Algérie et dans le monde. une classification des mouvements de terrains s'en est suivie tout en distinguant les trois types de glissements de terrains principaux (simple, rotationnel et complexe). Les différentes phases de déroulement de l'aléa sont exposées selon les auteurs Terzaghi et Vaunat et al.

Les indices d'alerte et les causes des glissements de terrains y sont détaillés et les différents moyens de prévention ainsi que les techniques de surveillance ont été énumérés.

- **Chapitre 02** : Divisé en 03 sous-chapitres : la reconnaissance géologique et géotechnique des glissements de terrain, les indicateurs de présence d'un glissement de terrain et le calcul du coefficient de sécurité.

Concernant le premier point, les données nécessaires pour cerner l'aléa ont été recueillies pour faciliter la reconnaissance des zones homogènes tout en passant par les observations géologiques, la prospection géophysique (méthode électrique et sismique réfraction) ainsi que les sondages mécaniques.

Le deuxième point concerne l'étude géomorphologique du terrain, les observations sur les carottes et les sondages, les vecteurs de déplacement et la variation de la teneur en eau en profondeur.

Une étude sur quelques méthodes de calcul du coefficient de sécurité a été ensuite établie afin d'arrêter le choix de la méthode à utiliser.

Chapitre 03 : Ce chapitre traite des solutions à apporter tels que les renforcements ; les confortements et les stabilisations. Il a été décomposé en 03 sous chapitres :

- Terrassements
- Dispositifs de drainages
- Cas d'introduction d'éléments résistants

Introduction

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle (agent d'érosion, pesantier, séismes, etc.) ou anthropique (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour) cela en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1000 personnes par an (sans prise en compte des glissements dus aux séismes plus meurtriers).

I.1) Quelques cas pathologiques observés

Dans ce qui suit on citera quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains cités dans la littérature, que ce soit en Algérie, ou dans le monde.

En Algérie :

Hors mis le glissement de Ain El Hammam qui sera détaillé dans la deuxième partie, on citera :

Le 1^{er} cas : Bejaia :

Le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grés.



Fig. (1) : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement

La figure (2) présente un schéma global du glissement survenu à Bejaïa où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissées sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grès altérés.

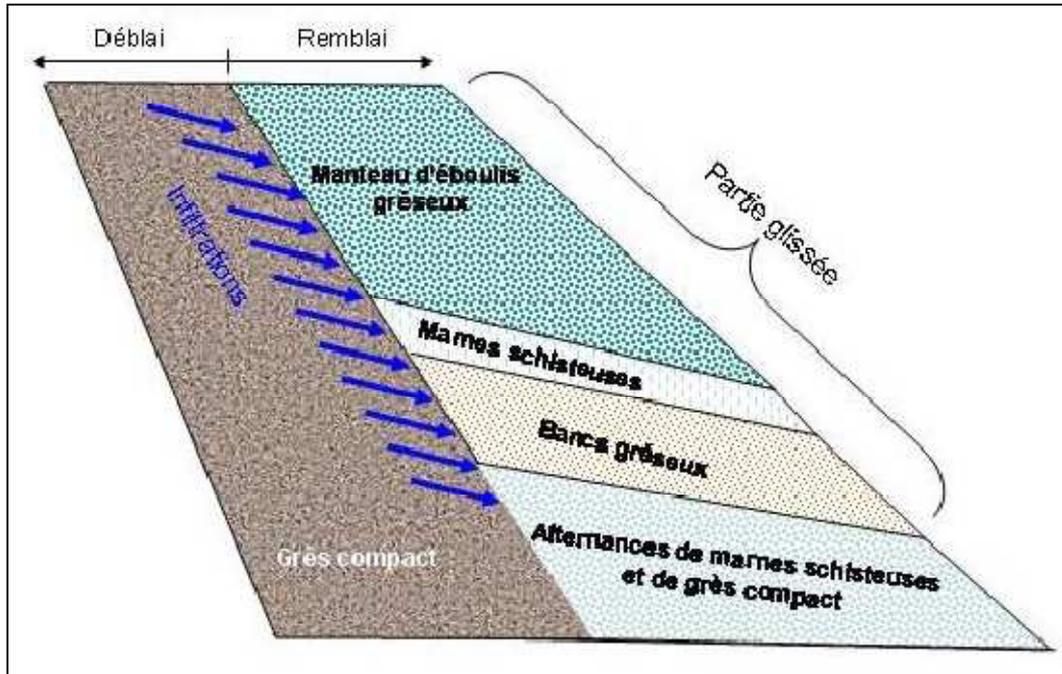


Fig. (2): Dynamique du glissement

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale (Voir Fig 3).



Fig. (3): Construction de l'ouvrage par couches

Les géo synthétiques de renforcement et de drainage ont été utilisés avec succès pour traiter le glissement et reconstruire la chaussée.

2^{ème} cas : Azazga :

La partie nord de la ville d'Azazga, à 37 km à l'est de Tizi Ouzou, a subi un important glissement de terrain. Ces éboulements ont causé des dégâts considérables : routes coupées, habitations menaçant de ruine, éclatement de conduites d'eau et d'assainissement, poteaux électriques inclinés, etc. Les endroits touchés, dans le côté nord de la ville, sont le quartier dit «Zen», Tala Oukouchah, Ighil Bouzal. Ces quartiers se retrouvent dans la zone rouge tracée par des architectes urbanistes depuis de nombreuses années.



Fig. (4) : Conduites cassées



Fig. (5): Routes coupées



Fig. (6) : Habitations menaçant ruine

La partie nord de la ville d'Azazga, qui connaît souvent des glissements de terrain, nécessite de grands travaux pour résoudre ce problème menaçant. Une campagne de reboisement des zones touchées par les éboulements, ainsi que le drainage des eaux dans un plan global pour la ville ont été recommandées.

Dans le monde :

Le 1er cas : La Clapiere (France)

On cite le glissement de terrain survenu au Sud de la France dans une région dénommée la Clapiers en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour et à seulement 50 kilomètres de Nice. Dont la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement (Voir Fig. 7).dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.

La Fig. 7 présente une série photographique des années (1976), (1984), (1987), (1992), (1997) et (2002) ci-dessous, montrent l'évolution des différentes instabilités du site de la région concernée.

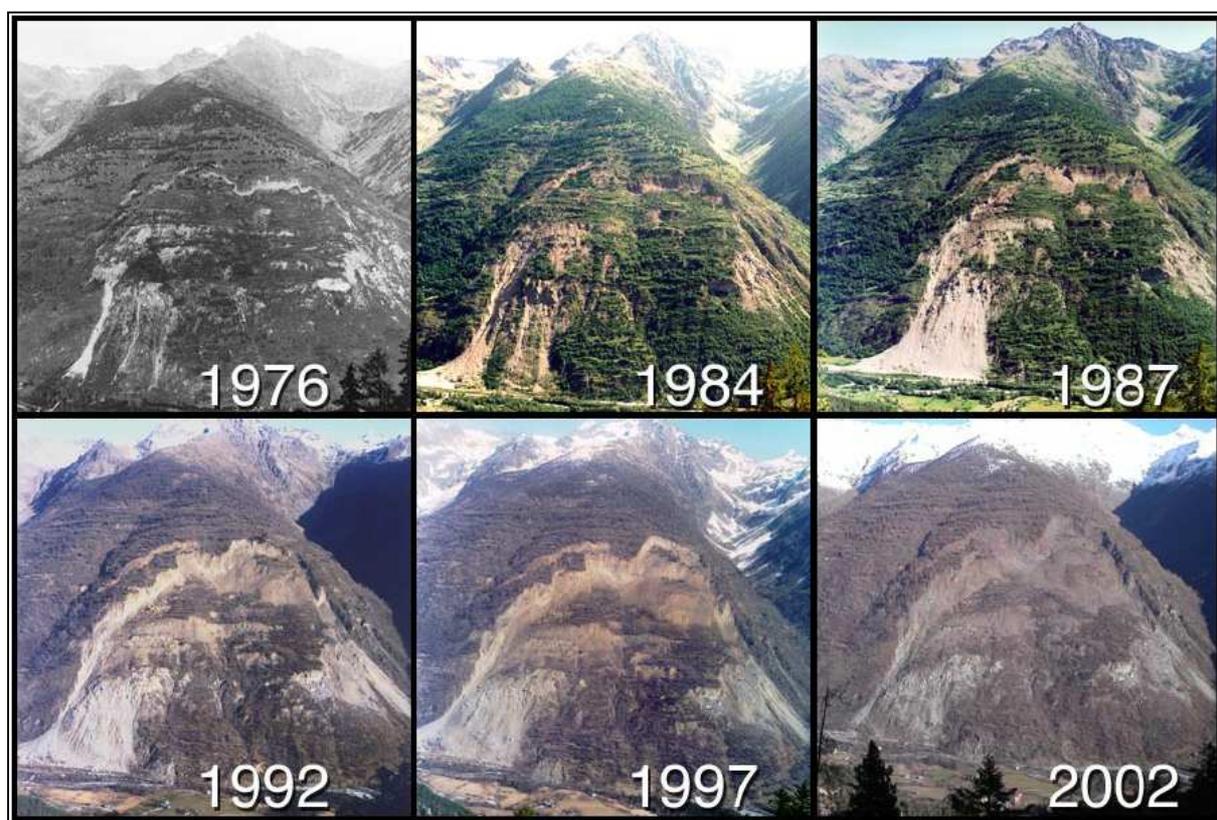


Fig. (7): Les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers

Au japon :

A' Kyoto, de gigantesques travaux consistant à enfoncer 100 piliers de 6 mètres de diamètre enfoncés à 100 mètres de profondeur pour stopper le glissement de terrain, cela pour un coût de 80 milliards de yens.

I.2) Les mouvements de terrains

I.2.1) Définition

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrains déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.).

I.2.2) Classification des mouvements de terrains

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de versants ; elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol, de stratigraphie, etc.

En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de telle façon que cela évoque certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettra de les retrouver.

Celle qui est présentée ci-dessous est agréée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur (Nemcoka, Pasek, Rybar, 1972)

Elle distingue quatre classes:

- ❖ Les glissements,
- ❖ Les mouvements sans surfaces de ruptures (fluage),
- ❖ Les écroulements et chutes de blocs,
- ❖ Les coulées boueuses et laves torrentielles.

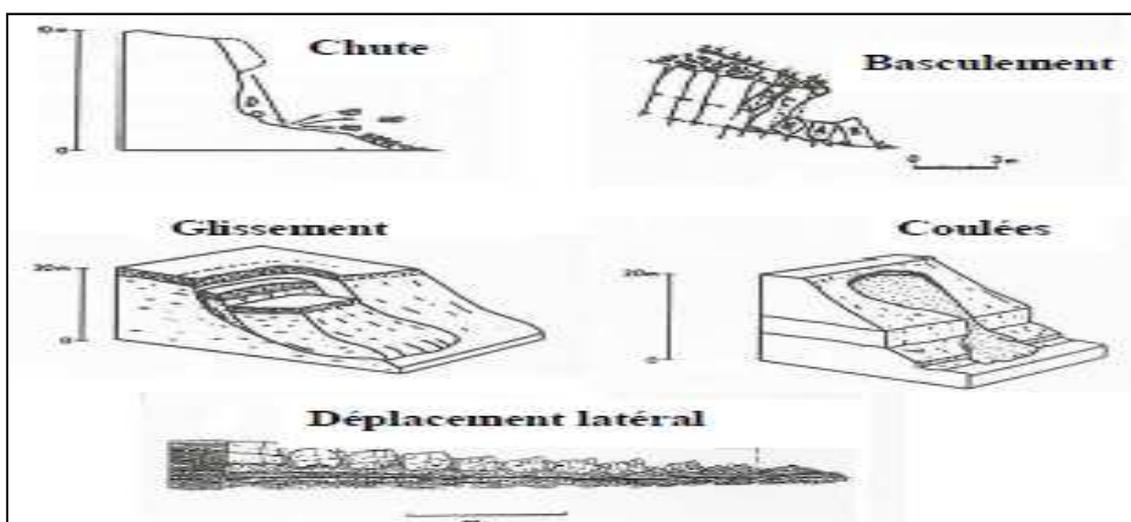


Fig. (8) : schéma représentatif des mouvements de terrains

1. Les glissements

Les glissements se caractérisent par l'apparition de surface de cisaillement relativement bien définie à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories :

- a) Glissement plan
- b) Glissement rotationnel simple
- c) Glissement rotationnel complexe

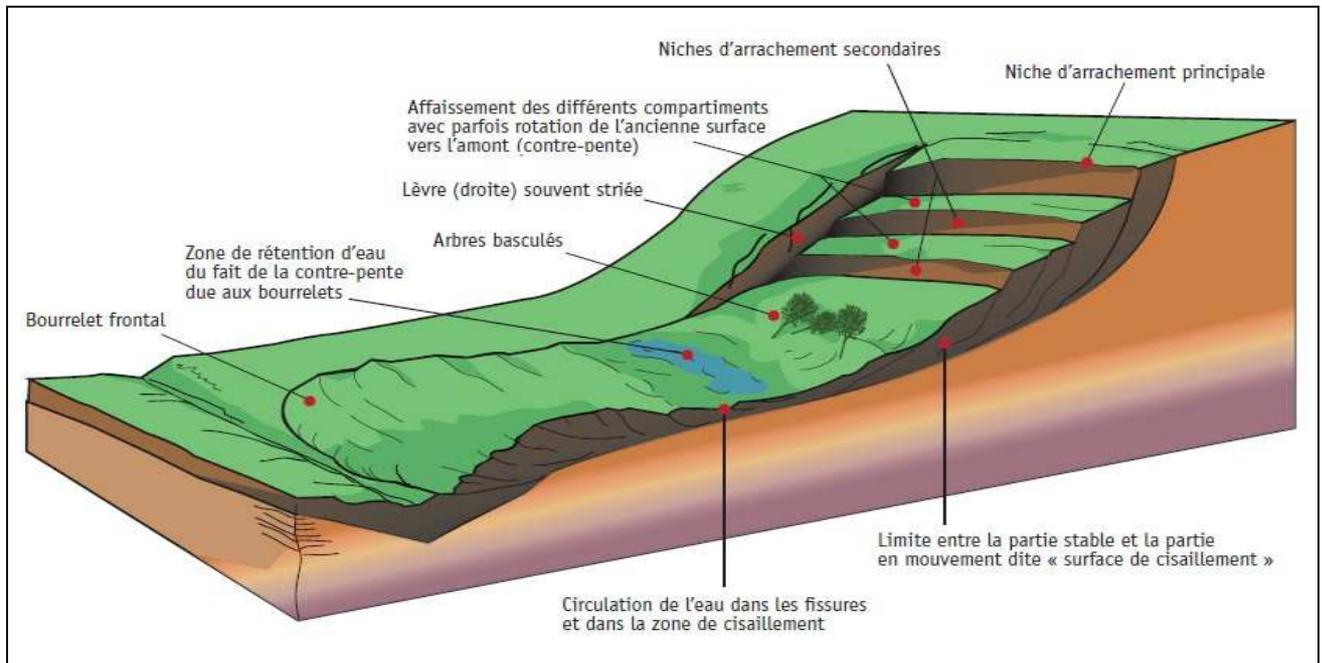


Fig. (9) : Illustration d'un glissement de terrain

2. Le fluage et la solifluxion

Le fluage est un mouvement lent et irrégulier sur les pentes faibles. Il affecte certaines roches et essentiellement les argiles et entraîne des tassements locaux. De même la solifluxion est un phénomène des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle est due à l'alternance de gel/dégel, au passage d'animaux, à l'action des racines.

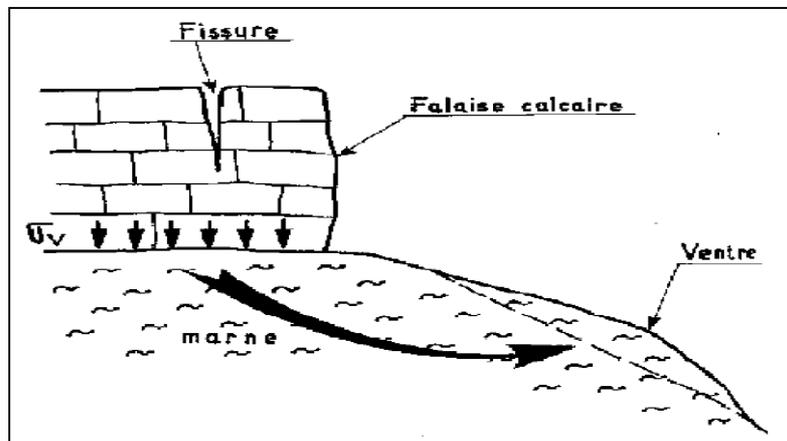


Fig. (10) : Le phénomène de fluage.

3. Les écoulements et chute de blocs

Ce sont des glissements (chute) de masses rocheuses. Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaire, grès, roches cristallines etc.

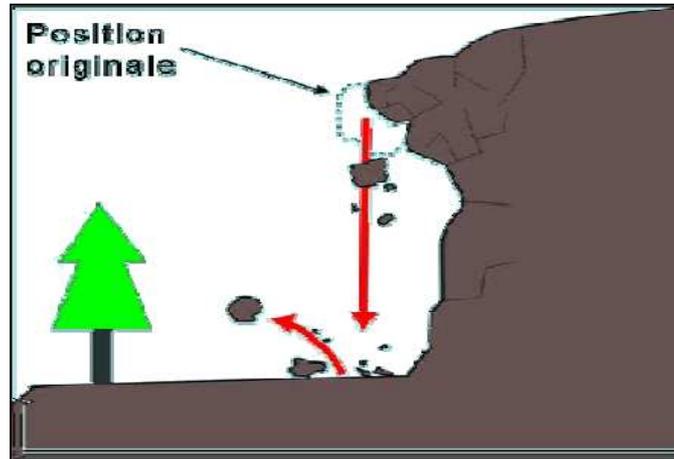


Fig. (11) : Un Eboulement

4. Les coulées boueuses ou laves torrentielles

Se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles constituent le type de glissements le plus liquide. Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles. Elles peuvent atteindre une vitesse de 90km/h.

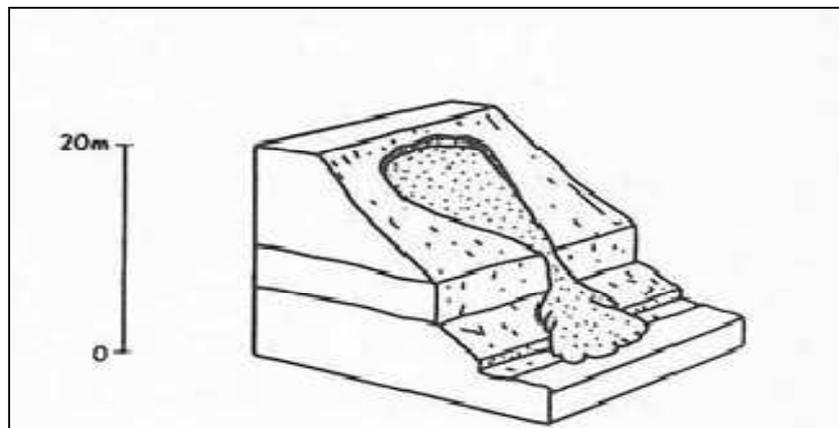


Fig. (12) : Coulées boueuses

Comme on peut aussi classer les types de rupture en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels :

Pentes naturelles :

Ce sont des talus peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités en glissement, écoulements, coulées boueuses et éboulements

Talus artificiels :

Ils sont essentiellement affectés par des glissements et par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages : talus en déblai, talus en remblai sur sol compressible et non compressible, digues et barrages en terre.

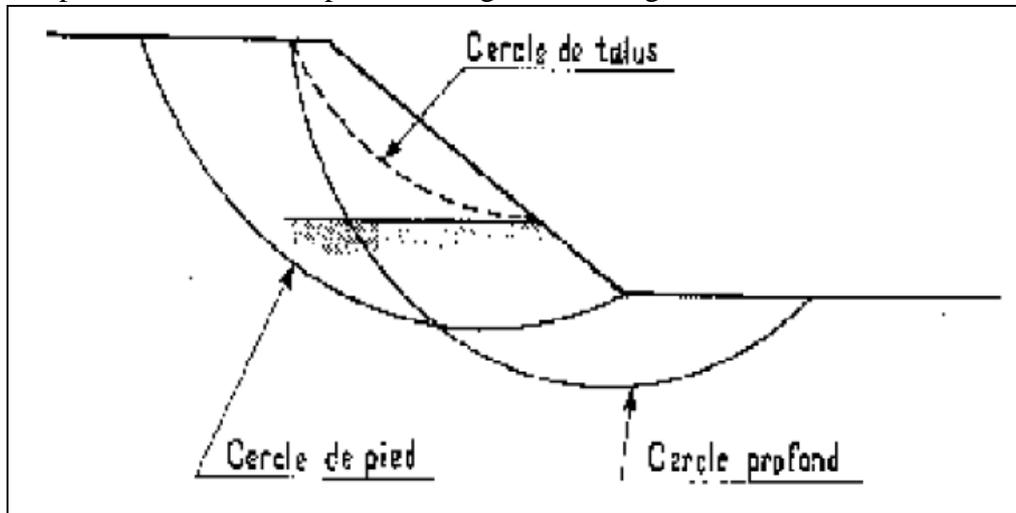


Fig. (13) : Rupture d'un talus artificiel.

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

-les cercles de pied sont les plus courants dans ce type d'ouvrage.

-les cercles profonds ne se produisent que lorsque le sol situé sous le niveau du pied est de mauvaise qualité.

I.3) Les glissements de terrains

I.3.1) Définition

Un glissement de terrain est le mouvement d'une masse de roche, de débris ou de sol, le long d'une pente. C'est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement.

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

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

Il varie : lent, de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour en période de rupture (la période la plus active), d'une masse de sol le long d'une surface de rupture. Cette surface se trouve à une profondeur qui varie de l'ordre du mètre (dans ce cas les signes sont spectaculaires et visibles en surface) à quelques dizaines de mètres et peut atteindre quelques centaines dans des cas exceptionnels. Son ampleur est très variable allant d'un glissement de talus simple localisé au mouvement pouvant concerner tout un versant.

Il peut se produire sur des pentes modérées à raides, il se produit généralement dans des terrains meubles, il se différencie par leur forme et leur vitesse.

I.3.2) Types de glissements

Selon la forme des surfaces de rupture les glissements sont classés en 03 catégories

Le glissement plan :

La ligne de rupture est en général plane. Elle est constituée par une couche mince de mauvaises caractéristiques appelée « couche savon ». Le glissement est dans ce cas accéléré par l'action de l'eau.

Lors de glissements transrionnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

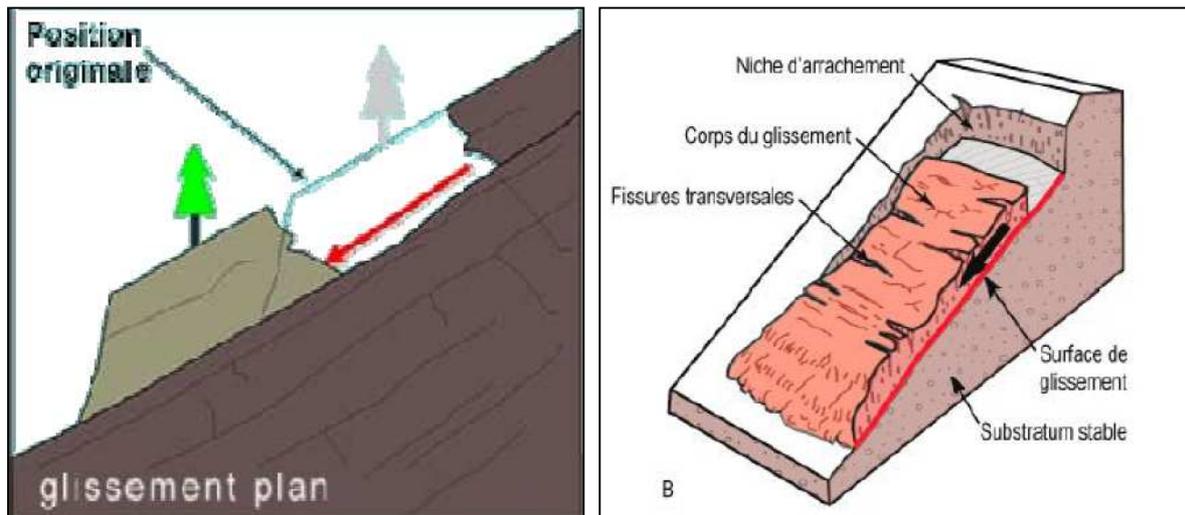


Fig. (14) : Glissement plan

Le glissement rotationnel simple :

Ils sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est **circulaire** et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériel glissé.

Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement, où peuvent se former des écoulements de boue (coulées de terre) en cas de saturation en eau de la masse.

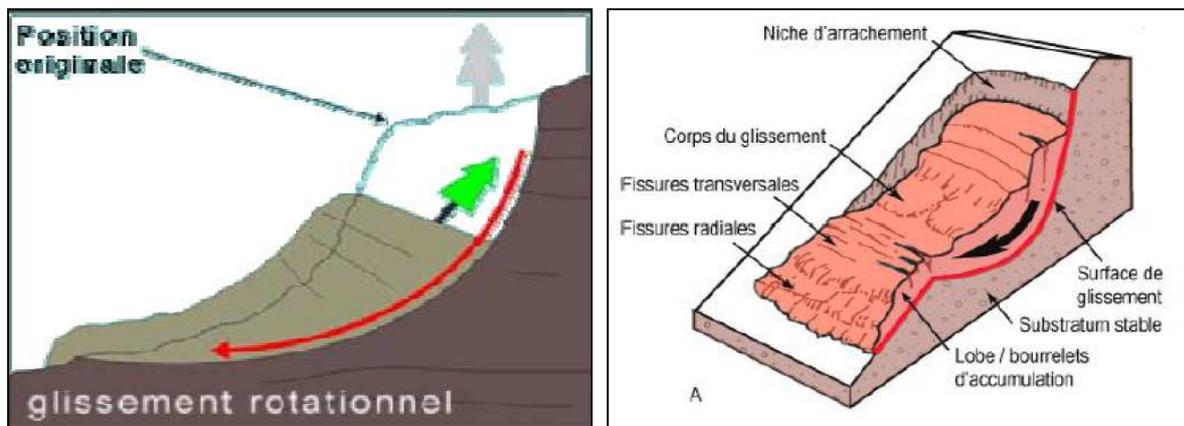


Fig. (15) : Glissement rotationnel

Le glissement rotationnel complexe :

Ce sont des glissements multiples successifs emboîtés les uns dans autres comme le montre la figure ci-après

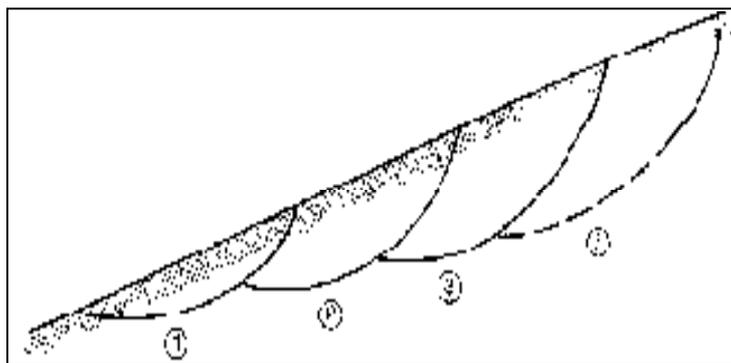


Fig. (16) : Glissements successifs emboîtés.

I.3.3) Phases de glissements

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées alternées avec des phases de calme.

➤ K. Terzaghi (1950) proposent quatre phases :

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain.
- La phase du paroxysme (rupture) : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase.
- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de paroxysme c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène.
- La phase de stabilisation : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée.

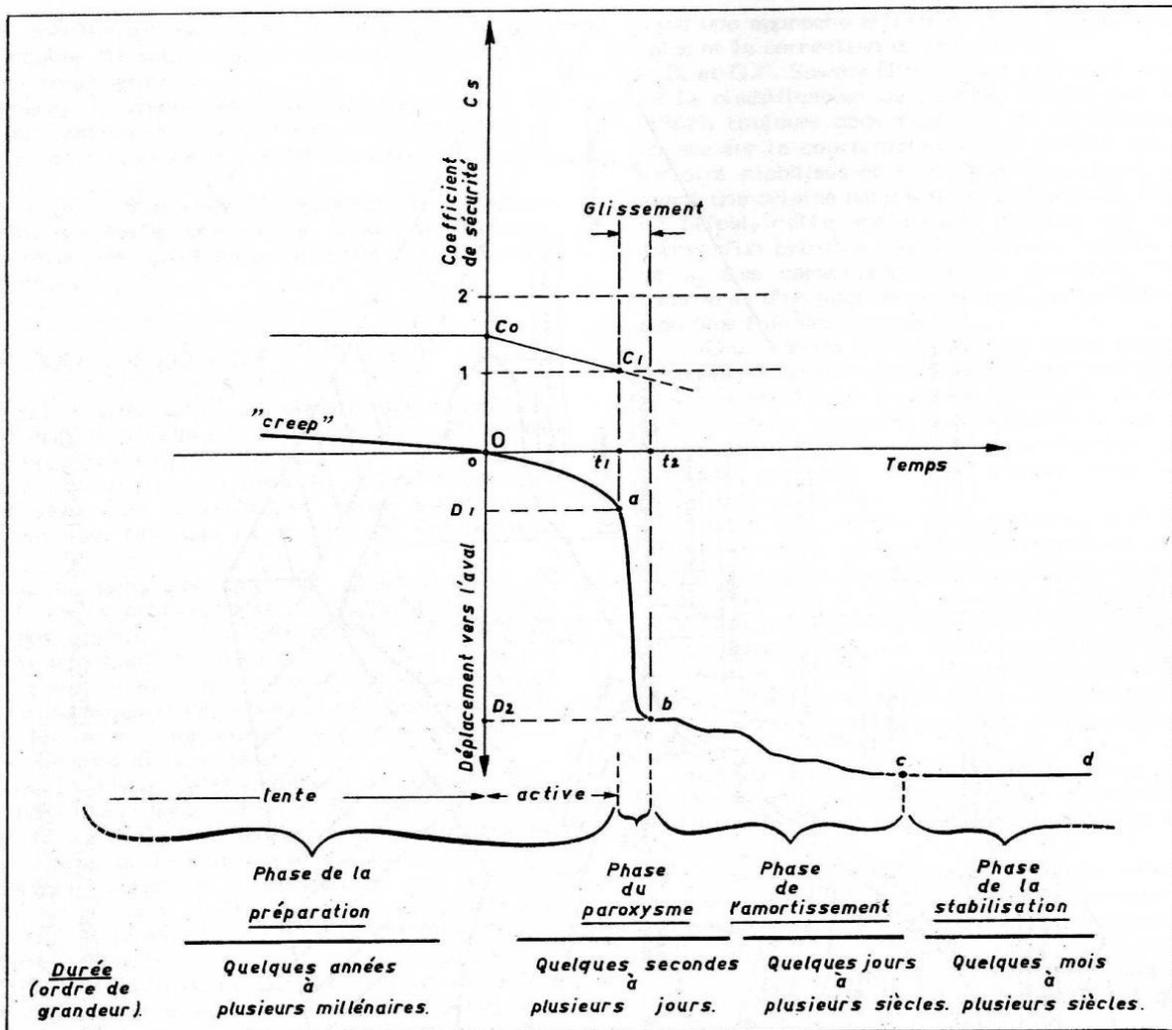


Fig. (17) : Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain [12]

➤ Ensuite Vaunat et al. (1994) proposent les quatre phases suivantes

- Pré rupture

Ce phénomène a été décrit pour la première fois par Bjerrum (1967), il est connu sous le nom de rupture progressive.

- Rupture

La vitesse de déplacement dans cette phase est relativement élevée, elle peut atteindre quelques dizaines de mètres en quelques heures. Elle correspond au déplacement d'un massif engendré par une rupture du matériau.

- Post rupture

Elle succède à la période de rupture, durant cette période les vitesses moyenne de déplacement présentent des pics qui peuvent atteindre plusieurs centimètres par jour.

- Réactivation

Elle correspond à un déplacement du massif selon une ligne de rupture préexistante formée par un glissement ancien.

I.4) Indices d'alerte des glissements de terrains

Les arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes ou sentiers déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain.



Fig. (18) : Arbres arrachés



Fig. (19) : Bâtiments fissurés



Fig. (20) : Routes déformées

I.5) Les causes des glissements de terrains

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

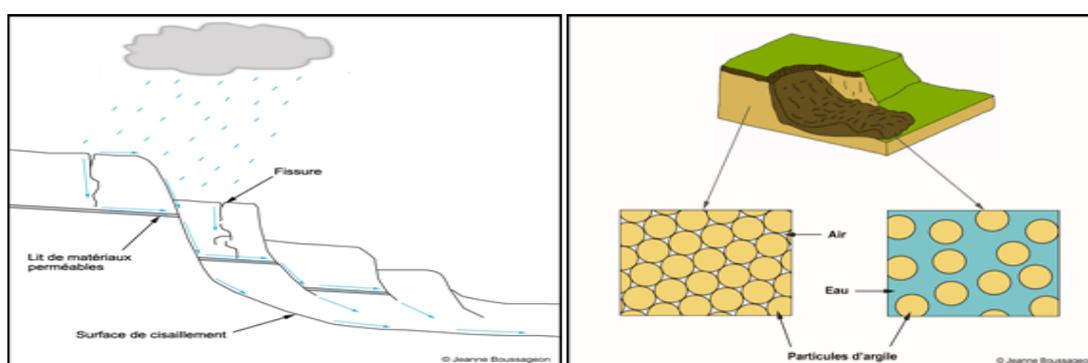


Fig. (21) : Le rôle de l'eau dans les glissements de terrains

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture notables. Par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets.

Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de forte intensité ou de longue durée - éventuellement combinées à la fonte des neiges -, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés.

Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les excavations sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation du niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales : l'eau et la présence des fractions fines.

➤ **L'eau et les risques de glissements de terrain:**

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple:

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur;
- Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;
- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine la lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

➤ **La présence des fractions fines:**

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

1.6) Les moyens de prévention

Les techniques de prévention du risque mouvements de terrain sont basées essentiellement sur le renforcement des zones instables et sur un contrôle de l'occupation des sols. En matière de protection, les techniques de parade ou de réhabilitation de sites (après rupture) sont nombreuses et généralement efficaces. Les moyens disponibles sont moins adaptés pour les instabilités de très grandes masses.

Les principales techniques se rangent en parades actives et parades passives : soutènement, renforcement, drainage, terrassement. Leur emploi est en général satisfaisant, mais on a besoin d'améliorer la connaissance sur l'efficacité à moyen ou long terme des différentes techniques, et parfois d'optimiser leur dimensionnement.(détaillé chapitre III première partie).

Ces techniques sont efficaces pour des phénomènes d'ampleur modérée ; pour les mouvements de grande ampleur, seul le drainage peut être envisagé. Pourtant à Kyoto, de gigantesques travaux consistant à enfoncer 100 piliers de 6 mètres de diamètre enfoncés à 100 mètres de profondeur pour stopper le glissement de terrain, cela pour un coût de 80 milliards de yens.

Quant à la stratégie de surveillance elle peut être adoptée lorsque les travaux de prévention sont techniquement ou économiquement irréalistes : elle permet de "vivre avec le risque", dans la mesure où la prévision de la rupture est suffisamment fiable.

Les possibilités de protection du bâti existant sont quelquefois réduites, souvent très coûteuses par rapport à la valeur marchande des ouvrages à protéger. L'expropriation pourrait alors s'avérer la solution la plus rationnelle lorsque la sécurité des personnes est en cause.

Les cartes de zonage des aléas mouvements de terrain devraient servir de référence pour les décisions d'occupation des sols négociées. Leur réalisation doit être

accélérée dans les bassins de risques concernés : zones de montagne, bassins à forte densité de cavités, falaises côtières et rives escarpées, etc.

I.7) Identification de danger de glissement

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter. [11]

Documents de base

a) Cartes topographiques

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient nombre d'informations pertinentes pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau; des symboles de blocs éboulés au pied d'une falaise peuvent laisser présager une production notable d'éboulis.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, nous permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico - mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site.

b) Cartes géologiques

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) et sur la couverture quaternaire (moraine, éboulis ou glissement de terrain, par exemple). Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissurée ».

Sur la base de ces données cartographiques, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain.

Les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissements ou les éboulements généralisés sont représentés en général sur une carte géologique au 1:25000 par leur périmètre. Il n'est pas fait mention de l'intensité ou de la fréquence de ces divers phénomènes.

Ces informations permettent toutefois de localiser les zones sensibles aux mouvements de terrain, qui devront faire l'objet d'études plus poussées.

Documentation des événements

La documentation des événements correspond à une liste d'événements observés. Cette documentation comprend des données descriptives sur les processus déterminants, les dommages constatés, la zone affectée, les facteurs déclenchant (en particulier les conditions météorologiques), de même que d'autres données concernant le déroulement de l'événement.

La description d'un événement peut être faite avec plus ou moins de détails selon son importance et selon les dommages causés. Dans chaque cas, la documentation des événements donne au moins une réponse à la question «Que s'est-il passé, quand, où et avec quelle ampleur?».

La documentation détaillée des événements doit en outre répondre aux questions:

«Comment l'événement en cause s'est-il déroulé?»

«Pourquoi y a-t-il eu des dégâts?».

Carte des phénomènes

La carte des phénomènes et le texte qui l'accompagne recensent les signes et indicateurs observés sur le terrain et procède à leur interprétation objective.

Elle représente les phénomènes liés à des processus dangereux et décrit les secteurs exposés indépendamment du degré de danger.

- L'analyse de terrain contribue à l'établissement de la carte des phénomènes; elle est un complément important de la documentation de l'événement et sert à la reconnaissance et à l'estimation des types de danger possibles (configuration, mécanisme de déclenchement, genre d'effets).
- Le relevé de terrain s'appuie :
 - d'une part sur l'observation et l'interprétation des formes du terrain (p.ex. les endroits critiques), sur les propriétés structurales et géo mécaniques des surfaces de discontinuité dans la zone de départ des processus d'éboulement,
 - et d'autre part sur des informations relevés sur place, (p.ex. blocs éboulés) résultant des événements dangereux antérieurs et actuels.

Elle permet aussi de tirer au clair les causes, les probabilités d'occurrence et d'autres facteurs importants ou symptômes concomitants relatifs aux événements qui se sont produits.

Pour cartographier les dangers de manière précise, il est essentiel de connaître à fond l'état passé et actuel du terrain et d'évaluer quelle peut être son évolution possible. Dans le cas des phénomènes de falaise (éboulement et écroulement), la simple représentation des dépôts récents observés au pied des parois rocheuses ne suffit pas. L'évaluation des aléas (dangers potentiels) et des mécanismes de déclenchement possibles dans la zone de provenance est alors indispensable.

Cette étude comprend la détermination de l'agencement structural des couches et des principales discontinuités, du degré d'altération de la falaise, ainsi que du volume probable des compartiments instables et de la taille des blocs. Ces caractéristiques peuvent être synthétisées dans une «carte des aléas».

I.8) Techniques de surveillance

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, techniquement ou financièrement, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certain temps, une solution de surveillance peut être choisie.

L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises : mise en place d'un confortement supplémentaire, évacuation de la zone instable, fermeture d'un tronçon de route, etc.

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- les paramètres mesurés :
 - cinématiques : en surface (topométrie, extensométrie) ou en profondeur (inclinométrie) ;
 - piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques ;
 - météorologiques (pluviométrie, nivométrie) ;
- la position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une redondance des systèmes de mesure s'impose ;
- la fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente;
- le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes (définition des seuils, des mesures à prendre).

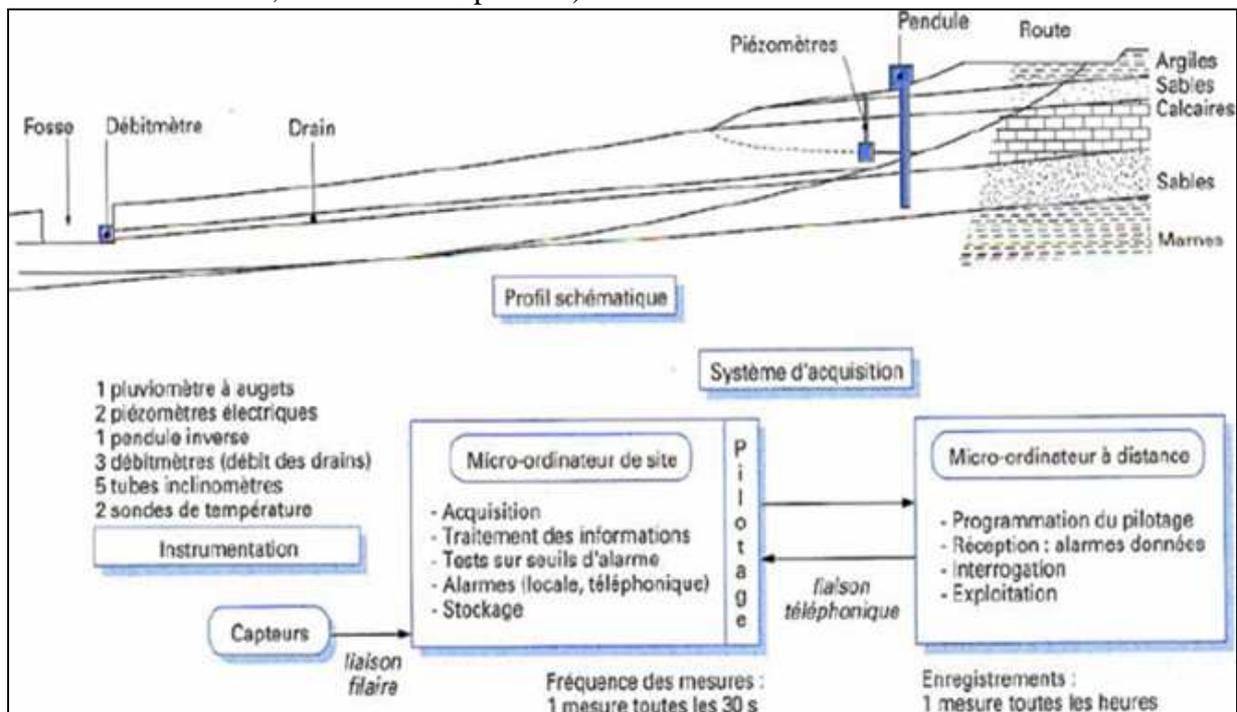


Fig. (22) : système de surveillance de glissement; profile avec implantation des capteurs, schéma du système [5]

Un schéma de système de surveillance est donné à titre d'exemple sur la figure 22. Le choix d'une solution dépend à la fois du glissement lui-même (vitesse et ampleur des déplacements), des personnes et des biens exposés, de l'objectif de sécurité visé et des contraintes de site (accessibilité par exemple).

Un système de surveillance peut être automatisé à un degré plus ou moins poussé ; dans certains cas, des systèmes entièrement automatiques (depuis l'acquisition des mesures, réalisée toutes les dix secondes, jusqu'au déclenchement d'un feu rouge) sont recommandés, mais il ne faut pas négliger l'intérêt de l'avis de l'expert, après visite éventuelle du site, pour évaluer une situation critique...

La définition de critères d'alerte reste délicate, avec des risques de fausse alerte ou de défaut d'alerte (figure 23). Le coût d'un système de surveillance comprend l'investissement initial et un coût de fonctionnement annuel ; ce dernier peut varier de quelques milliers de francs pour un système rustique de suivi d'ouverture de fissures, à plusieurs centaines de milliers de francs pour la télésurveillance d'un glissement majeur.

Il apparaît que c'est le temps disponible qui est le paramètre clef : il faut prendre en compte la cinématique du glissement dans les phases de pré rupture et de rupture, la vitesse de fonctionnement du système de surveillance (de l'acquisition au dépouillement), et le temps nécessaire pour que soient effectives les mesures de sécurité.

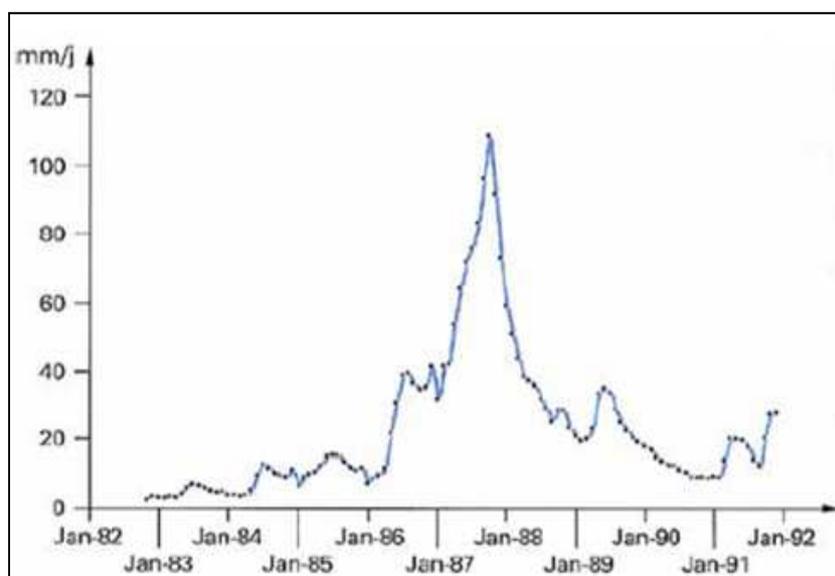


Fig. (23) : évolution des vitesses du glissement de la Clapiers pendant une décennie [5]

Conclusion

Dans ce premier chapitre, on a pu se familiariser avec la définition d'un glissement de terrain (avec quelques illustrations); ses différents types selon leurs surfaces de ruptures ainsi que leurs phases de ruptures. On a pu classer les causes qu'elles soient naturelles (pente, mauvaises caractéristiques du sous sol, l'hydrogéologie et le climat...) ou anthropiques (terrassement anarchiques avec suppression de butées naturelles, surcharge en tête de versant, des réseaux d'assainissement défectueux...).

On a également étudié l'influence de certains facteurs sur l'activité des glissements et donné quelques moyens de préventions des dangers. L'identification du danger qui se fait en passant par la documentation de base (cartes topographique et géologique) et la technique d'élaboration d'une carte de phénomène.

II.1) Reconnaissance géologique et géotechnique des glissements de terrain

II.1.1) Introduction

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigation. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

II.1.2) Données nécessaires

En général les questions posées peuvent se ramener à trois :

- Comment stabiliser telle pente qui est en glissement ?
- Comment prévoir l'évolution de tel mouvement ?
- Comment réaliser tel projet sur des pentes sans compromettre l'équilibre ?

Pour résoudre pratiquement les problèmes de glissements de terrains, nous suivons la logique de la mécanique des milieux continus, laquelle nous indique ce que nous avons à connaître (Devareux, 1970). Les lois rhéologiques propres à chaque corps, c'est-à-dire les propriétés mécaniques des matériaux (essentiellement sur la surface de glissement).

Les conditions aux limites qui sont

- Géométriques
- De contraintes

Compte tenu des hétérogénéités du sol, cela peut se traduire par :

- La géométrie des zones que l'on peut considérer comme homogènes sur le plan mécanique. C'est le problème de la reconnaissance géologique.
- La géométrie de la surface de glissement
- Les lois rhéologiques des différents matériaux
- La répartition des pressions interstitielles sur la surface de glissement

L'importance et la fréquence des problèmes de glissements de terrains ont suscité de nombreuses études et recherches tendant à définir au mieux le calcul d'un coefficient de sécurité par rapport à la rupture.

Les méthodes de calcul sont assez complexes : les calculs manuels qu'elles entraînent sont longs, onéreux, fastidieux, et bien souvent affectés d'erreurs liées à l'opérateur humain. A titre d'illustration, il suffit de préciser que le calcul suivant une éventuelle courbe de rupture circulaire en terrain hétérogène, peut faire intervenir une vingtaine de paramètres.

Ces raisons ont naturellement conduit les calculateurs à utiliser des ordinateurs électroniques et élaborer des logiciels de calcul de stabilité des pentes tel que TALREN4, Plaxis etc.

II.1.3) Reconnaissance des zones homogènes sur le plan des propriétés mécaniques

Le but est de :

- Connaître la répartition géométrique des zones de mêmes propriétés mécaniques.
- Obtenir des indications sur la nature du substratum, ses hétérogénéités, la présence de failles.
- Obtenir des indications sur la nature et l'épaisseur des terrains de couverture

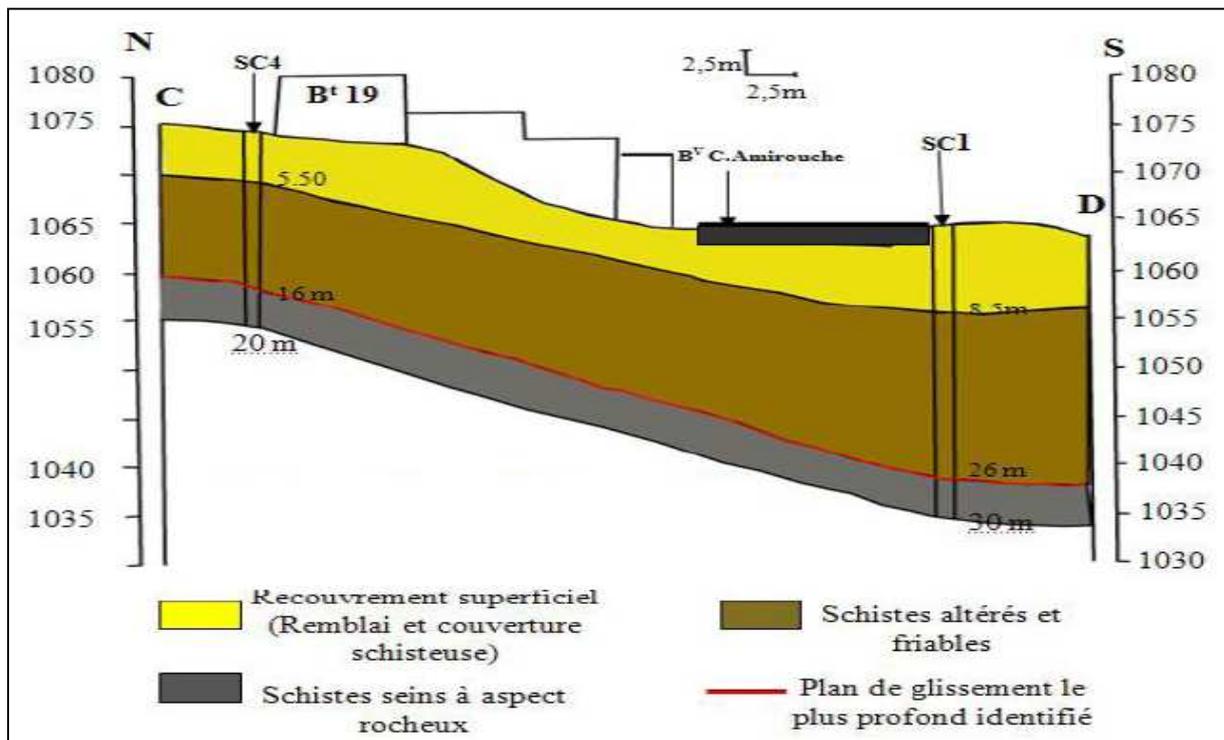


Fig. (24) : Exemple de coupe obtenu avec les profondeurs la nature et les caractéristiques [19]

Afin d'arriver à reproduire un résultat pareil on utilise les observations géologiques, la prospection géophysiques, les sondages.

II.1.3.a) Observations géologiques

La connaissance de la nature géologique des terrains rencontrés est naturellement primordiale et il n'est pas possible de faire une étude de stabilité correcte sans une étude géologique approfondi au préalable. C'est le travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques à réaliser.

La principale difficulté consiste à effectuer un choix des détails significatifs. Ainsi une description lithologique devra-t-elle faire apparaître les points essentiels tels que l'alternance de bancs durs et tendres ou la présence de niveaux altérés et argileux au sein d'une masse rocheuse compact, plutôt que de s'attarder à une interprétation stratigraphique superflue.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri des informations. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance.

II.1.3.b) Prospection géophysique

Le principe est de mesurer diverses caractéristiques physiques des terrains à partir de la surface. Les méthodes sont approchées mais permettent d'intéresser des zones étendues. En général on doit utiliser plusieurs méthodes permettant des recoupements.

- Méthodes électriques

Les minéraux des roches constituant les terrains sont principalement isolants (sauf le graphite et les sulfures). La résistivité des sols et des roches dépend pour une grande part de la quantité et de la qualité de l'eau qu'ils contiennent.

En pratique cette opération se réalise grâce à des électrodes que l'on plante dans le sol. Il peut s'agir de barres ou des pieux métalliques plantés assez profondément ou bien d'électrodes plus sophistiquées dont le rôle sera d'abaisser la force contre électromotrice de contact.

La loi d'ohm: $V=RI$ donne la relation entre la d.d.p V , l'intensité du courant I et la résistance R du milieu dans la quel le courant circule.

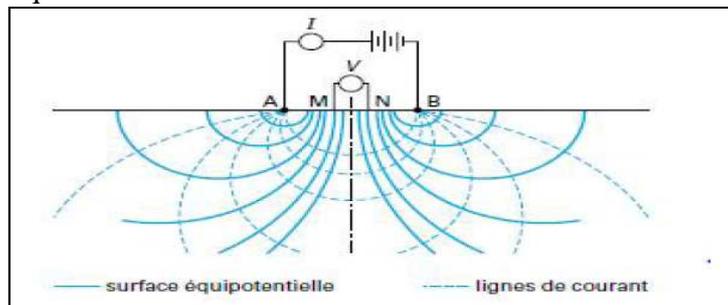


Fig.(25) : Prospection électrique par courant continu

Les valeurs de résistivité obtenues par les différentes méthodes de mesure (Schlumberger, Wenner) sont des résistivités apparentes. Elles ne sont égales aux résistivités vraies que pour des sols homogènes.

La prospection électrique permet de faire apparaître les zones homogènes quant à leur nature, donc vraisemblablement quant à leurs propriétés mécaniques.

- Méthode sismique

On utilise la prospection sismique réfraction qui permet une mesure de la vitesse (apparente) de propagation des ondes longitudinales dans le sol. Ce n'est que dans les situations géologiques simples que la vitesse mesurée permet de calculer la valeur vraie de la vitesse .

Le principal intérêt consiste en la mise en évidence du substratum rocheux et de sa position : les vitesses supérieures à 2 500m/s correspondant, dans la plupart des cas, à des matériaux pouvant être considérés comme stables.

Les principales limitations de la prospection sismique réfraction sont :

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

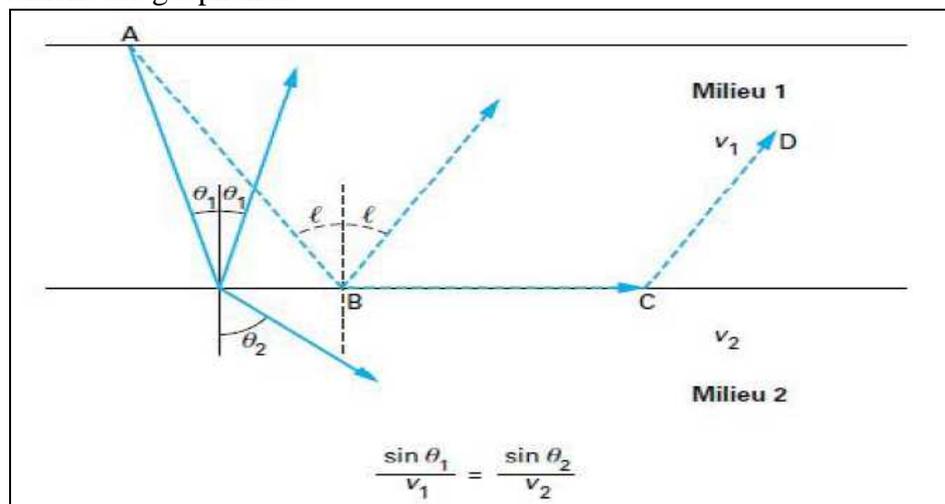


Fig.(26) : Prospection sismique

II.1.3.c) sondages mécaniques

Plusieurs techniques sont possibles ; les sondages peuvent être :

- ❖ « destructifs » (peu coûteux)
- ❖ « non destructif » (beaucoup plus chers) avec prélèvement d'échantillons
- ❖ On peut également exécuter des trous à la pelle cette méthode est valable si les mouvements sont profonds.

Les sondages mécaniques donnent beaucoup de renseignements si on peut les suivre sur le chantier. Ils fournissent une coupe précise des terrains et permettent d'étalonner les diverses méthodes de reconnaissance géophysique.

Ils sont également très utiles pour repérer

- Les zones de faiblesse, même de faible épaisseur (les quelles sont indécélables par la géophysique)
- Les traces de cisaillement dans les matériaux cohérents,
- D'installer des inclinomètres.

Ils permettent enfin de prendre des échantillons non remaniés destinés au laboratoire. Ces prises se font sur la ligne de glissement. C'est en effet le long de cette surface que l'on cherche à connaître les caractéristiques mécaniques des matériaux.

II.2) Les indicateurs de présence d'un glissement de terrain

II.2.1) Etude géo-morphologique du terrain

Sous le terme de morphologie d'un glissement il faut entendre toutes les formes d'ensemble et de détails susceptibles de révéler l'existence de mouvement et les mécanismes entrés en jeu.

Les formes propres aux glissements de terrain ont été décrites par de nombreux auteurs. La figure (27) reproduit celles proposées par J.P Bombard (1968). Par une observation attentive du secteur, il est possible de séparer les zones en mouvement de l'environnement stable.

On peut également utiliser d'autres repères que les formes particulières des glissements :

- Les arbres, verticaux ou penchés, droits ou tordus,
- Les constructions qui peuvent présenter des ventres ou des fissures,
- Les routes et les chemins qui peuvent montrer des ventres ou des fissures,
- Les routes et les chemins qui peuvent montrer des fissures ouvertes ou des dénivellations topographiques brusques.

L'examen des photographies aériennes permet de repérer les formes caractéristiques des mouvements de terrains, qui peuvent ainsi être délimitées et décrites de façon sommaire et assez rapidement. Cette technique est largement utilisée actuellement. L'observation des photos aériennes est souvent effectuée en plusieurs temps. Tout d'abord, elle va permettre de se familiariser avec le terrain, d'y déceler les mouvements et d'en donner déjà une brève description (site, forme...).

Ceci se révèle fort utile avant d'entreprendre la campagne de terrain. Durant celle-ci, il est nécessaire d'observer souvent ces photos, afin d'avoir une vision synthétique des phénomènes et de replacer avec précision ou de comprendre certains détails.

Ceci est particulièrement vrai pour la cartographie des mouvements généralisés et/ou complexes. Après la collecte de nombreuses observations sur le terrain, de tels mouvements peuvent faire l'objet d'une photo- interprétation globale afin de faciliter la représentation cartographique qui n'est pas toujours aisée sur place .

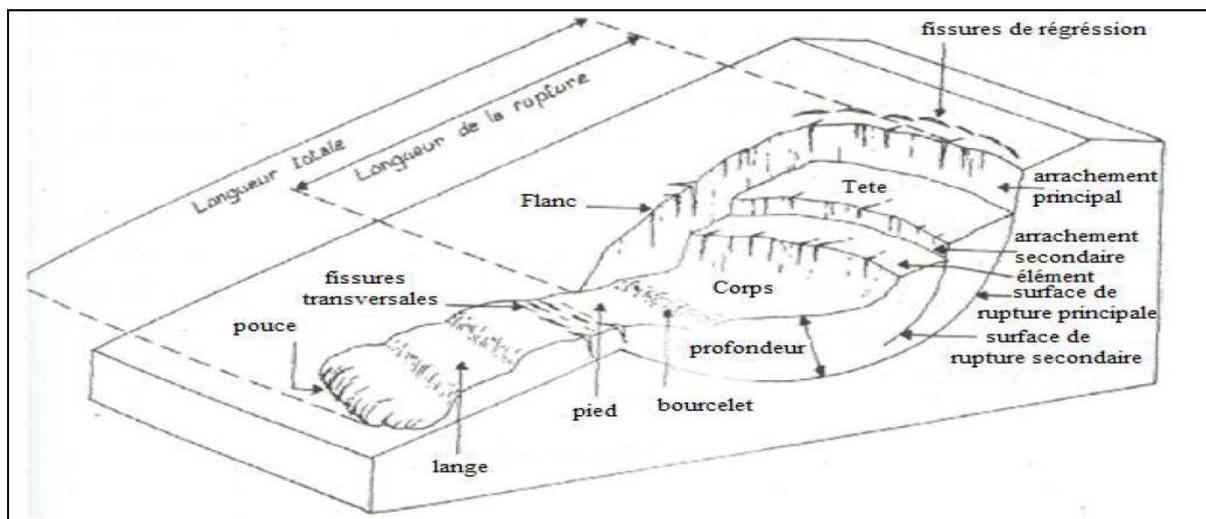


Fig. (27) : Forme générale d'un glissement de type « landslide » (D'après J.P Bombard)

II.2.2) L'observation sur les carottes de sondages

L'examen des carottes peut permettre de repérer des zones susceptibles d'être des surfaces de glissement. C'est ainsi que les argiles litées horizontalement permettent parfois de distinguer nettement les traces de mouvement.

II.2.3) Les inclinomètres

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

- **Principe**

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournie, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1mm/m). Son principal inconvénient est qu'il ne peut servir des que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage (pratiquement pour 2 à 3 cm de déplacement).

- **Précaution**

A la mise en place, les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pieds doivent en principe être scellés dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques très précis .

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps (on ne sait jamais avec certitude si le pied est fixe)
- Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément 'relevable' de type niveau à bulle par exemple. La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoins.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube pvc lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent ce système permet de détecter une seule surface de glissement pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

$$D-d/L = 0.010 \text{ à } 0.1$$

D : diamètre du tube en pvc

d : diamètre du calibre (de forme cylindrique)

L : longueur du calibre

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacement de 5 à 10 cm

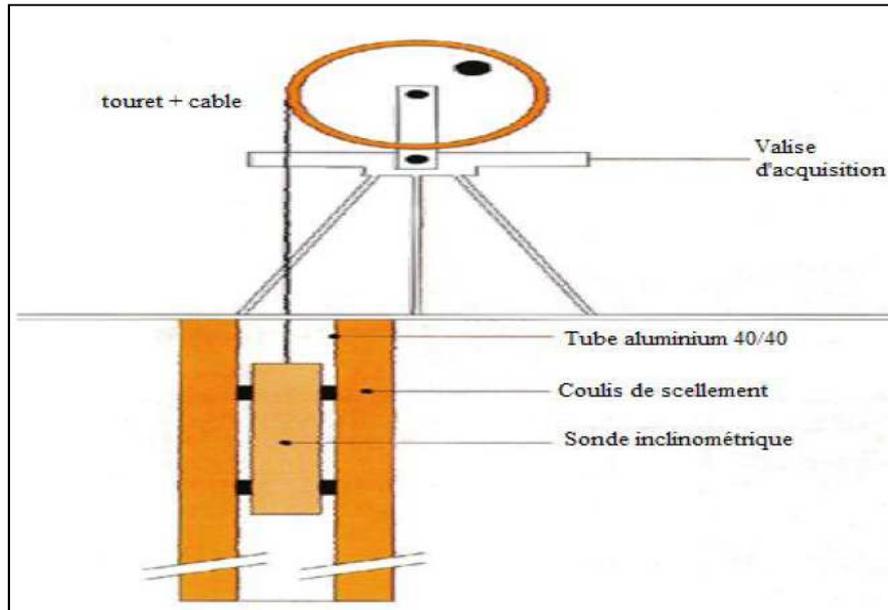


Fig.(28) : Schématisation d'un inclinomètre.

II.2.4) Vecteurs de déplacements

Sur une coupe où on a porté les vecteurs de déplacements en surface, il est possible de reconstituer l'allure de la surface de glissement à partir d'un seul inclinomètre. Dans ce cas on postule, en première approximation, que la surface de glissement est parallèle aux vecteurs de déplacement.

II.2.5) Variation de la teneur en eau avec la profondeur

L'étude de la variation de la teneur en eau avec la profondeur fournit un nombre important de résultats significatifs. En effet, il est bien établi que si un sol est saturé, sa cohésion varie avec la teneur en eau (ou sa densité sèche). Un sol peut passer de w_p à w_L par simple variation de γ_d et sa cohésion diminue beaucoup dans ce cas. Si le sol n'est pas saturé, il présente une cohésion apparente (due aux effets capillaires qui provoquent une tension du liquide interstitiel). Celle-ci diminue pour une même densité sèche, lorsque le degré de saturation croît (cette cohésion s'annule à la saturation).

Si nous reportons la position de la teneur en eau (naturelle et à la saturation), par rapport aux limites d'Atterberg de plasticité et de liquidité en fonction de la profondeur nous pouvons suspecter la (ou les) surfaces de glissement de la manière suivante :

Lorsque la teneur en eau est comprise entre w_p et w_L ceci indique des zones plus ou moins remaniées et soulignant donc, d'une manière indirecte, la position d'une surface de glissement probable, qui serait repérée, dans ce cas par une augmentation de la teneur en eau.

Il faut bien noter, par ailleurs, qu'il ne s'agit pas de zones à plus forte teneur en eau le long desquelles le glissement se produit d'une manière préférentielle, mais d'un ramollissement, avec perte de résistance au cisaillement, des zones où se produit le glissement, par suite des déformations provoquées ; l'augmentation de la teneur en eau est un effet et non une cause.

II.3) Calcul du coefficient de sécurité

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies font l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (figure 29). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

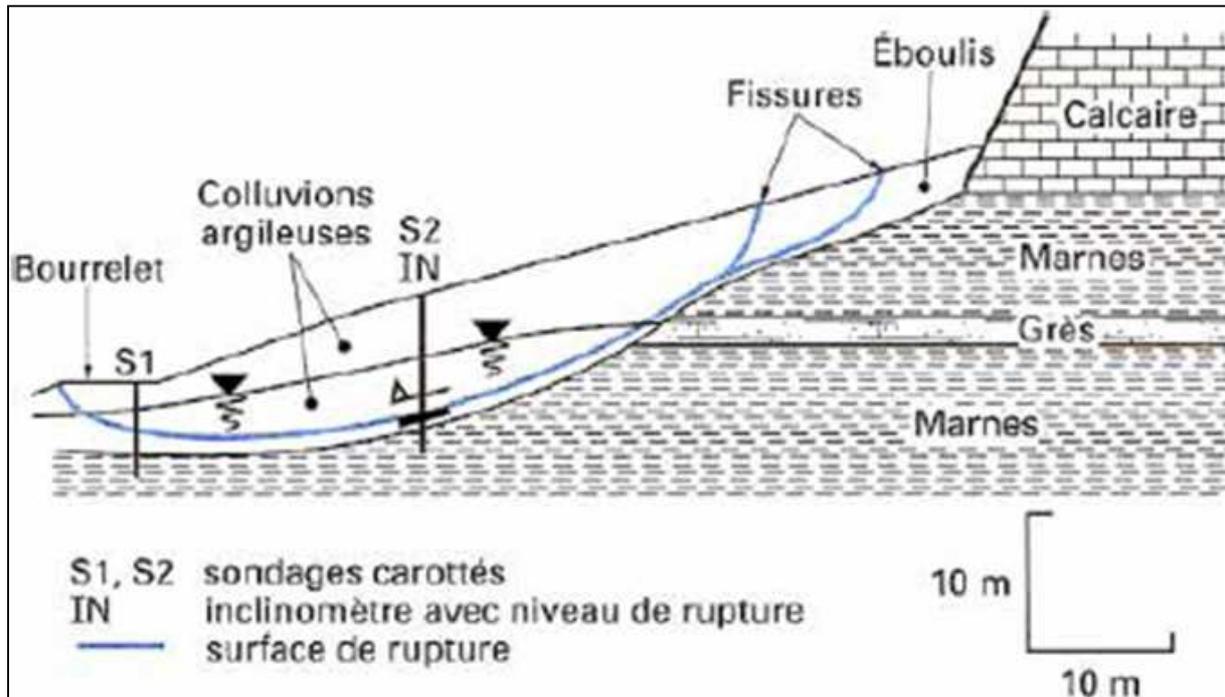


Fig.(29) : Modèle géotechnique [5]

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- poids propre du massif,
- réactions du sol en place le long de la surface de rupture,
- pressions interstitielles,
- chargements extérieurs éventuels

les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces résistantes sont supérieures aux forces qui tendent à provoquer la rupture de la pente.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

On peut en premiers lieu décomposer les glissements en deux catégories

- Glissement plan $F_s = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}}$

- Glissement circulaire $F_s = \frac{\sum \text{moments résistant}}{\sum \text{moments moteurs}}$

On peut aussi définir le coefficient de sécurité en fonction d'éléments géométrique ou à partir des caractéristiques mécaniques du sol

$$F_s = \frac{H_c}{H_{\text{reelle}}} \quad (\text{H}_c : \text{hauteur critique d'un talus})$$
$$F_s = \frac{\tau_{\text{max}}}{\tau} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{\text{max}} : \text{résistance au cisaillement de la masse du sol} \\ \tau : \text{résistance au cisaillement nécessaire pour mobiliser le talus} \end{array} \right.$$

Causes de rupture des pentes

Fondamentalement, il y a rupture lorsque la contrainte de cisaillement appliquée supérieure ou égale à la résistance au cisaillement du sol .

Causes qui augmentent la contrainte de cisaillement [17] :

- Charge ajoutée au sommet ;
- Matériel enlevé à la base ;
- Abaissement de la pression d'eau dans les fissures de traction (développée par fluage). Habituellement ce n'est défavorable sauf si la fissure est remplie d'eau. La fissure ne doit pas être profonde que le pied de la pente.

Causes qui diminuent la résistance au cisaillement [17]:

- Augmentation de la pression interstitielle sans augmentation de la charge totale ;
- Changement de la résistance avec le temps (altération, lessivage)

❖ **Glissement plan :**

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces ont la forme de courbes.

Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure (30).

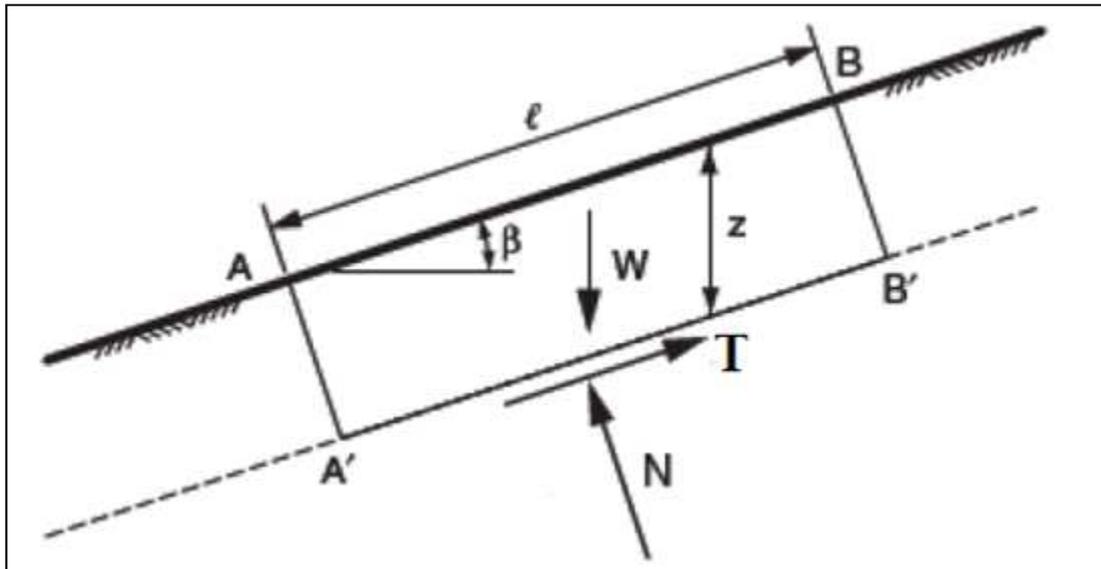


Fig. (30) : pente infinie de surface de rupture plane

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la figure (30). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc s'équilibrent les unes aux autres et peuvent se simplifier. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T, et la force normale, N, sur le plan:

$$T = W \sin\beta \text{ et } N = W \cos\beta \dots\dots\dots(1)$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure (30), le poids est exprimé en :

$$W = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \dots\dots\dots(2)$$

Où γ est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesuré parallèlement à la pente, et Z la profondeur verticale au plan de cisaillement. En substituant (2) dans (1), on obtient :

$$T = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta \dots\dots\dots(3)$$

Et

$$N = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos^2\beta \dots\dots\dots(4)$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (3) et (4) par la surface du plan (fig. 30), pour obtenir:

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta \dots \dots \dots (5)$$

Et

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \dots \dots \dots (6)$$

En substituant ces expressions dans l'équation : $\tau = \frac{c + \sigma \operatorname{tg}\varphi}{F_s}$ pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta} \dots \dots \dots (7)$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta - u) \operatorname{tg}\varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta} \dots \dots \dots (8)$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c' = 0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\beta} \dots \dots \dots (9)$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min} = 1$; soit: $\varphi = \beta$. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

❖ **Glissement circulaires :**

Parmi toutes les méthodes de calcul à la rupture, la plus largement utilisée est celle du cercle de glissement, principalement à cause de la simplicité de sa forme géométrique.

La Méthode des Tranches consiste essentiellement à découper le talus en tranches verticales et à étudier l'équilibre de ces tranches ; chaque cercle retenu comme surface de glissement potentiel est ainsi étudié : celui qui fournit la plus faible valeur du coefficient de sécurité représente la solution du problème (Fig. 31).

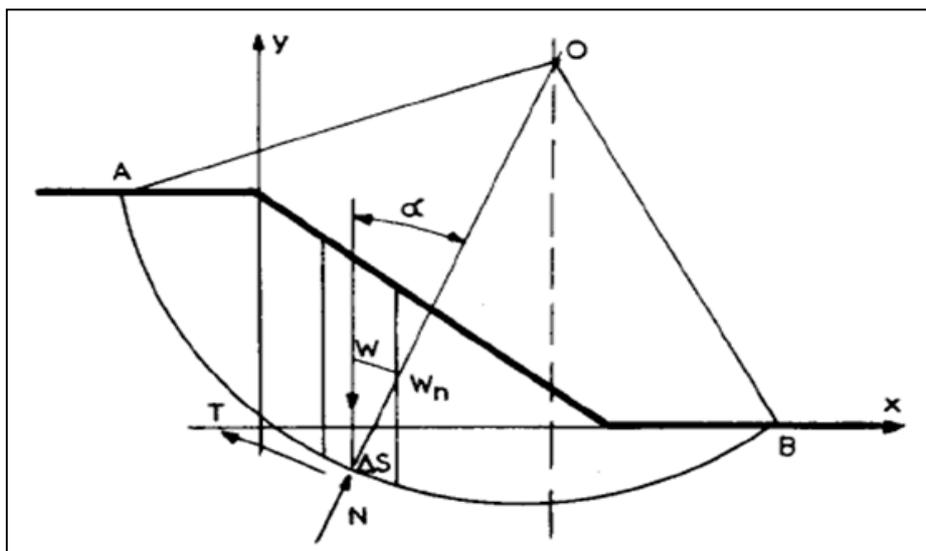


Fig. (31) : cercles de rupture avec les tranches verticales

a) Hypothèses générales

— La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement ; à cet égard, on note que si le massif en mouvement et le massif non sollicité sont tous les deux considérés comme rigides, le cercle satisfait à la condition cinématique de possibilité du mouvement.

— La résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée sur toute la surface de rupture.

b) Acceptons comme première définition du coefficient de sécurité le rapport du moment des forces résistantes au moment des forces motrices, les moments étant pris par rapport au centre du cercle.

Si on raisonne en contraintes totales, les forces motrices sont uniquement constituées par le poids W des tranches, les forces résistantes comprennent la résistance au cisaillement T ; les réactions normales N ont un moment nul par rapport à 0.

Alors :

$$F = \frac{M_R}{M_m} \dots\dots\dots(10)$$

Avec : $M_R = \sum M^t /_0 T \dots\dots\dots(11)$

Et $M_m = \sum M^t /_0 W \dots\dots\dots(12)$

$$M_R = \sum T.R = R \sum T = R \sum (c \Delta s + N \operatorname{tg}\phi) \dots\dots\dots(13)$$

(C : est la cohésion ; ϕ : l'angle de frottement interne du sol)

$$M_m = \sum W.R.\sin\alpha = R \sum W \sin\alpha = R \sum W_n \dots\dots\dots(14)$$

Si on admet que N est précisément la réaction normale directement opposée à W_n ,

$$F = \frac{\sum(C \Delta s + W_n \operatorname{tg}\phi)}{\sum W_n} \dots\dots\dots(15)$$

Si le sol est homogène :

$$F = \frac{c.AB + \operatorname{tg}\phi \sum W_n}{\sum W_n} \dots\dots\dots(16)$$

La résolution de cette relation s'obtient assez rapidement sous forme graphique.

On observera que ce mode de résolution n'a pas fait intervenir les forces latérales de part et d'autre des tranches.

c) Examinons le problème sous forme analytique, en tenant compte des contraintes effectives figure (32).

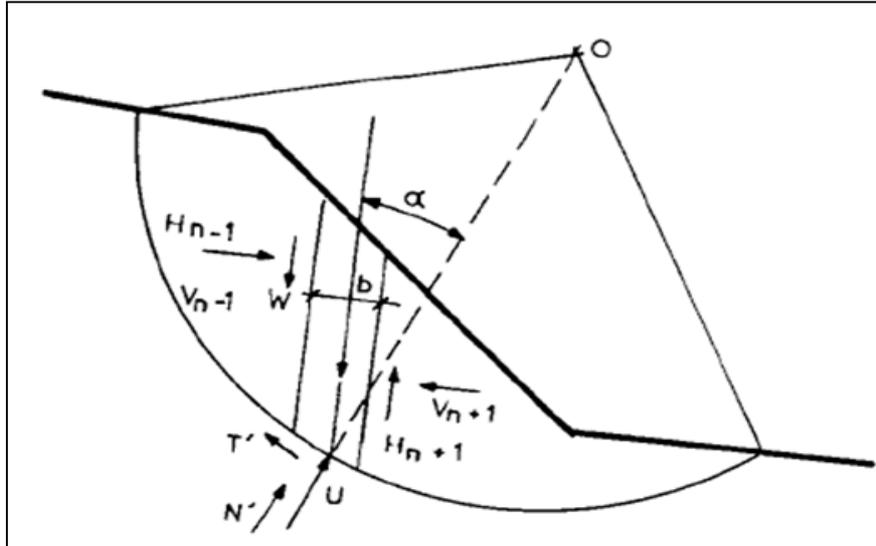


Fig. (32) : cercles de rupture avec les tranches verticales sous contraintes effectives

La tranche n a un poids W. Elle subit de la part de la tranche (n-1) une force H_{n-1} horizontale et une force V_{n-1} verticale; de même, la tranche (n+1) transmet H_{n+1} et V_{n+1} . Par commodité, on conviendra que ces forces comprennent les forces inter granulaires et les forces hydrauliques.

La réaction extérieure au massif comprend :

- la force hydraulique normale U ($U = \frac{ub}{\cos\alpha}$) ou u = pression interstitielle
- la force inter granulaire normale N' ($N' = \frac{\sigma'b}{\cos\alpha}$)
- la force inter granulaire tangentielle T' ($T' = \frac{\tau b}{\cos\alpha}$)

La question se pose de savoir quelle valeur de la résistance au cisaillement τ , fraction de la résistance au cisaillement maximale τ_{max} , doit être retenue.

On définira le coefficient de sécurité comme rapport de ces deux résistances au cisaillement:

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots \dots \dots (17)$$

En un point, soient c' et $\text{tg } \phi'$ les paramètres de la résistance au cisaillement :

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \text{tg} \phi' \dots \dots \dots (18)$$

σ' étant la contrainte normale effective figure (33)

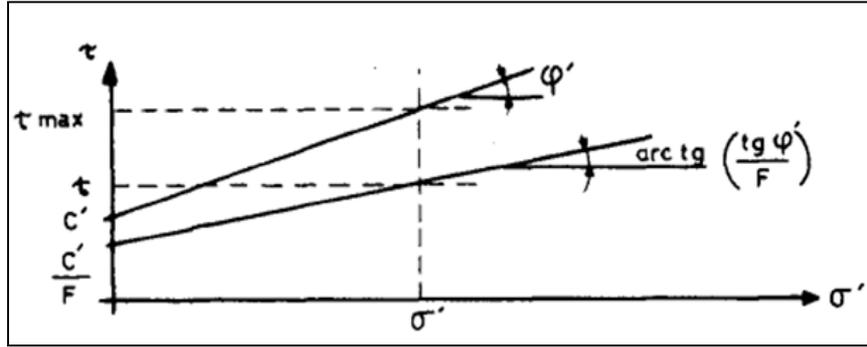


Fig. (33) : courbe de coulomb

Cette définition du coefficient de sécurité revient à admettre que σ suit la loi de Coulomb d'un matériau dont les paramètres de cisaillement sont :

$$\frac{c'}{F} \quad \text{et} \quad \frac{tg\phi'}{F} \dots\dots\dots(19)$$

Alors :

$$\tau' = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{tg\phi'}{F} \dots\dots\dots(20)$$

Le polygone des forces relatif à l'équilibre de la tranche est le suivant figure (34) :

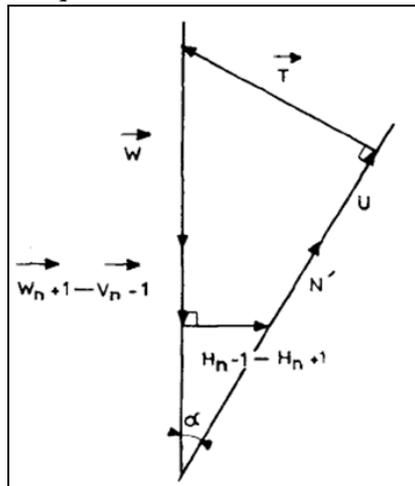


Fig. (34) : Le polygone des forces relatif à l'équilibre de la tranche

On notera que les forces latérales interviennent par les différences.

Le problème se résout en considérant les équations de projection relatives à une tranche et l'équation des moments de l'ensemble du massif.

L'équation de projection sur la normale au cercle donne :

$$U + N' - (W + (V_{n-1} - V_{n+1})) \cos\alpha + (H_{n-1} - H_{n+1}) \sin\alpha = 0 \dots\dots\dots(21)$$

L'équation de projection sur la tangente au cercle fournit :

$$\frac{1}{F} (c' + \sigma' tg\phi') \frac{b}{\cos\alpha} - (W + (V_{n-1} - V_{n+1})) \sin\alpha - (H_{n-1} - H_{n+1}) \cos\alpha = 0 \dots\dots\dots(22)$$

L'équation de moments par rapport au centre du cercle, pour l'ensemble du massif donne :

$$F = \frac{\sum(c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') b / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (23)$$

Ces trois relations fournissent l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum(c' b + (W + (V_{n-1} - V_{n+1}) - ub) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{M(\alpha)}}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (24)$$

Avec:
$$M(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F} \right) \dots \dots \dots (25)$$

La détermination exacte de F nécessiterait donc une suite d'évaluations et de rajustements des fonctions (V_{n-1} , — V_{n+1}).

- Si on admet que $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$ (Bishop, auteur de la méthode, indique que l'erreur serait alors inférieure à 1 %), on obtient :

$$F = \frac{\sum(c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi') \left(\frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F})} \right)}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{(Formule de Bishop) (26)}$$

- Si on avait admis, dans les équations (21), (22) et (23) que :
 $H_{n-1} - H_{n+1} = 0$
 $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$

(Hypothèses de la méthode suédoise), on aurait obtenu l'expression suivante de F :

$$F = \frac{\sum(c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum W \sin \alpha} \quad (27)$$

d) En conclusion :

- Si on néglige les actions entre tranches, le coefficient de sécurité F s'exprime explicitement par :

$$F = \frac{\sum(c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{(Méthode de Fellenius) (28)}$$

- Si on ne néglige que l'influence des efforts inter tranches verticaux, il vient :

$$F = \frac{\sum(c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F})}}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{(Méthode de Bishop) (29)}$$

Cette expression ne fournit pas directement la valeur de F : il est nécessaire de faire des itérations à partir d'une valeur initiale de F ; cette valeur peut être obtenue assez simplement par la méthode de Fellenius.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

En condition normale :

- Fellenius propose un seuil égale $F_s > 1.25$, il est a noté que la méthode de Féllinius date des années 1927 et ses hypothèses spécifiques est la négligance des efforts inter-tranches l'expression du coefficient de securité F_s montione ci-dessus servira comme valeur initiale dans leprocéssus itératif de Bishop.
- Bishop propose $F_s = 1.5$ (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop) ; découverte en 1955 elle est reconnue comme étant la méthode de référence dans le calcul en rupture circulaire, ses hypothèses spécifiques est la négligance des forces verticales inter-tranches.

Tableau n° 1 : Indicatif des valeurs du F_s en fonction de l'ouvrage

FS	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, en cas de rupture catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

- La méthode des Perturbations date des années 1972 elle a pour hypothèses spécifiques : La contrainte réelle à la base d'une tranche, est obtenue par perturbation d'une contrainte approchée connue

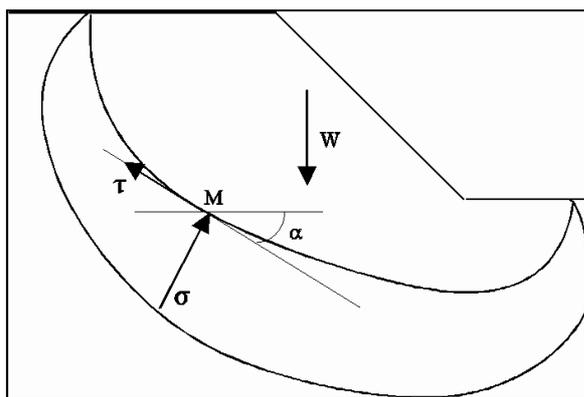


Fig. (35) : Schéma pour la méthode des perturbations

Lorsque l'on fait le bilan des forces qui agissent sur une masse de sol en mouvement, on trouve (méthode globale) :

- les forces dues à la pesanteur ; c'est le poids w ;
- les forces dues à l'eau, c'est la résultante des pressions interstitielles le long de la courbe de rupture ;

- la force de résistance au cisaillement. Sur un petit élément dl de la courbe de rupture agit la contrainte normale effective σ' et la contrainte tangentielle

$$\tau' = (c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{F} \dots \dots \dots (30)$$

En utilisant les trois équations de la statique pour décrire l'équilibre, on obtient un système résoluble si l'on fait une hypothèse sur la répartition des contraintes σ le long de la courbe de rupture.

Dans la méthode des Perturbations, cette hypothèse s'écrit :

$$\sigma = \sum \gamma_i h_i \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha) \dots \dots \dots (31)$$

($\sum \gamma_i h_i \cos^2 \alpha$ est parfois dénommée contrainte Fellenius).

λ et μ , sont avec F les trois inconnues du système des trois équations de la statique (F apparaissant au dénominateur, la solution est délicate mais possible).

Conclusion

Ce chapitre nous éclaire sur l'importance d'une étude géologique car elle permet une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques. En effet, elle nous renseigne d'une manière générale sur les zones de failles ou il faudra approfondir les recherches avec une prospection géophysique en premier lieu qui sera suivie d'une campagne de sondages mécaniques confirmatifs. Le tout dans un but de reproduire une coupe représentative du sol et du sous-sol.

On a aussi appris sur les inclinomètres leurs principes et mode de fonctionnement aussi on a pu voir l'importance de la teneur en eau et sa variation en profondeur.

Pour terminer on a donné la définition du coefficient de sécurité F_s , développer quelques méthodes de calculs notamment pour le glissement plan, le glissement circulaire par la méthode des tranches (Bishop et Fellenius) et en fin la méthode des perturbations lors de glissement avec surface quelconque.

Introduction

La stabilisation d'un glissement de terrain ne dépend pas de la surface de rupture de ce dernier mais des paramètres tels que l'origine du déclenchement ou de la réactivation.

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à analyser les causes des mouvements de la pente instable sans les empêcher dans un premier temps.

Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

La figure qui suit présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

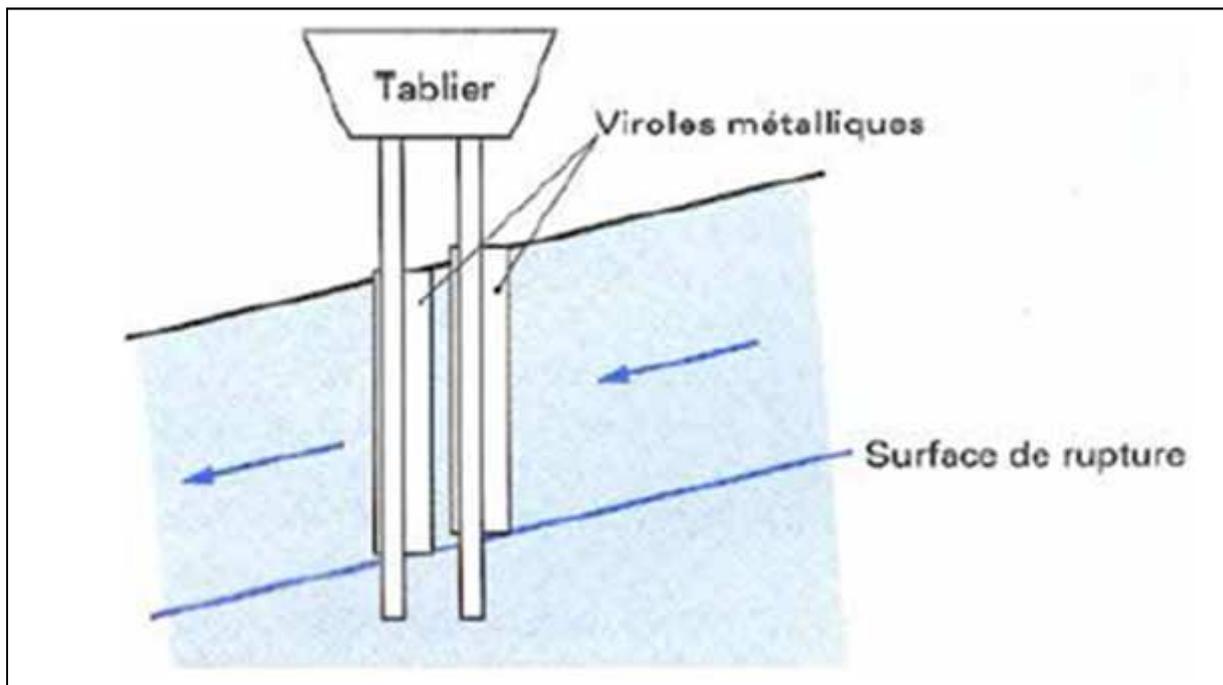


Fig. (36) ; Isolation des appuis d'un viaduc: fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ pour l'ouvrage en service.

Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3.

Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F = 1,5$.

III.1) Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

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

La figure (37) qui suit schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

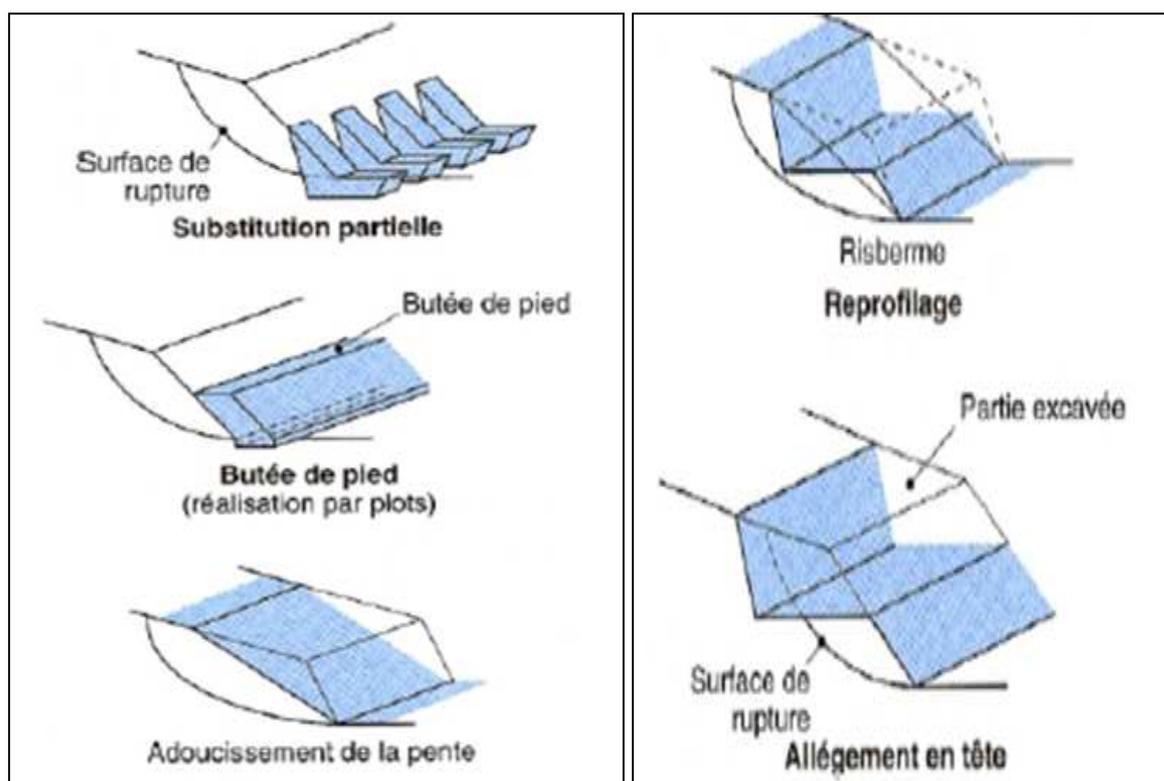


Fig. (37) : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement [5]

III.1.1) Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit

justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose (figure suivante 38) que :

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

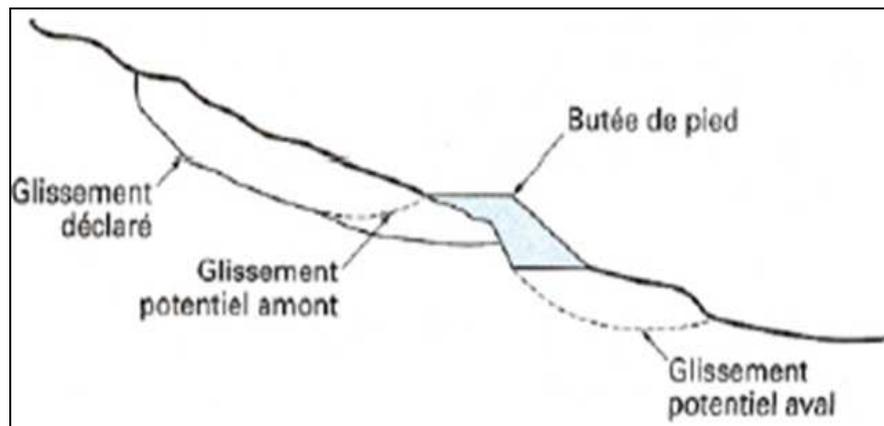


Fig. (38) : Calcul de stabilité d'une butée de pied: différentes surfaces de rupture à prendre en compte [5]

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

III.1.2) Allègement en tête

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

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

III.1.3) Reprofilage

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

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

III.1.4) Purge

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

III.1.5) Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concernés, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir les fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus (figure 37). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

III.2) Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. On peut utiliser les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

On distingue :

- les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux,
- les tranchées drainantes,
- les drains subhorizontaux,
- les masques et éperons drainants,
- les drains verticaux,
- les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

III.2.1) Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et le colmatage des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

III.2.2) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure(39), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

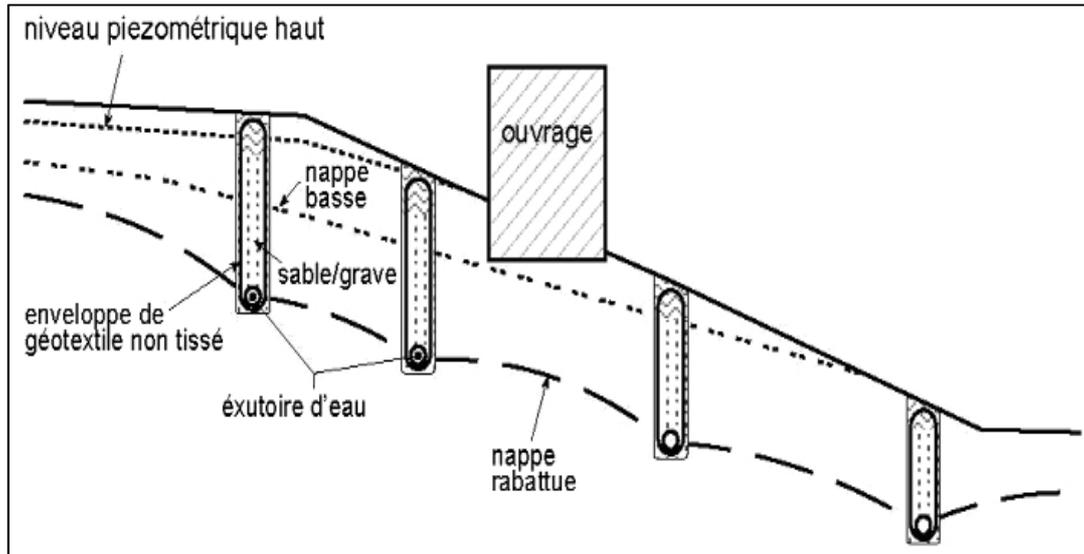


Fig. (39) : Ouvrage sur pente à stabilité précaire en nappe haute ; stabilisation par tranchées drainantes

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

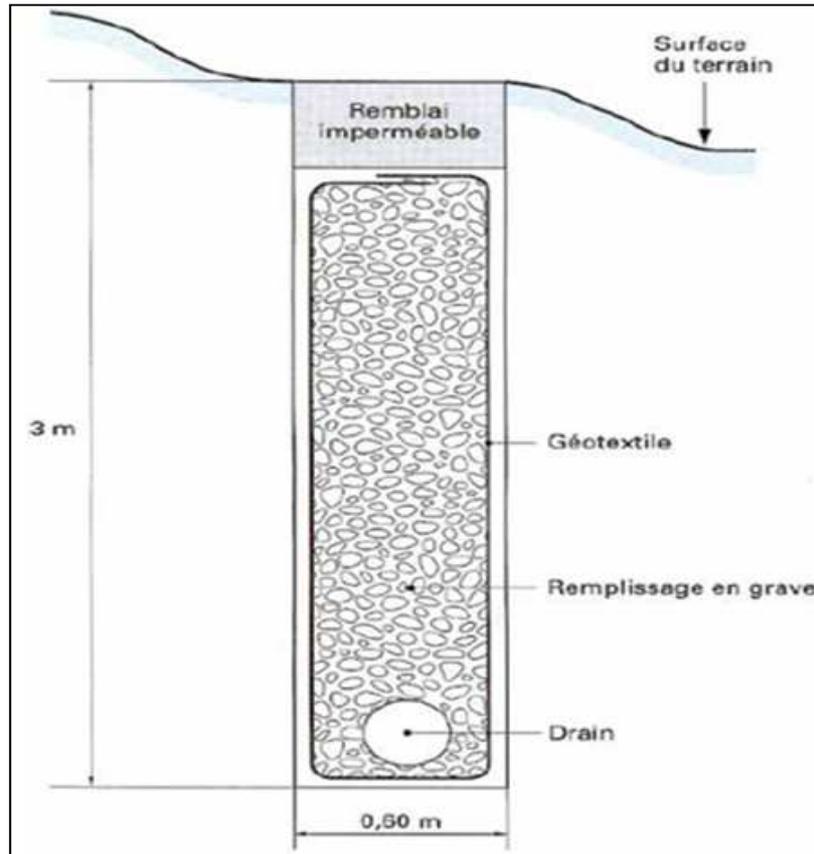


Fig. (40) : Coupe type d'une tranchée drainante [5]

III.2.3) Drains subhorizontaux

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

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

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;

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

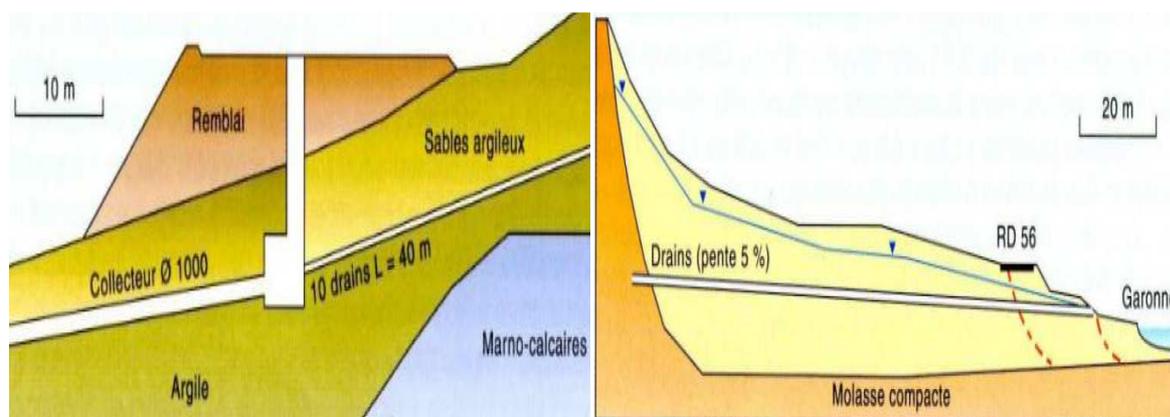


Fig. (41) [18]

Drains subhorizontaux ; Drainage du glissement
de Châtel Guyon (France)

Drains subhorizontaux ; Stabilisation de la
RD 56 à Muret (France)

III.2.4) Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité.

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

III.2.5) Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

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

III.3) Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micro-pieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

III.3.1) Ouvrages de soutènement

*Les **ouvrages rigides** ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

* Les **ouvrages souples** sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

III.3.2) Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

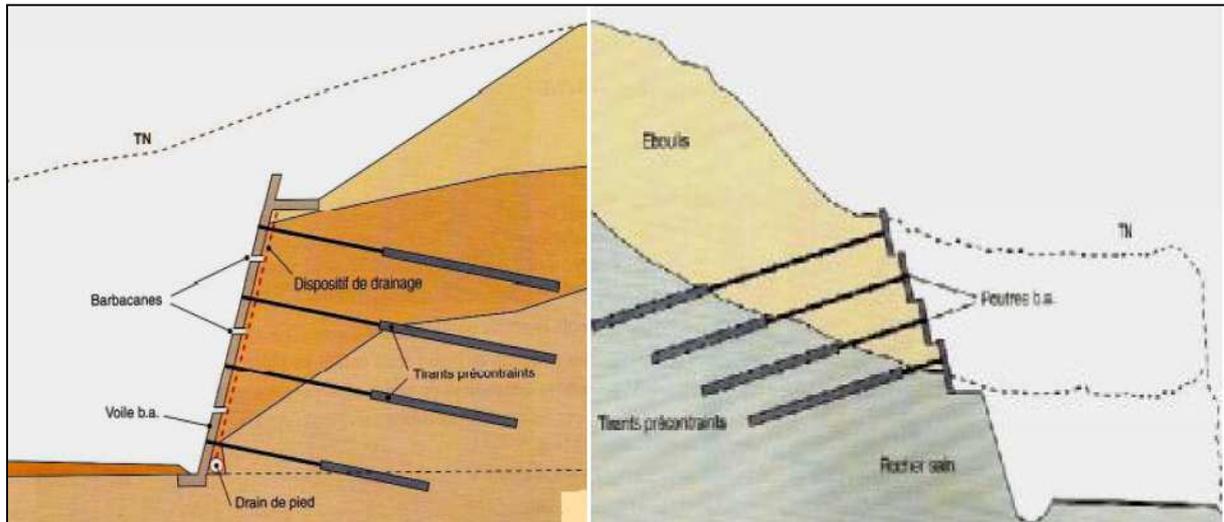


Fig. (42) : Exemple de renforcement par tirants [18]

III.3.3) Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure 43) ;
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

✓ Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par **clouage** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'ils produisent des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;

- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion.

L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

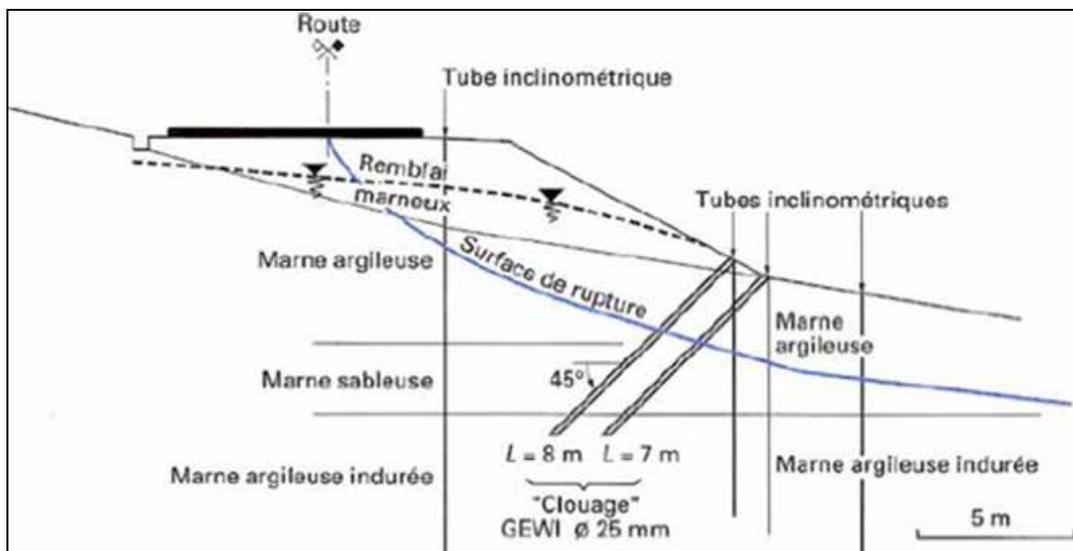


Fig. (43) : Exemple de clouage d'un glissement

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous.

Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

✓ Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent

en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

III.4) Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

Conclusion :

A travers ce chapitre on a voulu expliquer et citer quelques méthodes de stabilisation ou de confortement des glissements de terrains.

On a cité les moyens passifs de stabilisation tels que les terrassements (en rééquilibrant les masses avec les allégements de tête ou les remblais de pied ou en apportant des actions sur la géométrie avec le reprofilage de la pente) ou le drainage qui permet d'éviter l'alimentation du site en eau et d'expulser l'eau présente dans le massif instable.

Dans le cas où les solutions curatives précitées ne pourraient être envisagées techniquement ou économiquement, l'introduction d'éléments résistants s'avérerait alors indispensable malgré que ces derniers visent beaucoup plus la réduction des déformations et non des causes d'instabilité.

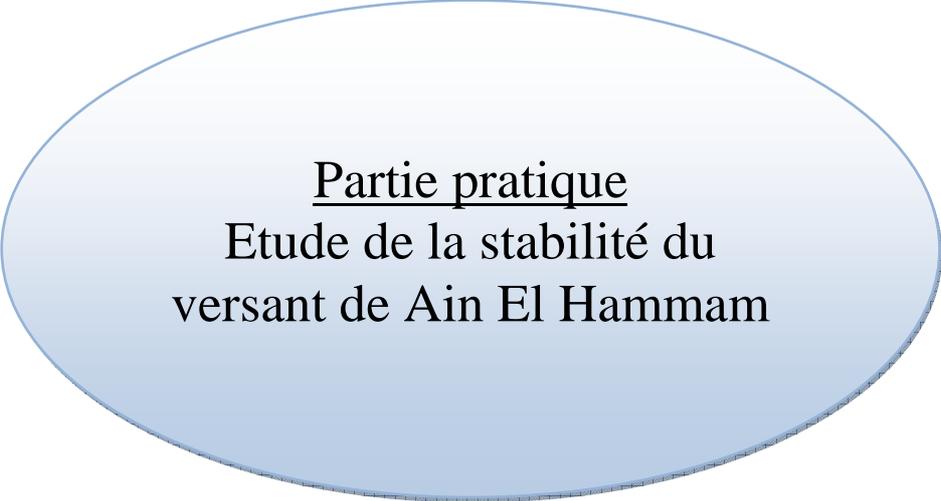
CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

A travers cette première partie, on a mis en évidence les glissements de terrains, leurs façons de se manifester et leurs ampleurs. On a classé ces dits mouvements selon leurs surfaces de ruptures potentielles (circulaires, planes ou complexes) ou selon les différentes phases de leur dynamique.

On a eu l'occasion de voir les causes les induisant ou les facteurs déclencheurs et/ou aggravants. Aussi on a cité quelques indices visibles en surface (site touché) qui pourraient éventuellement nous alerter tels que la présence de fissures sur les constructions, fissures ou déformations des routes ou alors présence d'arbres inclinés ou arrachés.

On s'est familiarisé avec le type d'études indispensables à la reconnaissance du site d'un glissement de terrain cela en passant par l'étude d'archives (cartes de phénomène, exploitation de résultats d'études réalisées antérieurement) ; études de la documentation de base (cartes géologiques et topographiques) et les essais in situ nécessaires à réaliser pour obtenir plus d'informations, sans oublier que pour une bonne interprétation de tous ces résultats l'avis d'un géotechnicien expérimenté est indispensable.

L'ensemble des études précitées ont comme aboutissement la création d'une coupe schématique représentative de la zone touchée par l'aléa, laquelle est exploitée ultérieurement lors du calcul de stabilité de la pente, qui nous permet de situer le risque encouru et enfin le type de renforcement ou de stabilisation envisageable. Dans le cas où ces derniers s'avéreraient techniquement ou économiquement impossibles, il faudrait vivre avec le risque tout en installant des systèmes de surveillance.



Partie pratique
Etude de la stabilité du
versant de Ain El Hammam

INTRODUCTION DE LA DEUXIEME PARTIE

Cette partie traite le volet pratique de l'étude de la stabilité d'un versant naturel situé dans la commune de Ain El Hammam (Wilaya de Tizi-Ouzou).

Le problème est un glissement de terrain qui touche une superficie de 12 ha dont 02 sont en zone fortement urbanisée. Cette partie est subdivisée en trois chapitres :

Chapitre I : Il porte sur la reconnaissance de base qui comprend l'étude géologique, géomorphologique et topographique de la ville de Ain El Hmnam, cela en passant en revue les cartes topographiques et géologiques ainsi que les observations directes sur le site. Les documents précités ont été obtenus des différents organismes de documentation et de contrôle. Le document de base est l'étude réalisée par GEOMICA qui est l'entreprise chargée de faire l'étude géotechnique et le suivi du cas de glissement de terrain de cette ville.

Chapitre II : Il porte sur la reconnaissance approfondie. Elle permet de mieux cerner le problème, confirmer les résultats et éclaircir les points douteux . Cela en suivant les étapes suivantes :

- des opérations de transition (étude géophysique via la méthode par sismique réfraction),
- des opérations mécaniques (sondages carottés, inclinomètres, piézomètres),
- des essais de laboratoire (sur des échantillons de sol ou d'eau).

Chapitre III : Il énumère les indices de glissement d'une part et réalise l'étude de stabilité avec l'outil de calcul TALREN4 ; d'autre part. Ceci a permis de délimiter la zone de risque qui guette la ville de AEH, met au claire les éléments déclencheurs et favorisateur et indique l'implantation des sondages. Quelques propositions de confortement, afin de stopper ou de ralentir le processus de glissement ; ont été avancées.

Introduction :

Dans ce premier chapitre, l'étude portera sur les facteurs naturels pouvant causer le glissement de terrain à savoir la géologie, la géomorphologie, la climatologie, l'hydrologie et enfin la topographie. Ces sciences nous permettront d'avoir une idée générale de la configuration du sous-sol et sur le rôle éventuel du climat (infiltrations sur la zone de risque).

I.1) Cadre géologique :

La grande Kabylie fait partie du socle cristallophyllien

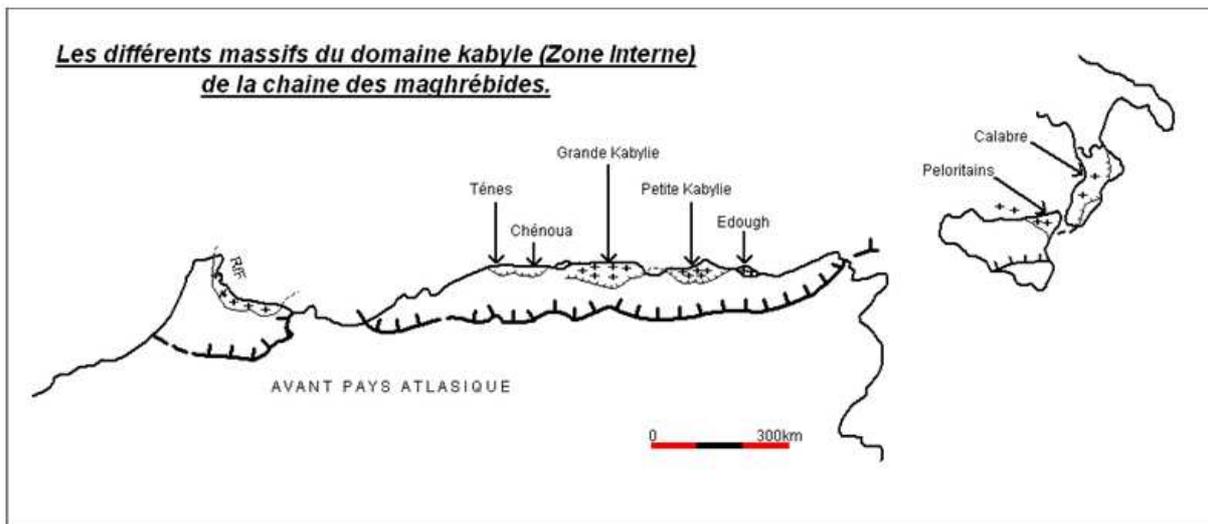


Fig. (44) : les massifs du domaine Kabyle

Les zones internes de ce segment alpin - figure ci-dessus – comporte trois ensembles géologiques distincts :

Le premier : métamorphique composé de terrains cristallins et surtout cristallophylliens.

Le second : de nature sédimentaire, peu à pas métamorphique, d'âge cambrien à carbonifère.

Le troisième : forme la dorsale (chaîne calcaire), il est d'âge mésozoïque à cénozoïque.

Le massif cristallophyllien est constitué d'une série de petits massifs, qui sont ceux de Thenia, Beni Amrane, Aissa-Mimoun-Belloua et la grande Kabylie. Il occupe une position centrale dans les maghrébines.

Ce massif est limité structurellement, au nord par les flysch Nord Kabyle, et au Sud par la dorsale Kabyle chevauchant les flysch Sud Kabyle.

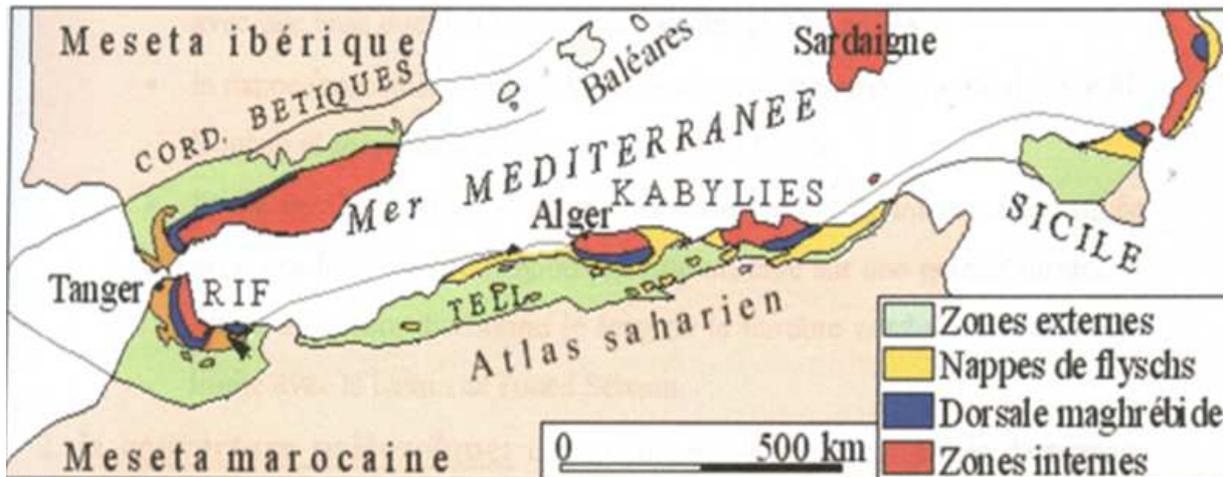


Fig. (45) : Carte structurale schématique de la chaîne maghrébidienne montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie (Durand Delga 1980).

I.1.1) Cadre géologique local

La carte géologique de Fort National (Larbaa Nath Irathène) datée de 1906 montre que la région de Ain El Hammam est localisée sur des terrains métamorphiques (terrains schisteux micacés occupant une bonne partie de la ville).

D'après l'étude géologique faite par GEOMICA (rapport de la phase II. 2009), les niveaux lithologiques du terrain sont les suivants :

- ➔ **Un ensemble schisteux** : il est constitué de schistes satinés et de micaschistes.
- ➔ **Un ensemble gneissique** : contenant les gneiss ocellés et les gneiss fins.
- ➔ **Un ensemble intrusif** : il est formé de granites, de pegmatites et d'aprites.
- ➔ **Des roches basiques** : s'exprimant par des amphibolites.

La crête qui porte la ville d'Ain El Hammam est constituée essentiellement de schistes satinés de couleur grise foncée. Dans ces schistes s'intercalent localement des bancs de quartzites.

Ces schistes présentent une schistosité de direction moyenne orientée ENE-WSW et une inclinaison de 30° à 60° vers le Sud. Cependant, on constate la présence d'ondulations et de petits replis fracturés par endroits. Cette couche de schistes satinés est en contact soit avec les micaschistes, soit avec les gneiss.

Les micaschistes apparaissent à la base des schistes satinés, leur schistosité est de direction ENE-WSW. Ces roches se débitent en plaquettes suivant leur plan de schistosité principal, elles sont de couleur crème foncée à marron claire.

Les schistes rencontrés dans ce site sont plus au moins altérés. Cette altération a été facilitée par la fracturation de la partie supérieure de la roche. L'altération produit un limon argileux de couleur rougeâtre contenant des fragments de schistes.

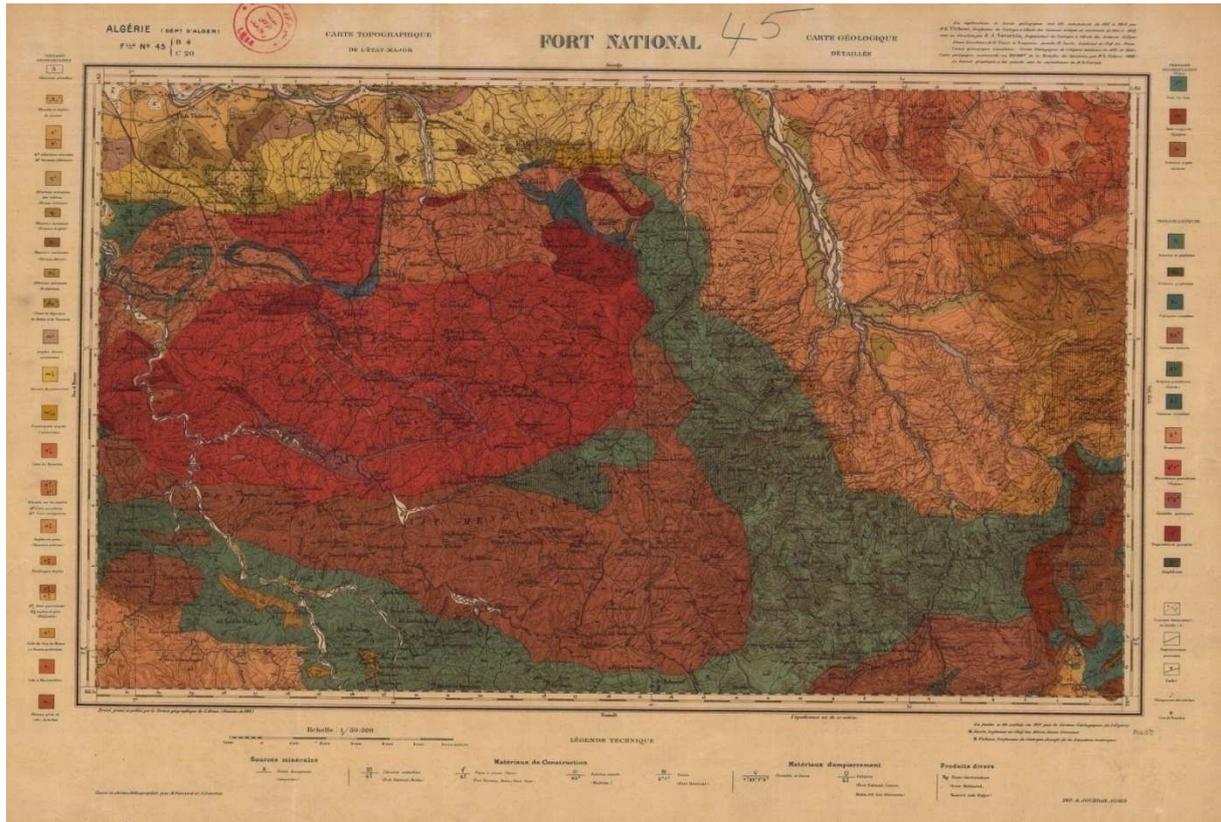


Fig. (46) : carte géologique de Fort National.



Schistes granulosités



schiste micacés



schistes et phyllades

On a pu voir clairement sur cette carte géologique que AEH et ses environs sont des terrains schisteux en général avec des caractéristiques particulières à définir dans la reconnaissance approfondie pour chaque point.

I.1.2) Cadre géomorphologique

Le versant de Ain El Hammam touché par le glissement de terrain est à forte pente, orientée généralement suivant une direction Nord-Sud. L'allure actuelle du versant est différente et a été modifiée par les travaux d'urbanisation et les terrassements réalisés en crête (la crête portant la ville d'Ain El Hammam).

L'examen des photographies aériennes permet de déterminer l'existence d'une formation de schistes sériciteux sensibles à l'altération, occupant l'espace entre les deux cols (NW 1055 et SE 1070) suivant une direction ENE-WSW. On constate aussi des indices géomorphologiques indiquant l'existence de glissements antérieurs au droit de la crête urbanisée (versant côté SW).

I.2) Cadre climatique et hydrologique

La région de Ain El Hammam est caractérisée par un climat de type méditerranéen, continental, relativement froid, pluvieux en hiver, chaud et sec en été. Les températures varient suivant les années, de 25° à 35° en juillet et août avec parfois des pics de plus de 40°.

Cette région subit annuellement des hivers assez arrosés, en effet du mois de novembre à mars cette région connaît des averses de pluies et des neiges allant des fois à plus d'1.5m de hauteur ce qui n'est pas fait pour ralentir ou arrêter la progression du glissement de terrain dont elle fait l'objet.

Pour mieux comprendre ce phénomène, on propose des tableaux et des histogrammes comparatifs des quantités de pluie et de leur répartition dans les mois pour différentes années :

I.2.1) Données climatiques de Ain El Hammam antérieures aux dix dernières années

Tableau n°2 : Valeurs des précipitations mensuelles après comblement
Données anciennes (P.SELTZER ,1913/1938)

Station	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUI	AOU	Année
Ain El Hammam	47	94	159	162	153	137	154	113	83	32	6	9	1149

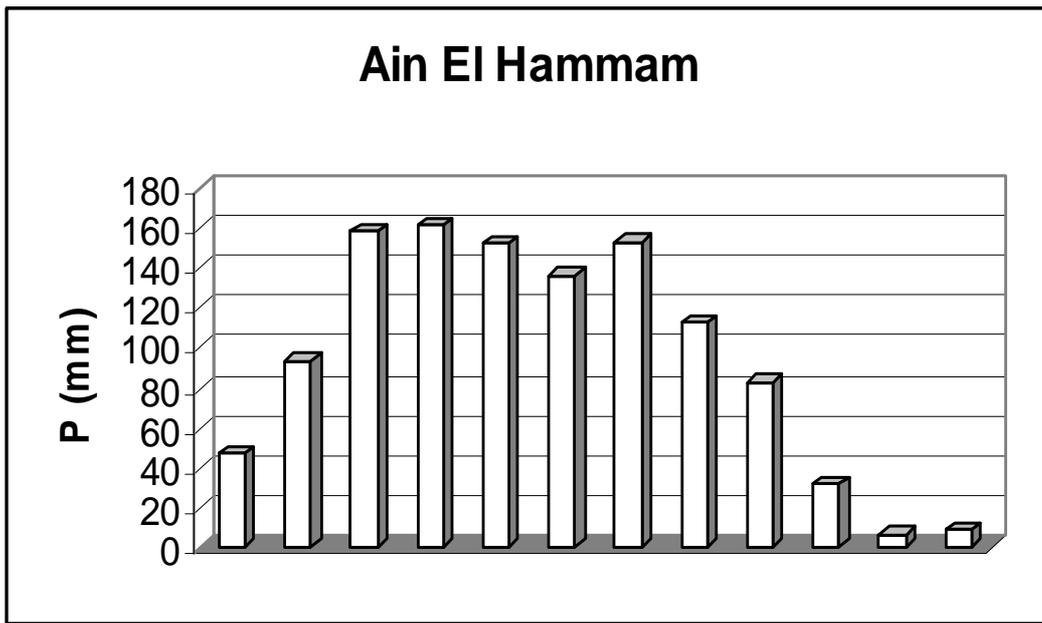


Fig. (47) : Histogramme de la période (1913/1938)

Tableau n°3 : Valeurs des précipitations mensuelles 1968/1994

Station	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUI	AOU	Année
Ain El Hammam	49.86	83.10	130.92	177.34	130.99	138.82	137.13	109.74	64.95	18.58	4.99	12.54	1058.83

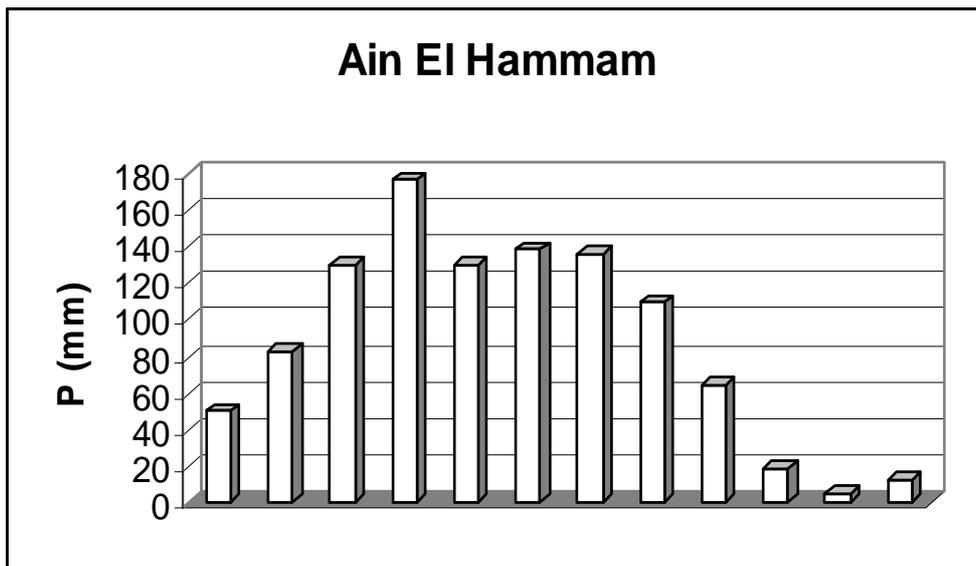


Fig. (48) : Histogramme de la période (1968/1994)

I.2.2) Données climatiques de Ain El Hammam relatives aux dix dernières années

L'analyse des données climatiques récentes mesurées à la station météorologique de Ain El Hammam, permet d'évaluer les paramètres suivants:

a-Précipitations

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Ain El Hammam, résumées sur le tableau ci-dessous, montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier.

Tableau n° 4 : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles à la station de Ain El Hammam période (1997-2006)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
P.moy (mm)	42,6	67,2	130,8	186,9	160,7	100,8	56,9	116,6	117,3	7,2	4,4	18,4

Pour la période (1997-2006), la station météorologique a enregistré une lame d'eau moyenne d'environ 84,2mm. La période pluvieuse s'étend du mois de **Novembre au mois de Janvier**. Les mois de Décembre et Janvier étant les mois les plus pluvieux avec des valeurs moyennes de 186,9mm et de 160,7mm respectivement. Le mois de juillet est le plus sec, avec une valeur moyenne de 4,4mm.

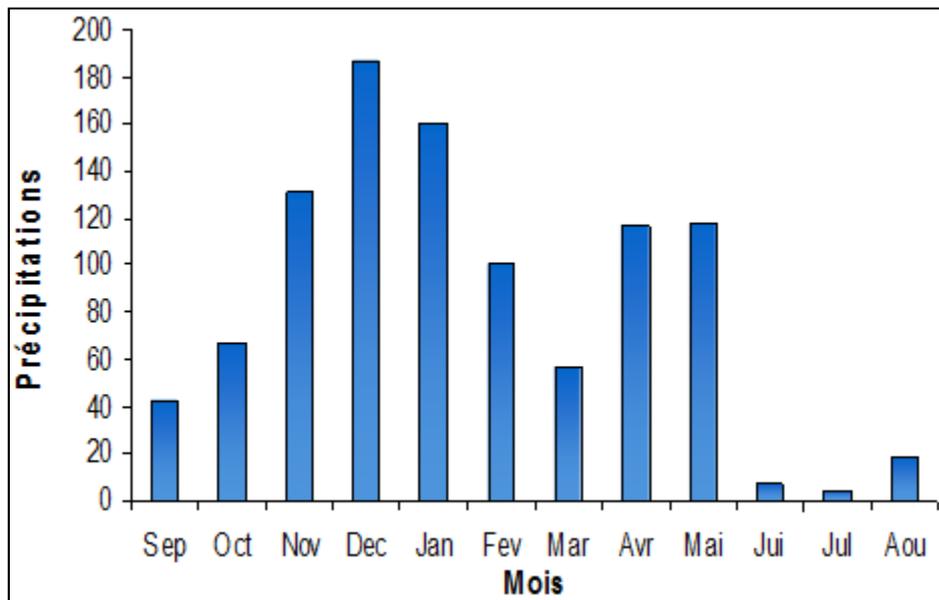


Fig. (49) : Histogramme des variations moyenne mensuelle des précipitations pour la période 1997/2006

Ce climat ne causerai pas de problème si les eaux pluviales étaient bien drainées et évacuées et ne s'infiltraient pas dans les sols, donc un des soucis majeurs de AEH est la mise en place d'un système de drainage performant comme se fut le cas lors de la colonisation.

b-Hydrologie

- **Réseau hydrographique**

Le régime hydrographique au niveau de la région étudiée est caractérisé par des cours d'eaux de type torrentiel et semi-permanent. Au niveau de la zone affectée, le réseau hydrographique se caractérise par la présence de talwegs d'importance variable orientés Nord-Sud. Ces derniers sont drainés par un oued principal situé à la sortie aval du versant.

- **Aspect Hydrogéologique**

La formation de schistes satinés et micaschistes qui caractérisent la zone étudiée constitue un excellent réservoir pour les eaux pluviales. Ces eaux s'infiltrent aisément à travers le réseau de fissures et les zones de fractures.

En effet, lors des observations effectuées sur le terrain des zones de résurgence des eaux d'infiltration ont été localisées à la sortie aval du versant qui constitue la zone affectée.

En l'absence d'étude ou de carte hydrogéologique qui inclut le zone d'étude et vu l'importance du facteur – Eau – sur l'état de stabilité du site, l'aspect hydrogéologique a été mieux cerné après réalisation des sondages carottés équipés de piézomètres, prévus au cours de la reconnaissance approfondie.

Les mesures de niveaux d'eau à effectuer permettront la mise en évidence de la présence ou pas d'eau souterraine et l'évaluation de son incidence sur la stabilité du site.

I.3) La topographie

L'étude topographique offre des détails visibles sur le terrain, qu'ils soient naturels (notamment le relief et l'hydrographie) ou artificiels (comme les bâtiments, les routes, etc.). Son objectif est de déterminer la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée. La carte topographique du site de notre étude est donnée ci-dessous:

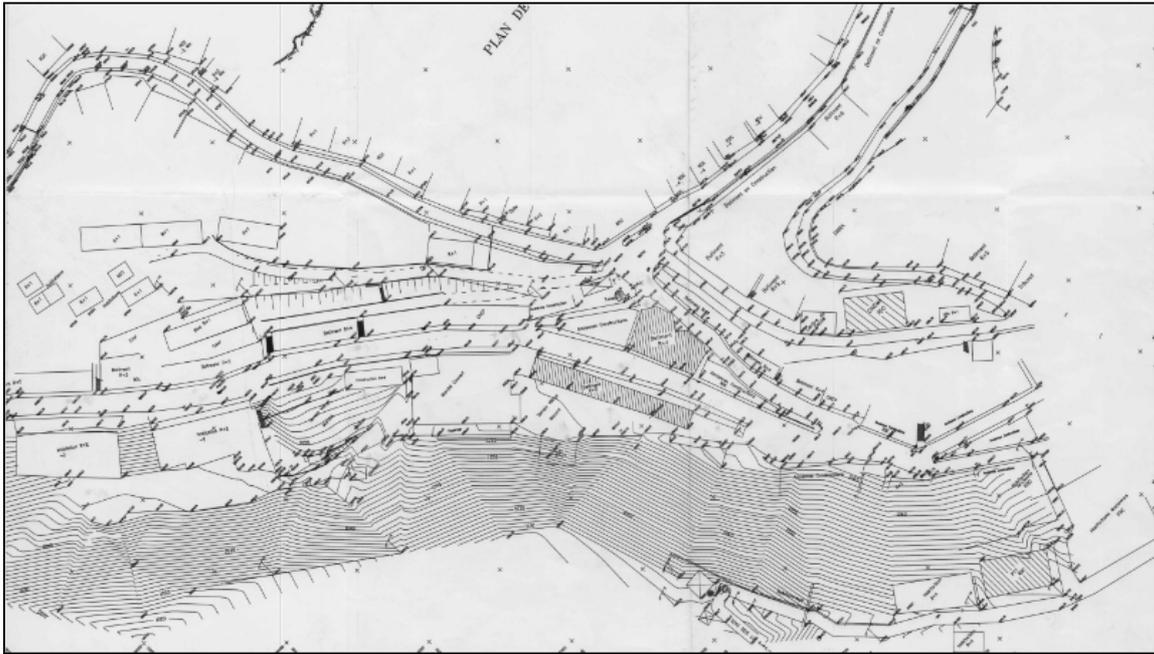


Fig. (50) : Carte topographique de la ville de Ain El Hammam

Cette étude à contribué à l'élaboration des coupe géotechniques lesquelles nous renseignent sur le pendage assez fort de la région et les altitudes élevées.

Conclusion

A travers cette reconnaissance de base, un premier constat concernant le problème de glissement de terrain qui touche AEH a été fait et on a pu voir l'action de 03 paramètres sur sa réactivation ou son accélération, qui sont principalement :

- La pente raide du versant donc la géomorphologie
- Le climat pluvieux de la région
- Le pendage et les fissures des matériaux constituant le sol et le sous sol à savoir le schiste.

Introduction

Dans ce chapitre, on procède à la reconnaissance approfondie indispensable pour maîtriser et cerner les causes du glissement de terrain qui touche la ville de Ain El Hammam. Pour ce faire, on s'appuiera principalement sur l'étude faite par le bureau d'étude GEOMICA qui a procédé à une campagne de reconnaissance approfondie très large qui comporte une reconnaissance géophysique par sismique réflexion, des sondages carottés, des inclinomètres et des piézomètres.

II.1) Etude géophysique par sismique réflexion

La reconnaissance géophysique via la méthode sismique fait l'objet d'une reconnaissance générale qui sert à apprécier la qualité et la profondeur des couches, elle sert surtout à localiser les zones de faible portance ou de fracture ; c'est une méthode qui reste simple et facile d'utilisation puisqu'elle nécessite un matériel réduit et se fait sans forage (non-destructif), elle nous renseigne sur l'importance des couches dans les terrains où le forage serait difficile ; par contre, elle ne s'utilise pas en zone urbaine et elle s'utilise à une profondeur de prospection limitée et ne peut nous éclairer sur des terrains qui se trouveraient sous une nappe phréatique.

La sismique réflexion consiste à étudier la propagation dans les différentes couches du sous sol, des ondes élastiques transmises à partir du point d'ébranlement E et la mesure des temps de parcours en différents points S_1 et S_2 où sont placés des appareils enregistreurs (sismographe ou géophone).

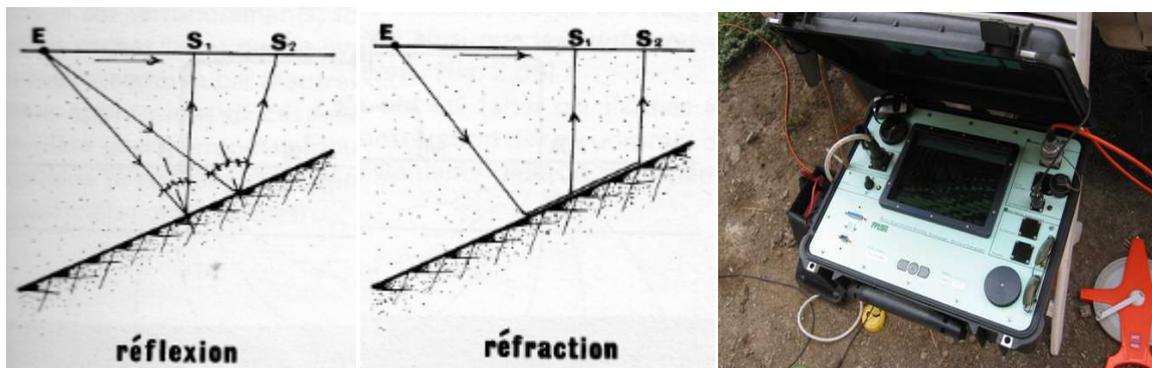


Fig. (51) : Appareillage et schématisation de la méthode sismique

Sur la zone de AEH, plusieurs profils sismiques ont été réalisés par le laboratoire d'étude de sol (σ sol-études consult). On peut clairement les apercevoir sur la carte représentée par la figure (51).

Cette méthode ne donne que des résultats d'ensemble sur les couches rencontrées. A titre indicatif, des valeurs des vitesses de propagation des ondes sont données en fonction de la nature de terrain (voir le tableau ci-dessous) : [20]

Tableau n° 5: Indication des vitesses de propagation dans différents sols

Nature du terrain	Vitesse de propagation m/s
Marne, craie, terrain tendre	1800 à 2500
Schiste, quartzites, calcaires durs	3000 à 5000
Granit	3500 à 5500

Les résultats de la prospection par sismique réfraction obtenus sur le site de Ain El Hammam pour les 07 profils sismiques effectués, sont exposés ci-dessous :

II.1.1) PROFILS SISMIQUES PS-01 Le profil PS-01 à été réalisé à l'endroit du Gabionnage situé à la limite Sud Est de la zone instable. Le dispositif de reconnaissance a été exécuté avec un pas régulier de 4.00m entre géophones.

Tableau n° 6 : Récapitulatif des résultats du profil PS-01

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-01	TN 4.00 m	460	600	1500	0.72-0.89	6.71-7.53
	TI N (G3 et G4)	/	730	1200	/	3.77-5.42
	TI R (G3 et G4)	/	800	/	/	/
	TC N	540	710	/	0.83-1.84	/
	TC R	520	740	/	0.54-1.25	/
	TI N (G9 et G10)	/	660	/	/	/
	TI R (G9 et G10)	/	750	1050	/	3.67-4.82
	TR 4.00 m	440	700	1230	0.56-0.95	4.34-5.99

L'interprétation des résultats du profil sismique PS-01 montre la présence de plusieurs terrains de vitesses sismiques différentes :

- La couche superficielle, apparaît sur une puissance variant entre 0.54 et 1.84m environ; les vitesses des ondes de compression sont lentes, de l'ordre de 440 m/s à 540 m/s, indiquant un recouvrement argileux à aspect meuble.
- Le second terrain, mis en évidence, présente des vitesses de l'ordre de 600 m/s-800 m/s ; sur une épaisseur maximale 7.53 mètres, correspond à la couverture argilo-schisteuse.
- Le troisième terrain sous jacent présente des vitesses d'ondes de compression assez rapides, de l'ordre de 1050 m/s à 1500 m/s. Il correspondrait à des schistes plus ou moins altérés.

II.1.2) PROFIL SISMIQUE PS-02 Le profil PS-02 a été réalisé du côté bas de la Maison individuelle incluant une menuiserie.

Tableau n° 7 : Récapitulatif des résultats du profil PS-02

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-02	TN 4.00 m	530	770	1420	1.28-1.46	8.69-9.24
	TI N (G3 et G4)	540	700	1250	0.35-0.63	6.75-6.93
	TI R (G3 et G4)	470	730	/	0.46-0.61	/
	TC N	410	740	/	0.53-0.78	/
	TC R	370	670	/	0.44-0.53	/
	TI N (G9 et G10)	340	740	/	0.45-0.47	/
	TI R (G9 et G10)	470	680	1480	0.42-0.71	5.06-6.53
	TR 4.00 m	530	820	1250	0.69-0.92	7.93-8.20

L'analyse des résultats de ce profil PS-02 révèle que :

- Le premier marqueur : atteint une puissance moyenne égale à 0.70 mètre environ, les vitesses des ondes de compression varient entre 340 m/s et 540 m/s ; indiquant ainsi l'aspect meuble et lâche du recouvrement superficielle ;
- Le deuxième marqueur : atteignant des vitesses de l'ordre de 670 m/s-820 m/s, sur une épaisseur maximale 9.24 m. Il correspond à la couverture schisteuse de faible consistance.
- Le troisième marqueur : plus compact, présente des vitesses atteignant 1250 m/s à 1480 m/s, recoupé à partir d'une profondeur maximale de 10.33 mètres. Il correspond au niveau plus ou moins altéré de la formation schisteuse.

II.1.3) PROFIL SISMIQUE PS-03 Le profil sismique PS-03 a été exécuté au niveau de la zone du marché (Côté Abattoir). Cinq (05) points de tirs ont été exécutés sur ce profil : deux tirs aux extrémités, deux tirs internes ; et un tir au centre du dispositif d'enregistrement.

Tableau n° 8 : Récapitulatif des résultats du profil PS-03

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-03	TN 4.00 m	440	630	1050	0.84-0.86	5.30-6.70
	TI N (G3 et G4)	/	650	1100	/	4.72-5.65
	TI R (G3 et G4)	/	670	/	/	/
	TC N	420	740	1050	0.45-0.55	3.00-4.29
	TC R	340	740	1050	0.60-0.76	2.63-3.63
	TI N (G9 et G10)	/	680	/	/	/
	TI R (G9 et G10)	/	620	1130		5.19-5.93
	TR 4.00 m	410	840	1050	1.64-1.75	3.70-4.40

L'analyse des résultats du profil PS-03 indique que :

- La couche superficielle: recoupée à partir de la surface jusqu'à 1.00 mètre en moyenne de profondeur, les vitesses des ondes de compression enregistrées varient entre 340 m/s et 440 m/s ;
- Le second terrain : apparaît également sur ce profil avec des vitesses de l'ordre de 620 m/s < Vp < 840 m/s; attribué à la couverture argilo-schisteuse.
- Le niveau des schistes plus ou moins altérés apparaissent au delà d'une profondeur moyenne de 6.00 m. Ce niveau est caractérisés par des vitesses de l'ordre de 1050 m/s à 1100 m/s.

II.1.4) PROFIL SISMIQUE PS-04 Le profil sismique PS-04 a été exécuté à la limite Sud Ouest de la zone du marché.

Tableau n° 9 : Récapitulatif des résultats du profil PS-04

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-04	TN 4.00 m	480	620	1460	1.42-1.51	6.24-6.99
	TI N (G3 et G4)	/	640	/	/	/
	TI R (G3 et G4)	/	570	/	/	/
	TC N	320	670	/	0.54-0.59	/
	TC R	330	520	/	0.42-0.47	/
	TI N (G9 et G10)	/	570	/	/	/
	TI R (G9 et G10)	/	580	/	/	/
	TR 4.00 m	/	520	1300	/	4.25-5.23

L'interprétation des hodochrones de ce profil sismique montre que ;

- Au sein de la couche superficielle, les vitesses des ondes de compression atteignent 320 m/s et 480 m/s, sur une épaisseur variant entre 0.42 m et 1.51 mètre.
- Dans le terrain sous-jacent (Couverture argilo-schisteuse et remblais), les vitesses sismiques oscillent entre 520 m/s V_p 670 m/s, sur une épaisseur maximale égale 7.00 mètres environ.
- En profondeur, apparaît un troisième marqueur : les vitesses des ondes de compression sont assez rapides, atteignant 1300 m/s-1460 m/s, à partir d'une profondeur variant entre 4.74 mètres à 8.00 mètres de profondeur environ.

II.1.5) PROFIL SISMIQUE PS-05 Réalisé dans la zone du marché en continuité des deux profils sismique PS-03 et PS-04.

Tableau n° 10 : Récapitulatif des résultats du profil PS-05

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-05	TN 4.00 m	570	740	1050	0.89-1.08	7.09-7.65
	TI N (G3 et G4)	470	600	960	0.60-0.75	4.07-5.05
	TI R (G3 et G4)	310	660	/	0.35-0.60	/
	TC N	270	740	1050	1.01-1.70	3.51-4.10
	TC R	300	620	1000	0.88-0.94	4.17-5.85
	TI N (G9 et G10)	370	740	/	/	/
	TI R (G9 et G10)	370	530	980	0.42-0.51	3.40-4.76
	TR 4.00 m	500	680	1050	0.78-0.92	5.70-6.20

La coupe géo sismique du PS-05 est représentée comme suit :

- Le premier marqueur : meuble, les vitesses des ondes de compression sont lentes : 270 m/s V_p 470 m/s, sur une puissance variant entre 0.35 m et 1.70 mètre.
- Le second marqueur : mis en évidence, représente les sols altérés, avec des vitesses de l'ordre de 500 m/s-740 m/s, et une épaisseur variant entre 3.51 m à 7.65 mètres.
- Le troisième marqueur : attribué aux schistes plus ou moins altérés, présentant des vitesses sismiques de l'ordre de 960 m/s-1050 m/s, recoupé entre les profondeurs 4.54 m et 8.35 mètres environ.

II.1.6) PROFIL SISMIQUE PS-06 Le profil PS-06 est réalisé du coté des Bâtiment 14 et 15 et l'esplanade du marché, avec des pas de 4.00 mètres entre géophone.

Tableau n° 11 : Récapitulatif des résultats du profil PS-06

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-06	TN 4.00 m	370	570	1110	0.92-1.09	6.47-9.90
	TI N (G3 et G4)	480	770	1050	0.46-1.44	3.15-4.73
	TI R (G3 et G4)	/	730	/	/	/
	TC N	400	590	1230	0.40-0.43	2.51-4.00
	TC R	280	570	1050	0.48-0.58	3.13-3.15
	TI N (G9 et G10)	470	860	/	0.54-0.70	/
	TI R (G9 et G10)	470	690	980	0.43-0.48	4.45-5.20
	TR 4.00 m	400	740	1140	0.76-1.09	8.05-10.4

L'analyse des résultats de ce profil révèle :

- La couche superficielle : apparaît sur une puissance variant entre 0.40 et 1.44 mètre environ; les vitesses des ondes de compression sont de l'ordre de 280 m/s à 470 m/s.
- Le second terrain : présente des vitesses de l'ordre de 570 m/s-860 m/s ; sur une épaisseur variant entre 2.51 à 10.4 mètres. Il correspond à la couche des remblais et à la couverture argilo-schisteuse.
- Le troisième terrain : recoupé à une profondeur moyenne de 10m mètres, présente des vitesses d'ondes de compression assez rapides, de l'ordre de 980 m/s à 1230 m/s. Il correspond à la formation schisteuse en place, plus ou moins altéré.

II.1.7) PROFILS SISMIQUES PS-07 Le profil PS-07 a été programmé à la limite Nord de la zone instable sur un affleurement de schiste à aspect rocheux. Ce profil a été exécuté spécialement sur des schistes à aspect rocheux à fin d'avoir une bonne référence sur les vitesses sismiques des schistes sains au niveau du site étudié.

Tableau n° 12 : Récapitulatif des résultats du profil PS-02

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-07	TN 4.00 m	670	1250	1860	1.50-2.19	6.56-7.48
	TI N (G3 et G4)	620	1000	1800	0.96-1.58	3.57-4.52
	TI R (G3 et G4)	610	/	/	/	/
	TC N	500	1400	/	0.61-0.68	/
	TC R	540	1300	/	0.59-0.64	/
	TI N (G9 et G10)	600	1500	/	0.66-0.70	/
	TI R (G9 et G10)	600	1300	/	0.50-0.60	/
	TR 4.00 m	650	1400	1900	2.41-2.56	5.81-8.62

L'interprétation de la coupe géo-sismique tracée à partir des hodochrones de ce profil montre la présence de trois couches :

- Le couche superficielle meuble, présentant des vitesses lentes : $500 \text{ m/s} < V_p < 670 \text{ m/s}$, sur une puissance variant entre 0.50 m et 2.56 m.
- La seconde couche, caractérisée par des vitesses sismiques de l'ordre de 1000 m/s à 1500 m/s, atteint une épaisseur variant entre 3.57 et 8.62 mètres, représentant les schistes plus ou moins altérés.
- En profondeur, le substratum schisteux sain et compact a été recoupé à partir d'une profondeur moyenne variant entre 5.30 m et 9.70 m, les vitesses d'ondes de compression sont rapides. Elles sont de l'ordre de 1800 m/s à 1900 m/s.

En conclusion, on peut dire que : PS :01 à PS :06 qui ont été réalisés dans la zone de risque on a affaire à 03 types de terrains avec des V_s différentes :

- La 1^{ère} Couche :
 - ✓ V_s 270 à 480 m/s
 - ✓ Faible épaisseur
 - ✓ Terrain meuble et lâche
- La 2^{ème} couche :
 - ✓ V_s 500 à 860 m/s
 - ✓ Epaisseur variable
 - ✓ couverture argilo-schisteuse altérée et décomprimée
- La 3^{ème} couche :
 - ✓ V_s 960 à 1500 m/s
 - ✓ formation schisteuse plus ou moins altérée

PS : 07 qui a été réalisé au Nord de la zone instable, on a trouvé encore 03 types de terrains avec des vitesses plus élevées que celles trouvées lors des PS 01 jusqu'à PS 06 :

- La 1^{ère} couche :
 - ✓ V_s 500 à 670 m/s
 - ✓ Epaisseur moyenne (1.86 m)
 - ✓ Recouvrement

- La 2^{ème} couche :
 - ✓ Vs 1000 à 1500 m/s
 - ✓ Terrain intermédiaire d'épaisseur allant de 3.57-8.62 m
 - ✓ Schistes plus ou moins altérés
- La 3^{ème} couche :
 - ✓ Vs 1800 à 1900 m/s
 - ✓ Epaisseur variant de 5.30 à 9.70 m
 - ✓ substratum schisteux sain et compact

II.2) Etude par sondages carottés

Les sondages sont des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface du sol des échantillons de terrains prélevés en profondeur. Ils sont utilisés lors d'une reconnaissance sérieuse comme celle qui a été pratiquée au niveau de Ain El Hammam, dans le souci de connaître les couches du sous sol, leurs profondeurs et leurs épaisseurs.

Sur la zone de AEH, 05 sondages carottés ont été réalisés, les points de sondage sont choisis en fonction des zones les plus touchées ou les indices d'instabilité sont les plus catastrophiques. A partir de mars 2009, les investigations ont été lancées par le laboratoire **CTE GEOMICA** pour effectuer l'étude géotechnique au niveau **de la zone du glissement de Ain El Hammam**, ceci pour répondre à la demande de la Direction de l'Urbanisme et de la Construction de la Wilaya de Tizi-Ouzou.

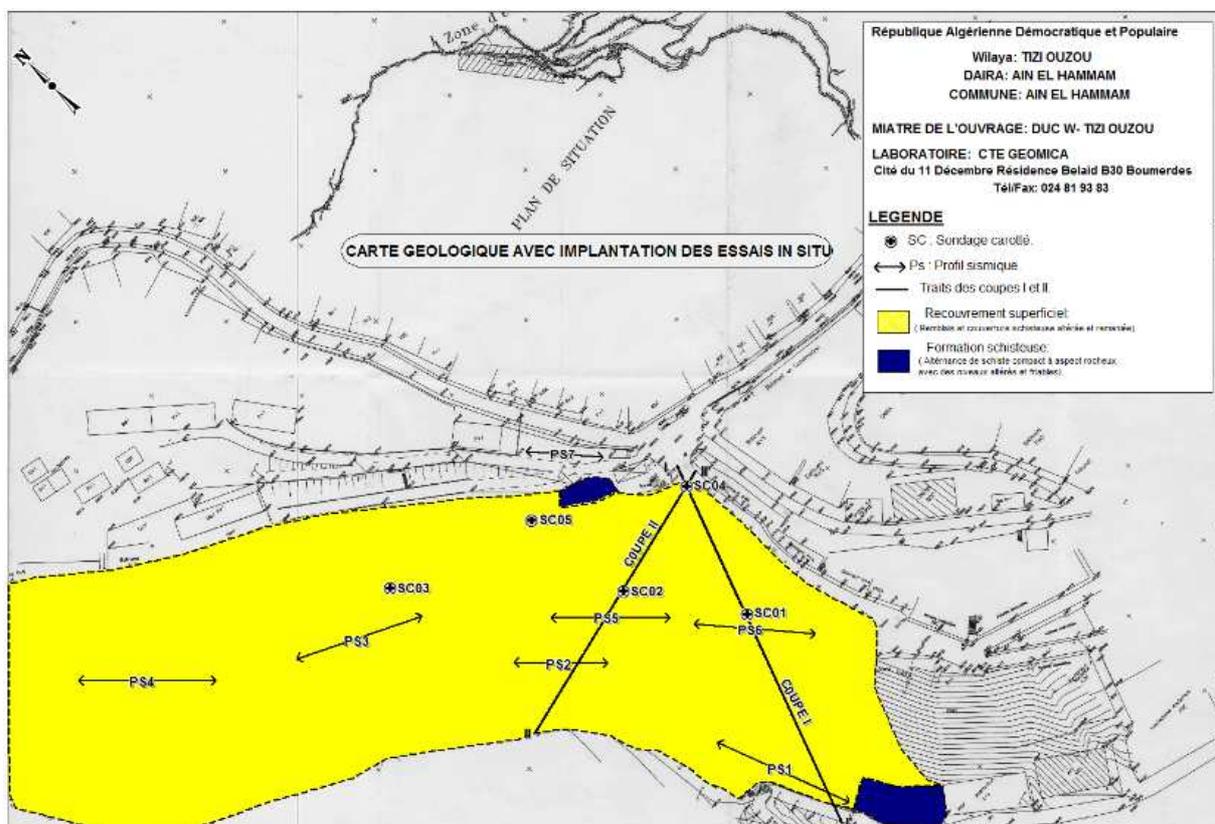


Fig. (52) : Point d'implantation des sondages carottés des profils sismiques et des coupes géologiques [19]

Chapitre II : Reconnaissance approfondie

Lors de ces sondages mécaniques, des échantillons représentatifs des couches de sol traversées ont été remontés à la surface, dans le but de tirer tous les renseignements concernant la nature, l'état, l'épaisseur et les caractéristiques de chaque couche rencontrée. Des détails sur la coupe de chaque sondage effectué sont mentionnés dans ce qui suit :

II.2.1) SC01 : les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau n°(13) :

Tableau 13

Profondeur(m)	Nature Lithologique
0<y <8.5	Recouvrement superficiel (remblai et couverture argilo-limoneuse à élément de nature schisteuse)
8.5< y<13	Schistes très altérés à rares élément de quartz
13<y<18.5	Schiste grisâtre de consistance rocheuse
18.5<y<21	Schiste plus ou friable (récupéré sous forme de sable très fin avec des passées de consistance rocheuse)
21<y<26	Schiste plus ou friable (récupéré sous forme de sable très fin)
26<y<30	Schiste grisâtre de consistance rocheuse à élément de quartz)

II.2.2) Résultat du SC 02 : les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau n°(14) :

Tableau 14

Profondeur(m)	Nature Lithologique
0<y<5	Recouvrement superficiel (remblais et couverture argilo limoneuse à élément de nature schisteuse)
5<y<7	Schiste friable récupéré sous forme de sable très fin
7<y<15	Schiste satiné grisâtre à aspect rocheux avec un passage d'un niveau altéré et friable entre 12.5(m) et 13 (m)
15<y<17	Schiste oxydé et très altéré
17<y<20	Schiste satiné grisâtre compact et à aspect rocheux

Chapitre II : Reconnaissance approfondie

II.2.3) Résultat des SC03 : les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau n° (15) :

Tableau 15

Prof (m)	Nature Lithologique
0<y<10	Recouvrement superficiel (remblais et couverture argilo limoneuse à élément de nature schisteuse)
10<y<15	Schiste friable (récupéré sous forme de sable très fin rares éléments de quartz)
15<y<24	Schiste altéré et oxydé
24<y<30	Schiste grisâtre, de moyenne consistance

I.2.4) Résultats du SC04 : les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau n° (16) :

Tableau 16

Profondeur (m)	Nature Lithologique
0<y<5.5	Recouvrement superficiel (Remblais et couverture argilo limoneuse à éléments de nature)
5.5<y<8.5	Schiste grisâtre de consistance rocheuse
8.5<y<10.5	Schiste friable et peu consistant (Récupéré sous forme de sable fin)
10.5<y<13.5	Schiste grisâtre de consistance rocheuse
13.5<y<16	Schiste friable et peu consistant (Récupéré sous forme de sable fin)
16<y<20	Schiste grisâtre de consistance rocheuse

II.2.5) Résultats du SC05 : les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau n° 17 :

Tableau 17

Profondeur (m)	Nature Lithologique
0<y<3.5	Recouvrement superficiel (Remblais et couverture argilo limoneuse à éléments de nature schisteuse).
3.5<y<9.5	Schiste altéré et très oxydé
9.5<y<11.5	Schiste friable (Récupéré sous forme de sable très fin)
11.5<y<14.5	Argile schisteuse et finement sableuse, très peu consistante
14.5<y<15	Schiste grisâtre de consistance rocheuse, à éléments de Quartz

II.2.6) Conclusion sur les sondages mécaniques

A partir de cette série de sondages il en ressort que les résultats sont assez concluants pour dire que le terrain supportant la ville de Ain El hammam est de nature schisteuse jusqu'à une profondeur de 30 m. C'est la raison pour laquelle on s'attardera sur ce matériau pour étudier ses différents types, sa nature chimique et minéralogique ainsi que ses caractéristiques mécaniques.

II.3) Les schistes

II.3.1) Définition de matériau schiste

Le schiste est une roche métamorphique dans laquelle les cristaux de la minérale principale sont disposés en couches parallèles et formant un grand feuillet bien développé. La roche schisteuse est affectée d'une texture particulière appelée schistosité ou foliation provenant de la transformation des argiles par déshydratation. Sous l'action des pressions orientées, les minéraux argileux de la roche d'origine se réorientent tous perpendiculairement aux contraintes. Lorsque le métamorphisme est faible : les schistes sont généralement ardoisiers ; les roches soumises à un métamorphisme plus fort ne sont plus des schistes mais des micaschistes : le schiste se forme généralement dans les conditions de faible température et de forte pression, il se trouve en couleur noir à gris foncé sans brillance.

II.3.2) Les différents types des schistes

Les schistes varient selon leur composition. Une argile pure donnera un schiste pur tendre feuilleté, mais une argile sableuse donnera un schiste gréseux plus compact et plus dur. On peut distinguer plusieurs types de schiste dont les principaux sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau n° 18 : Indication sur la famille des schistes issus du métamorphisme général

Schistes du métamorphisme général				
Schiste du métamorphisme général très faible		Schiste du métamorphisme général faible		Schiste de métamorphisme général plus fort
Schistes bitumineux	Les schistes ardoisés	Schiste satinés	Schiste talqueux	Micaschistes
-Contient du bitume naturel -riche en matière organique	-schistosité à grain fin homogène et satiné -couleur noire grise ou violacée -constituant principal : argile	-teinte grise à surface blanchâtre -satinée à cause du serriste	-contient du talc accompagné de micas et de quartz	-Dérive d'une roche argileuse -avec une composition minéralogique complexe - constituée principalement des quartzs, des micas blanc et noire et des feldspaths

Tableau n° 19 : Indication sur la famille des schistes issus du métamorphisme de contact et quelconque

Schiste du métamorphisme de contact et quelconque			
Schistes tachetés	Les schistes ampélites	Les schistes marneux	Les schistes houillers
-En général de couleur grise à noire	- schistes noirs alunifères et charbonneux - riches en pyrite et en matières organiques	- mélanges de schiste argileux et des marnes	- riche en micas d'étriques en général blancs

II.3.3) La schistosité

La schistosité se développe lorsque la déformation a dépassé un certain seuil. Une schistosité naissante peut se développer localement par exemple dans les Carnières de plis lorsqu'elle est affectée de vastes ensembles rocheux. C'est le résultat de roches qui ont été maintenues dans des conditions naturelles d'enfouissement et de pression adéquate. Ce phénomène correspond à un métamorphisme régional plus ou moins marqué.

II.3.4) La composition minéralogique des schistes

Parmi les principaux schistes figurent :

- les micaschistes,
- les chloritoschistes
- les talcs schistes.

Généralement, le quartz est le minéral secondaire. La roche schisteuse la plus courante et la roche métamorphique la plus commune après le gneiss est le micaschiste. Il se compose de mica, habituellement sous forme de biotite ou de muscovite et de quartz en quantité moindre. Les schistes qui contiennent des minéraux secondaires sont désignés par le minéral secondaire le plus important : micaschiste à grenat, calcifère, etc....

❖ Les principaux minéraux qui constituent le schiste sont :

- a) **Quartz** : c'est un minérale de couleur grise a éclat huileux (vitreux). Il est en général transparent mais peut aussi être coloré (en blanc laiteux, en violet, noire). Il est dur mais sa résistance aux chocs est très faible.
- b) **Micas** : ils ont la forme de piète plaques brillantes blanches ou noires, ils sont tendres et rayables à l'angle et ils peuvent se débiter en fines lamelles. Ils sont clivables.
- c) **Pyrite** : sulfure de fer cristallisant sous forme de cristaux bien définis ainsi qu'en masses amorphes. Ce minéral est de couleur jaune cuivre, il est opaque et présente un éclat métallique.
- d) **Argile** : roche plastique imperméable et résiste quand elle est imbibée d'eau. Les argiles constituent un groupe d'aluminosilicates hydratés formées par l'altération de roches feldspathiques comme le granite.
- e) **Feldspath** : important groupe de minéraux composés d'aluminosilicates de potassium de sodium de calcium, ils apparaissent en cristaux simple ou en masse
- f) **Talk** : le talk est l'un de ces minéraux qui rend le touché souvent doux et soyeux. Il est composé d'acide de méta-silicate de magnésium.
- g) **Humatite** : minérale et minerai de fer le plus abondant composé d'oxyde de fer, il apparait sous forme de cristaux translucides qui varie du gris foncé au noire avec un lustre métallique brillant.
- h) **Chlorite** : elle se cristallise en petites paillettes marquant la schistosité.
- i) **Graphite** : il se présente en filets parallèle à la schistosité.
- j) **Oxyde** : il se présente en baguette allongée.

Le schiste est également riche en silice aluminium et en fer, environ 60% de silice 15% d'aluminium (AL 203) avec des minéraux accessoires constitué de potassium (K) et de calcium (Ca).

II.3.5) Localisation géographique des schistes dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Les schistes sont disponibles en quantités très importantes et ils sont abondants dans tout le massif de la grande Kabylie. Par exemple Tigzirt, Ain-El-Hammam, Ait-Aissa Mimoune,... Voir la carte de localisation du matériau schiste au niveau de la grande Kabylie. Les glissements de terrain comptent parmi les risques géologiques les plus importants. La présence du matériau schiste sous un état fragilisé est un paramètre déclenchant du

phénomène. Son influence sur le glissement de terrain de Ain EL Hammam fera l'objet du prochain paragraphe.

L'étude faite par les deux laboratoires spécialisés «ORGM et CETIM » de BOUMERDES dans le but d'identifier les caractéristiques pétrographiques et minéralogiques des schistes de la zone instable et d'évaluer le pourcentage des minéraux constituant ces schistes a démontré que ce matériau est fragile. Ceci est justifié par la quantité de quartz qui n'est pas importante ; en revanche les minéraux argileux sont prédominants, ce qui rend le matériau fragile et friable. Les deux études démontrent que le schiste étudié est un mélange de minéraux argileux (chlorite, albite kaolinite et micas...), de quartz et d'un pourcentage négligeable des oxydes et hydroxydes de fer.

II.4) Etudes des inclinomètres et des piézomètres

II.4.1) Inclinomètre

L'inclinomètre est un appareil circulant dans un tube spécial qui traverse la surface de glissement. Ce dispositif permet de mesurer la vitesse et la profondeur du déplacement.

Le système de mesure inclinométrique sert à déterminer les déplacements (changement d'inclinaison) perpendiculaires à l'axe du forage (tubes) pour un grand nombre de points de mesure le long d'un forage.

En pratique, ce système mesure les déformations du sol/rocher suite à un changement de la stabilité du terrain. La position, l'envergure et la direction d'une zone de glissement peuvent être ainsi définies. Le contrôle et l'observation de fouilles, versants instables, failles etc. sont ainsi facilités.

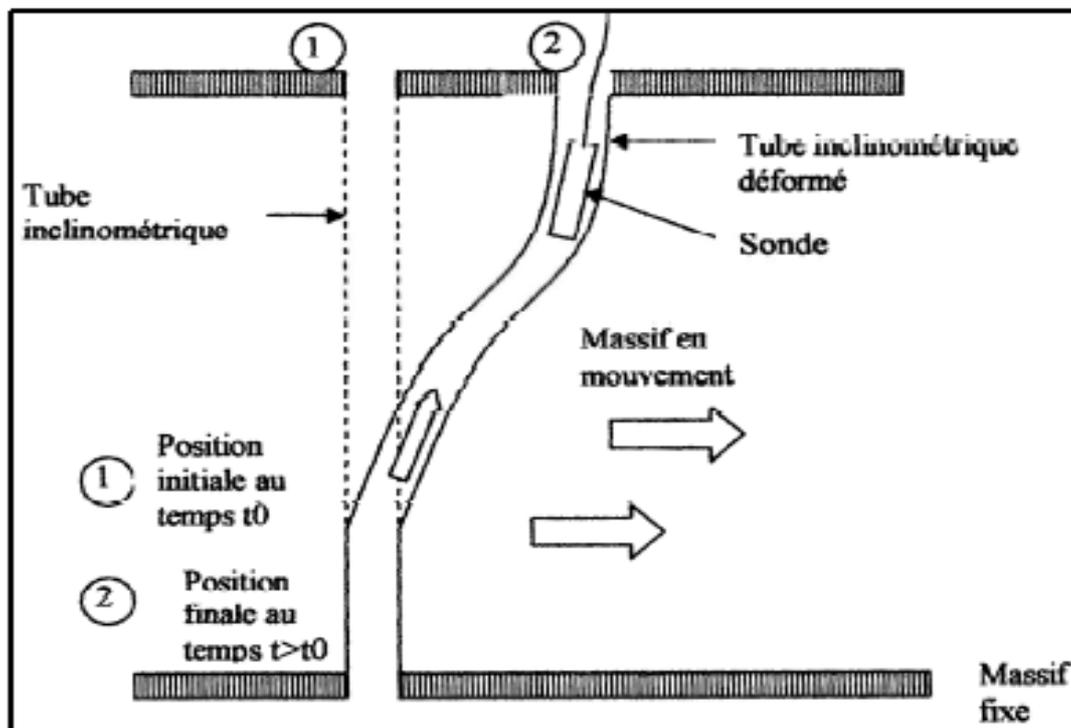


Fig. (53) : Inclinomètre

Chapitre II : Reconnaissance approfondie

Les sondages inclinométriques ont été disposés près des immeubles dont l'état de dégradation très avancés, les mesures données dans le rapport GEOMICA ont été très rapprochées dans le temps afin de pouvoir évaluer le risque qu'encourt les occupants de ces immeubles et aider à la prise à temps des décisions adéquates.

Dans les tableaux qui suivent sont donnés les résultats inclinométriques :

Tableaux n ° 20 : Résultats des mesures inclinométriques [19]

Sondage inclinométrique	Lecture	Date de lecture	Direction principales A (coté sud)	Diréction Secondaire B (coté est)
SC 2 Coté BTS 14 et 15	L0 (Mesure d'étalonnage)	07/04/09	-	-
	L1	15/04/09	Déplacement maximal=2.2cm	Déplacement maximal=0.32cm
	L ³	28/04/09	Déplacement maximal=7cm	Déplacement maximal=1.72cm

sondage iclino-métrique	Lecture	Date de lecture	Direction principale (coté sud)	Direction secondaire (coté est)
SC 4 Coté Bt 19	L0	15/04/09	-	-
	L1	21/04/09	-	1.10cm
	L2	28/04/09	Déplacement maximal=7.7cm	-

Les résultats de ces mesures inclinométriques, malgré qu'elles fussent rapprochées dans le temps, ont donné néanmoins des déplacements qui ne peuvent que confirmer la présence d'un glissement de terrain et ce dans le sens de la pente principalement et aussi vers le côté Est.

Ces résultats ont attesté de l'importance des déformations subites par les bâtiments 19,14 et 15, et ils ont aussi reflété le caractère très actif du mouvement. Ces mesures inclinométriques ont aussi mis en évidence le caractère profond du glissement de terrain, puisque des déformations ont été enregistrées à des profondeurs de 16m au niveau du sondage Sc04 et avoisinant les 17m concernant le sondage inclinométrique Sc02, ce qui reviendrait à dire qu'en plus de la couche du recouvrement superficiel, la formation schisteuse en place, alternant des niveaux rocheux et des niveaux friables et altérés de schiste, est aussi impliquée. Cela dit des surfaces de ruptures encore plus profondes ne sont pas à exclure.

II.4.2) Piézomètre

Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde (poids ou contacteur électrique). Il existe des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube. Ils sont aussi utilisés afin de

réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Cela est souvent le cas après une pollution de la nappe.

Afin d'identifier la présence et de mesurer la profondeur de circulation des eaux souterraines au niveau du site étudié, trois des cinq sondages programmés ont été équipés de piézomètres. Il s'agit des sondages S01, S03 et S05.

Il y a lieu de noter, qu'après les premières mesures de niveaux d'eau, le piézomètre du sondage n°Sc03 a été obstrué par les riverains et ceux des sondages n°Sc01 et Sc05 ont été endommagés par le mouvement du terrain. Ainsi que Les mesures de niveaux d'eaux effectuées au niveau des trois sondages ont enregistré des pertes d'eau dans les trous des forages.

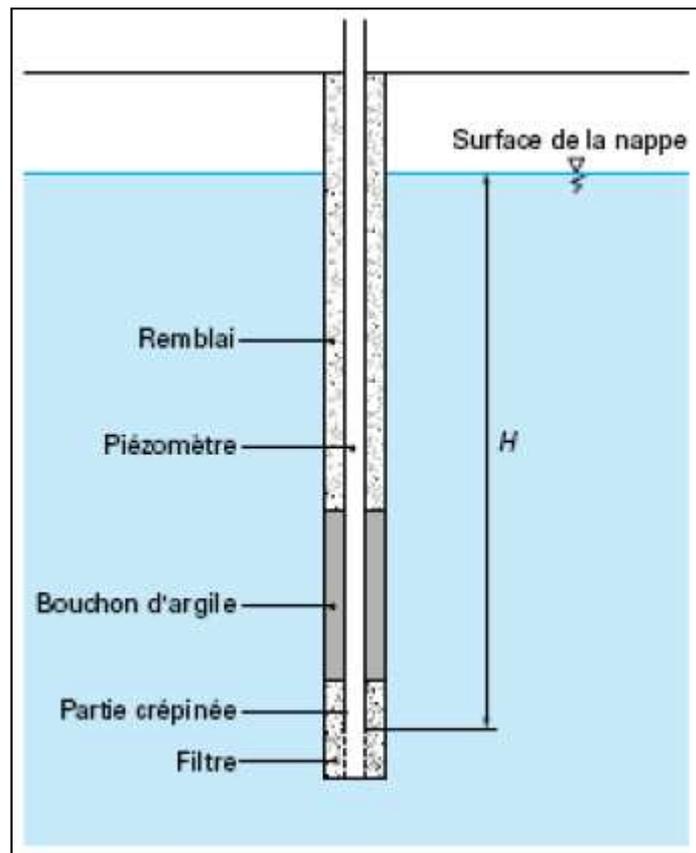


Fig. (54) : Piézomètre ouvert

Le tableau donné ci-contre résume les niveaux d'eaux mesurés au niveau des trois sondages équipés en piézomètre.

Tableaux n° 21 : Résultats piézométriques.

Sondage Sc01 [19]

Date de mesure	Niveau d'eau mesuré
21/03/09 (Fin des travaux sur le Sondage)	15.30m
25/03/09	14.50m
05/04/09	20m
Mesure envisagée le 15/04/09	Piézomètre complètement obstrué par le mouvement du terrain

Sondage Sc03 [19]

Date de mesure	Niveau d'eau mesuré
27/03/09 (Fin des travaux sur le sondage)	8.30m
05/04/09	14.50m
10/04/09	14.60m
Mesure envisagée le 15/04/09	Piézomètre complètement obstrué par les riverains

Sondage Sc05 [19]

Date des mesures	Niveau d'eau mesuré
05/04/09 (Fin des travaux sur le sondage)	8.00m
15/04/09	8.60m
25/04/09	9.20m
05/05/09	10.00m
15/05/09	>11m (piézomètre obstrué par le mouvement à partir de 11.00m)

II.5) Essais de laboratoire

La rupture d'un sol peut entraîner la ruine des ouvrages, pour cela il est impératif de déterminer toutes les caractéristiques physiques et mécaniques. La connaissance des propriétés d'un sol permet de mieux comprendre son comportement et pouvoir ainsi le renforcer à l'aide d'un autre matériau qui va le rendre plus résistant, ou d'essayer d'adopter des solutions de renforcement.

Le recours aux essais de laboratoire se fait dans un but de déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques permettant de connaître les susceptibilités de notre sol vis-à-vis de la portance et de la compressibilité.

II.5.1) Les résultats obtenus à partir des essais physico-mécaniques effectués sur des échantillons de sols intacts et remaniés prélevés au niveau des cinq sondages sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau n°(22) : Résultats des essais physico-mécanique [19]

	W(%)	W _L (%)	I _p (%)	P _c	C _g	C _c	granulométrie
Recouvrement Superficiel	7.71 à 13.61	24	3.43	0.59 à 1.84	1.19 à 2.06	15.81 à 16.13	Sol grossier et hétérogène
Schiste altéré et friable	4.48 à 11.65	19.05 à 31.78	1.47 à 7.3	1.14 à 1.25	1.30 à 1.51	10.86 à 11.15	Sol grossier et hétérogène

Le tableau révèle une couche superficielle d'un état non saturé, peu plastique, peu consolidé, non gonflante et moyennement compressible. Quand à la couche de la

formation schisteuse altérée et friable présente également un état non-saturé, très peu plastique, peu à moyennement consolidé, une couche non-gonflante et moyennement compressible.

Les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés sur le site de Ain El Hammam sont regroupées dans le tableau qui suit :

Tableau n° 23 : Caractéristiques mécaniques des couches de sols

	Recouvrement superficiel	Alternance de schiste sain et friable
γ_d (t/m ³)	1.88 à 2.02	1.79 à 2.31
C (bars)	0.17 à 0.34	0.09 à 0.58
Φ°	36.80 à 46.51	14.27 à 35.37

II.5.2) Résultats des analyses chimiques du sol

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur des échantillons de sol prélevés au niveau des sondages carottés attestent que les échantillons analysés ne présentent aucune agressivité notable vis-à-vis des bétons en infrastructure. En effet ;

- Les taux de sulfates obtenus varient de 0.05 à 0.12% (Classe A0) ;
- Les taux de chlorures sont de l'ordre de l'ordre de 0.019 %.
- Les valeurs du PH obtenues varient de 7.88 à 8.41 ;
- Les taux de carbonates sont inférieurs 0.22%.

II.5.3) Résultats des analyses chimiques de l'eau

Sachant que le site de la présente étude est fréquemment sujet aux infiltrations causées par le climat trop arrosé de la région, une analyse chimique de l'eau paraît indispensable. En effet, un échantillon d'eau prélevé au niveau du sondage piézométrique SC05 a permis de vérifier l'état d'agressivité des eaux d'infiltrations. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau qui suit :

Tableau n° (24) : Résultats des analyses chimiques de l'eau [19]

	Valeur	Commentaires
Teneur en sulfates	65.47mg/l	peu aggressive
Valeur du PH	7.33	peu aggressive
Teneur en chlorures	60.80mg/l	peu aggressive

Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié les différents essais réalisés sur le site ou en laboratoire et exposés les résultats obtenus.

Ainsi ces études ont révélées la présence avérée du schiste altéré et friable qui combiné à l'état du terrain (pente raide) et à une forte pluviométrie a eu comme implication direct un glissement de terrain avec des dégâts prononcés.

Introduction

La commune de Ain El Hammam se situe au Sud-Est de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle est située sur le versant Nord du Djurdjura avec une altitude qui avoisine les 1080m. Cette ville est sujette à des glissements de terrains qui touchent des zones fortement urbanisées ; ce qui constitue un risque sur les vies humaines et sur les constructions étatiques et privées. Le but de ce travail est d'y remédier au glissement en essayant d'exposer le problème et de le traiter avec le logiciel de calcul de stabilité des pentes TALREN 4.

III.1) Localisation de la zone de risque

D'après les observations sur le terrain, on a pu déduire que le glissement de terrain se fait dans le sens de la pente (Nord-Sud). Ce mouvement a été causé et amorcé du fait d'une conjonction parfaite entre facteurs naturels et anthropiques.

❖ Facteurs naturels :

- ✓ Géologie (alternance de schiste satiné sur schiste naturel)
- ✓ Pente (très raide)
- ✓ L'eau (issue de la pluie, couverture neigeuse et conduites cassées)
- ✓ Sismicité

❖ Facteurs anthropiques :

- ✓ Effet de la surcharge (urbanisation intense et non réglementée)
- ✓ Terrassement et jet de remblais (anarchie et non respect des conditions)
- ✓ Effet du trafic routier
- ✓ Effet du déboisement

Remarque : l'urbanisation a nécessité des terrassements importants comparé à leur morphologie initiale, ce qui a généré des suppressions de butées naturelles et des jets de remblais anarchiques du côté aval du versant.

- Le trafic intense a constitué une surcharge continue qui a conduit à des mouvements de terrain. En outre, cette chaussée n'est pas équipée d'un fossé drainant pour évacuer les eaux pluviales ;
- Végétation très limitée par l'urbanisation de la ville

Les limites de la commune d'AEH sont montrées avec le contour rouge et la zone la plus touchée en orange :



Fig. (55) : La surface digitalisée [correspond à 262.36Ha]. [19]

La zone de la commune qui est touchée par ces glissements de terrain est donnée dans le schéma qui suit :

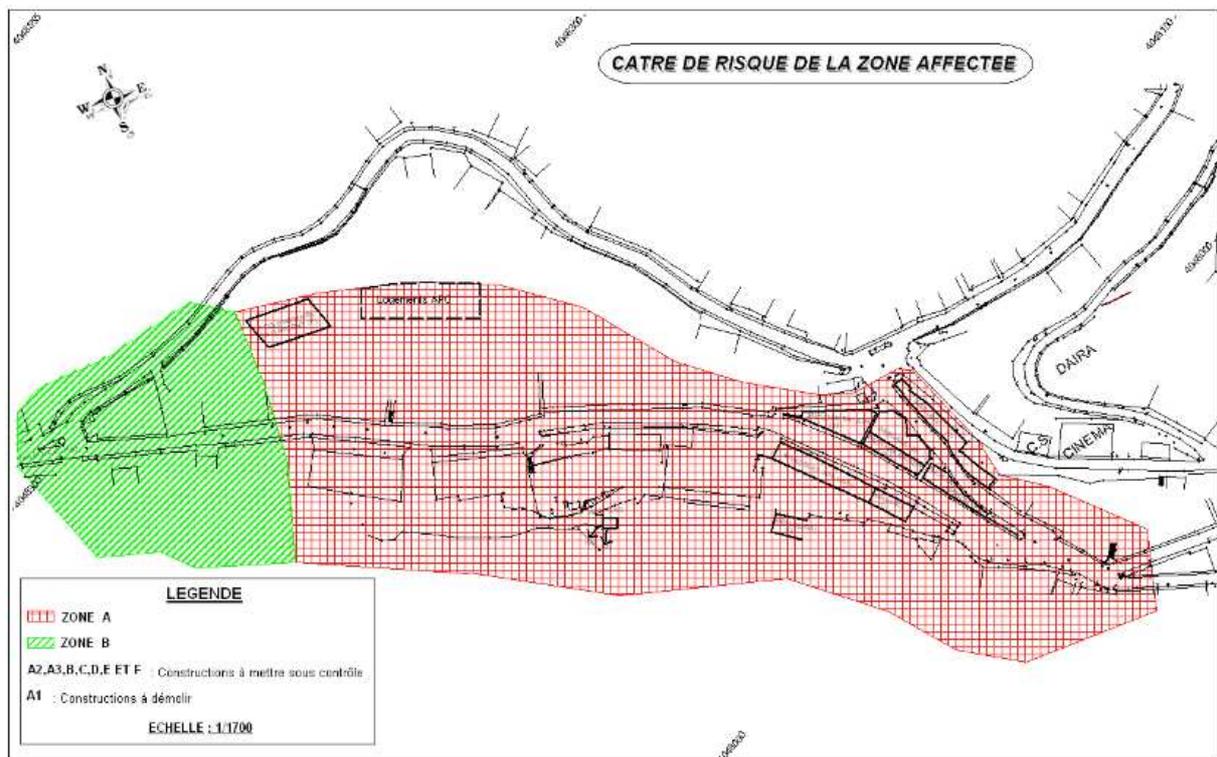


Fig. (56) : Carte des zones de glissement d'Ain El Hammam [19]

III.2) Constructions endommagées

Les observations étalées de septembre 2006 jusqu'à Avril 2009 dans les deux phases d'étude effectuée par GEOMICA ont permis de dire que :

Le mouvement de terrain se propage :

- ✓ vers l'aval (côté Sud)
- ✓ vers côté urbanisé (coté Nord)

Parmi les zones touchées on cite :

- ✓ Boulevard Colonel Amirouche
- ✓ Rue Bounouare

Les constructions les plus touchées sont :

- ✓ Immeuble APC/CNEP (N° 14 et 15)
- ✓ Immeuble N°19
- ✓ Constructions privées (dont la menuiserie)
- ✓ Constructions anciennes (époque coloniale)

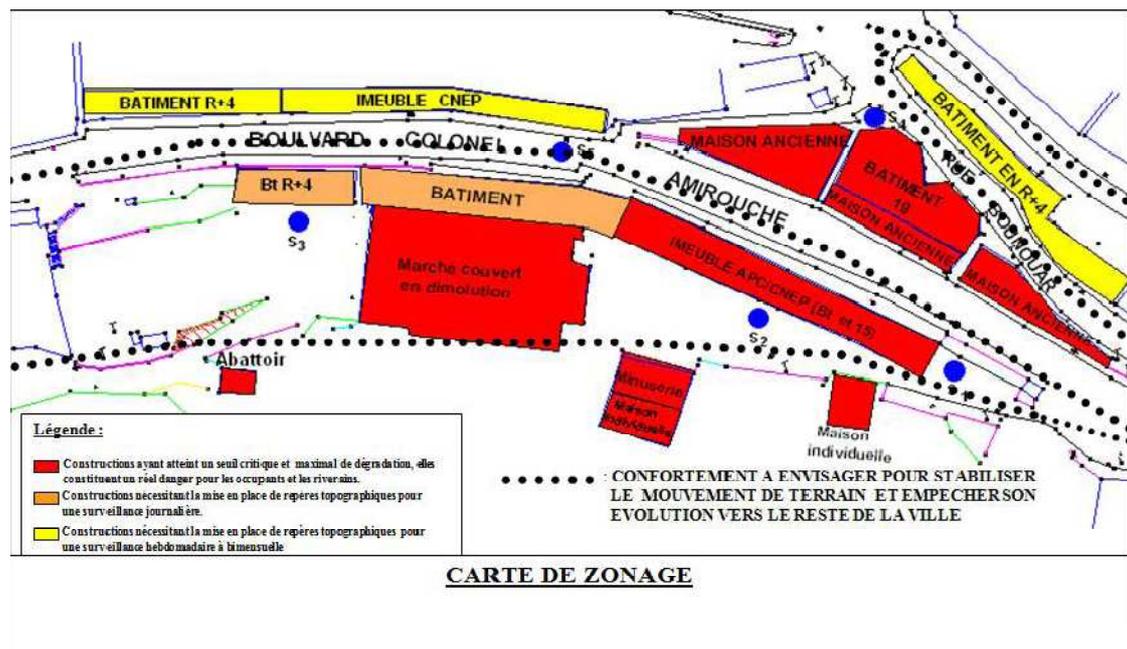


Fig. (57): Carte représentant des zones de glissement d'Ain El Hammam [19]

Les mouvements subis par ces constructions :

*APC/CNEP : il a été réalisé en 1990 il a subi un mouvement :

- vers le Sud (sens de la pente)
- vers l'Est (tassement différentielle)

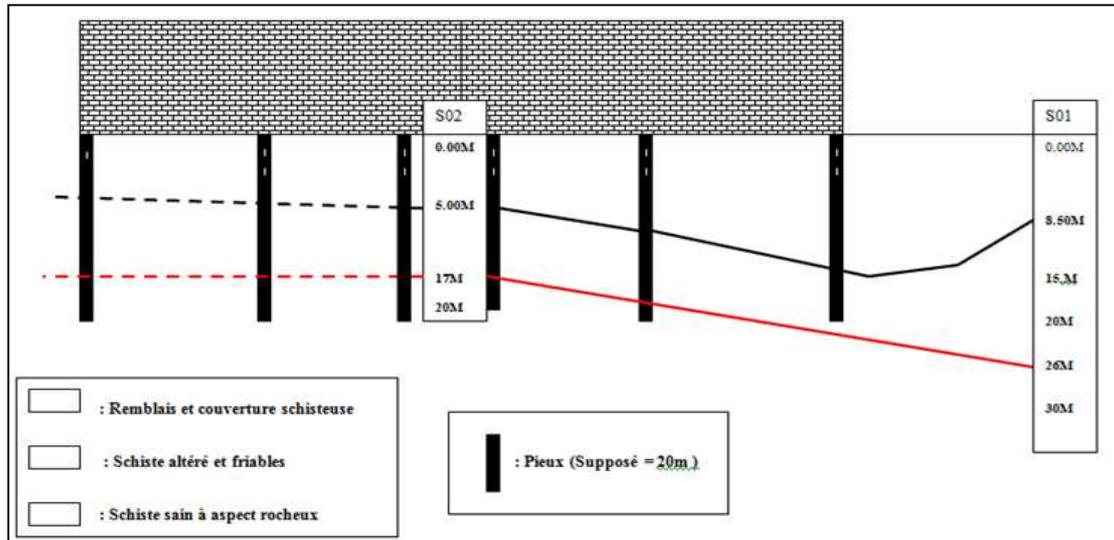


Fig. (58): Coupe schématique S01_S02 au niveau du BTS APC/CNEP (14 ET 15)

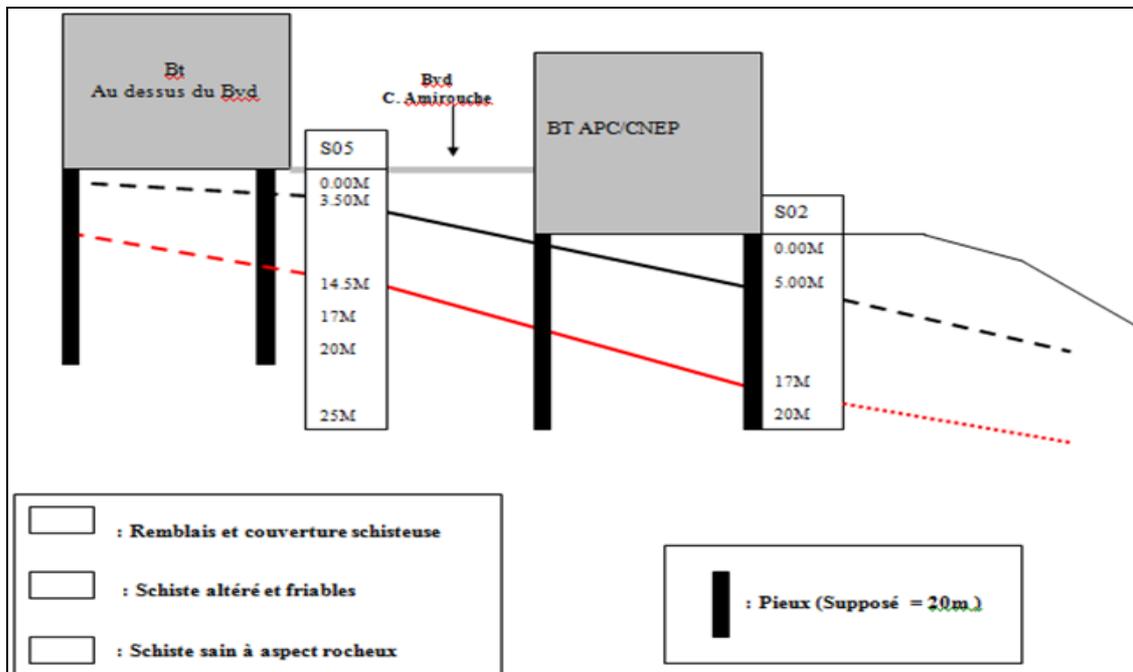


Fig. (59) : coupe schématique NORD-SUD S05-S02 [19]

*Immeuble N° 19, il se trouve au Nord de la zone affectée, sur la rue Bounouare, il a subi un déplacement:

- Vertical d'un max de 5cm
- Orienté Sud-Ouest d'un max de 7cm

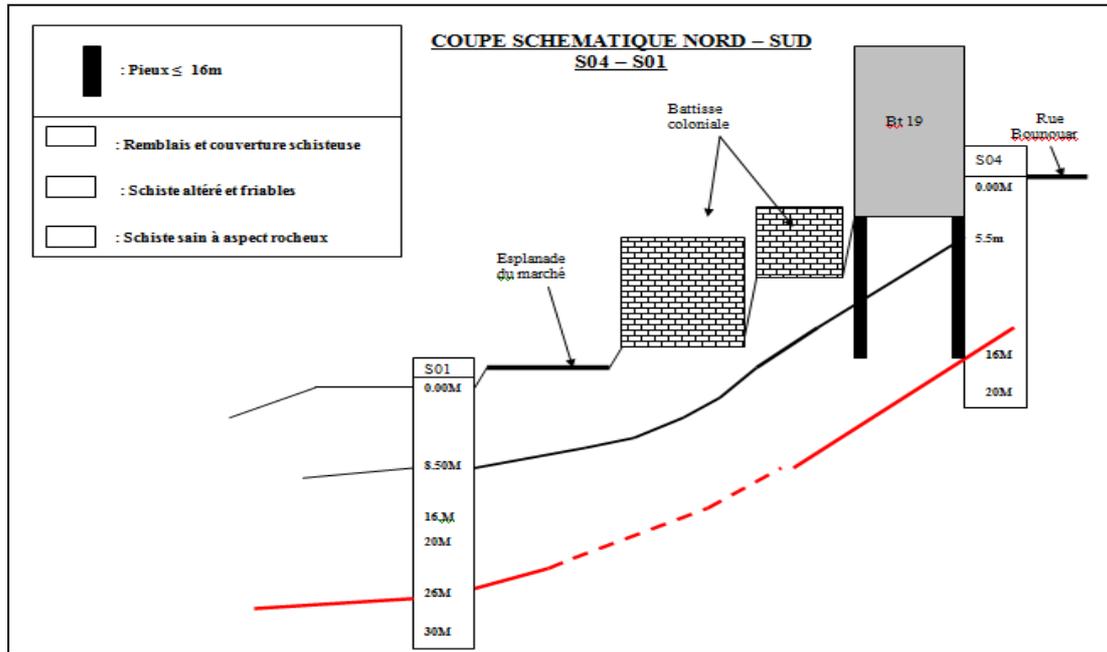


Fig. (60) : Coupe schématique NORD_SUD S04-S01[19]

*Constructions dont une menuiserie qui est en porte à faux d'une pente très raide, elle se trouve en aval (Sud). D'autres constructions anciennes ont été aussi touchées, sise entre la rue Bounouare et Boulevard Colonel Amirouche.

Suite à la remise du 2^{ème} rapport effectué par GEOMICA, la démolition a été préconisée, par souci de sécurité, pour les bâtiments suivants APC/CNEP (14 et 15) et bâtiment 19. Pour les autres constructions un système de surveillance par repère topographique a été mis en place.

III.3) Etude du logiciel TALREN 4

TALREN 4 est un logiciel ou plus exactement un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcements, il permet l'étude des pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues. Ce logiciel proposé par TERRASOL Bureaux d'Ingénieurs-Conseils en Géotechnique dont le siège social se trouve à Immeuble Hélios - 72 avenue Pasteur - 93108 MONTREUIL Cedex – France.

Afin de mieux comprendre le mode de fonctionnement et les facultés de ce logiciel, on propose le plan récapitulatif suivant résumant les différentes étapes à suivre.

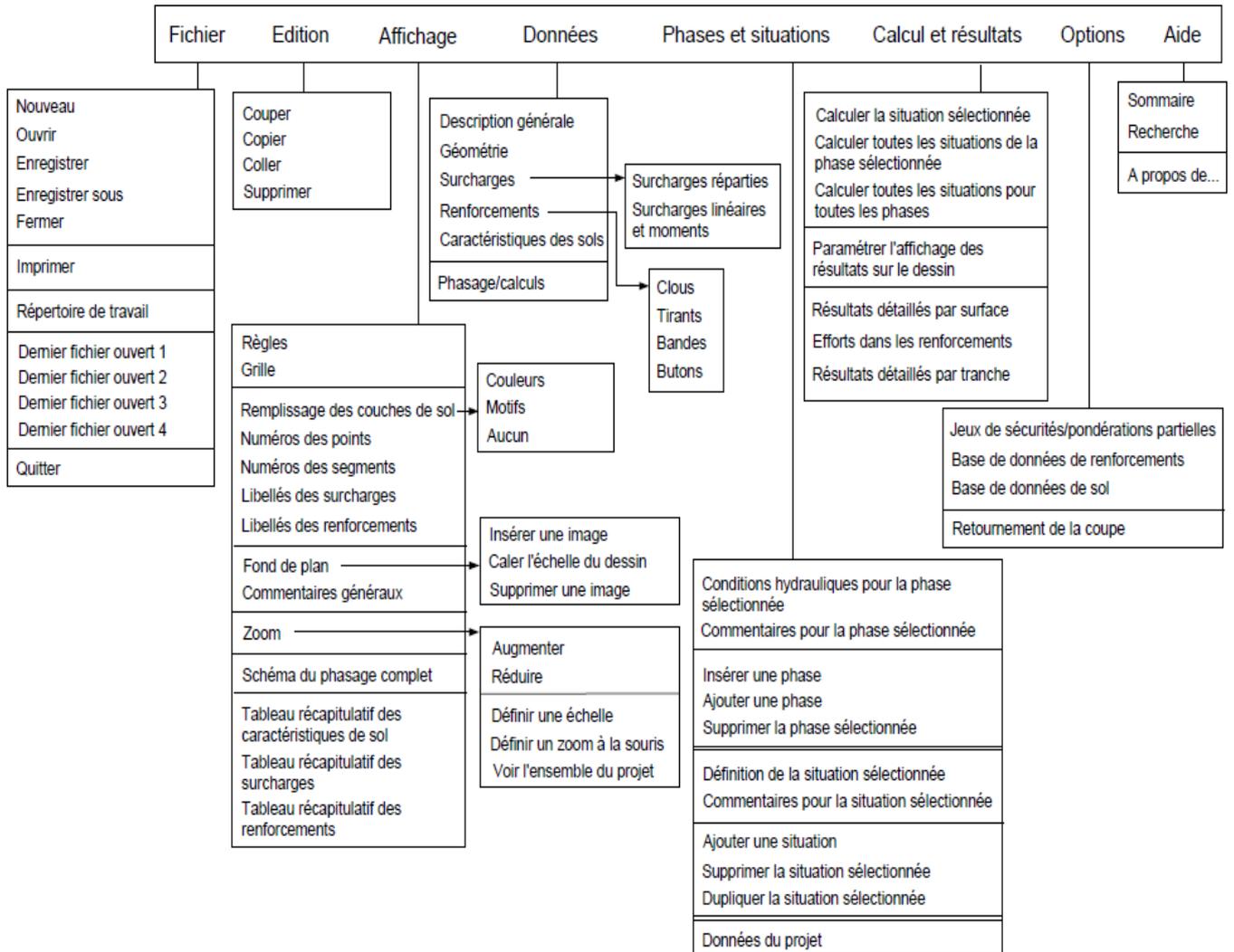


Fig. (61) : Plan de fonctionnement du logiciel TALREN 4

1. Lancer le logiciel TALREN 4 en cliquant sur l'icône  ; apparaît alors la fenêtre de démarrage qui suit :



Fig. (62) : fenêtre de lancement du logiciel

2. L'interface graphique interactive de TALREN 4 apparaît comme sur la figure qui suit :

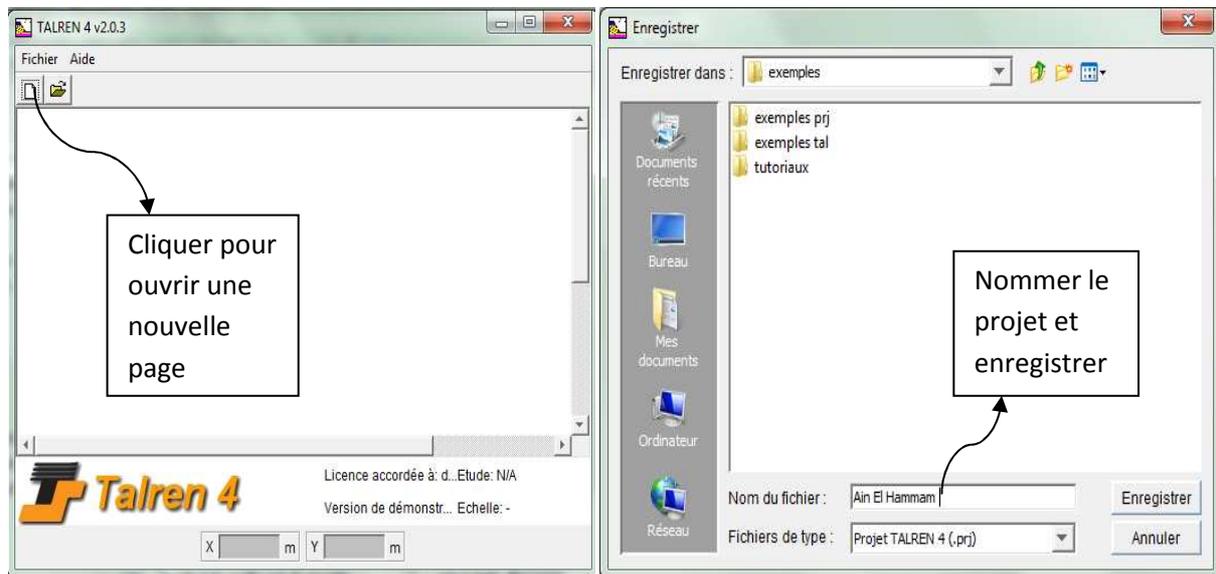


Fig. (63) : boîte de dialogue pour l'enregistrement du projet

Remarque :

Le mode « **Données** » (actif par défaut lors du lancement de Talren).

- Définir tous les éléments utiles à la description du projet et de son phasage: géométrie (y compris niveaux de terrassement ou remblais), couches de sol, surcharges, renforcements.

3. Il faut remplir la fenêtre de la description générale (Menu Données) et saisir Xmin, Xmax et Ymax. Ces dimensions permettent de "fermer" automatiquement le modèle par des frontières verticales à gauche et à droite, et de calculer automatiquement l'enveloppe du terrain par exemple. Il est donc très important de les définir de façon adaptée au projet. Et choisir la méthode de calcul parmi les quatre dont dispose le logiciel

Remarque :

Le choix de la méthode de calcul peut conditionner l'affichage de certaines données. Par exemple, l'inclinaison non verticale des surcharges réparties n'est possible que si la méthode de calcul à la rupture a été sélectionnée dans la description générale du projet comme méthode de calcul par défaut. Des contrôles supplémentaires sont effectués au moment du calcul. Par exemple, si la méthode de calcul à la rupture a été choisie comme méthode de calcul par défaut pour le projet, des surcharges réparties inclinées peuvent effectivement être définies en mode données. En mode phasage, pour les phases où ces surcharges sont actives, le calcul ne sera possible que si la méthode de calcul de la situation est bien également le calcul à la rupture. Un calcul avec la méthode de Bishop, par exemple, ne sera pas possible avec des surcharges réparties inclinées, et un message d'erreur s'affichera dans ce cas.

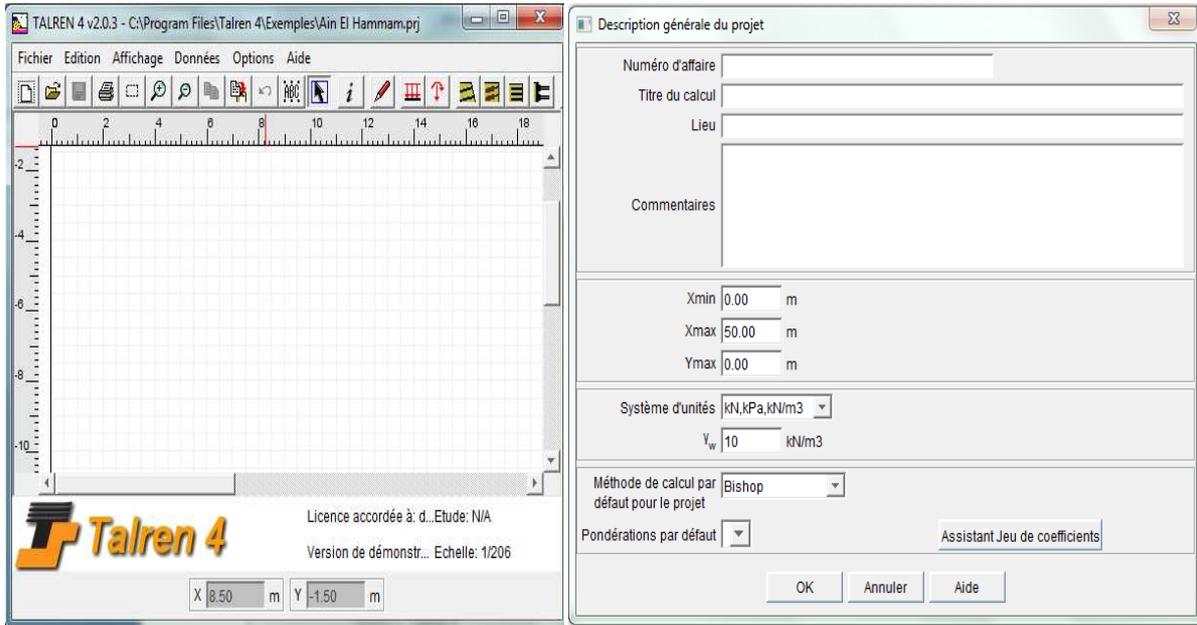


Fig. (64) : boîte de dialogue Description générale

4. Il faudra alors remplir l'Assistant Jeu de coefficients ; choisir la pondération désirée et cliquer sur la flèche allant vers la gauche afin de l'exporter et remplir toutes les cases vides avec la valeur 1 (unité) ; une fois ces opérations achevées cliquer sur ok deux fois et on peut alors débiter la modélisation.

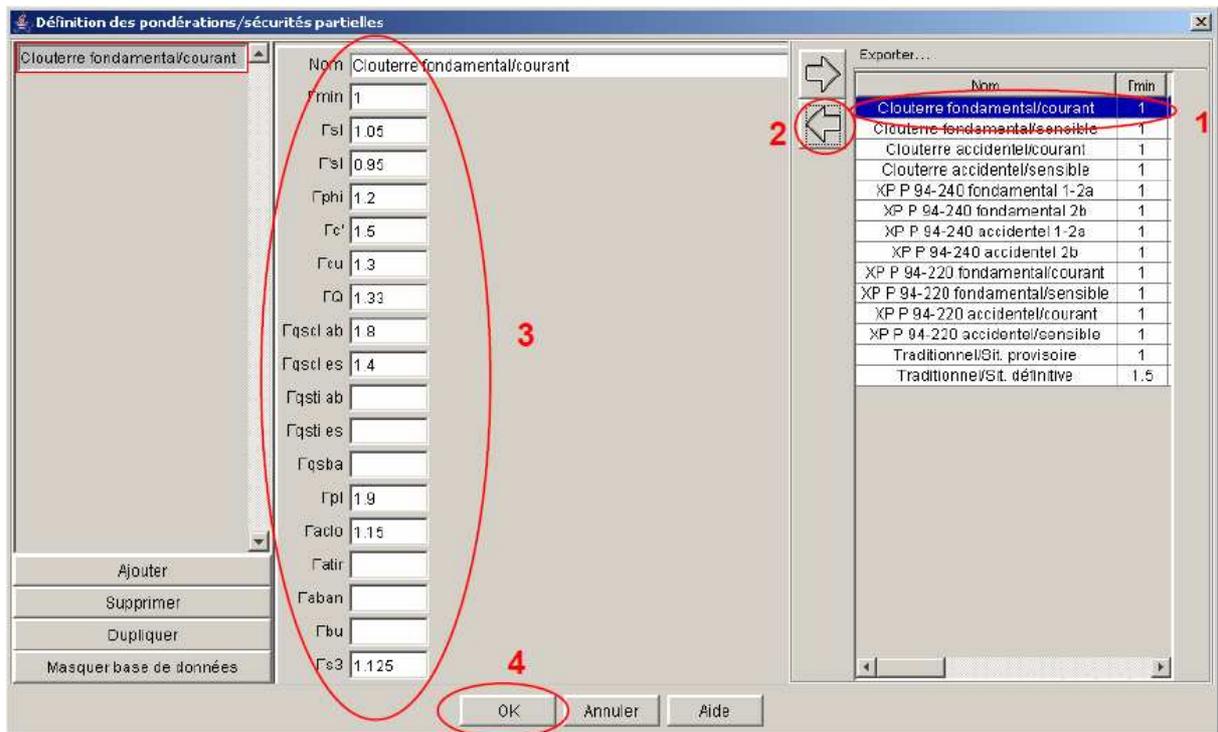


Fig. (65) : Boite de dialogue pondération/sécurités partielles

5. On procède maintenant à la définition de la géométrie du projet qu'on peut obtenir soit en cliquant sur le crayon dans la barre des Données ; ce qu'on voit ci-dessous :



Fig. (66) : la barre de boutons contextuelle "Données"

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

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

Ou alors, en se servant de la définition des points et segments manuels et ce en cliquant sur Données puis Géométrie, alors apparaîtra le tableau pour remplir les différents points et les segments :

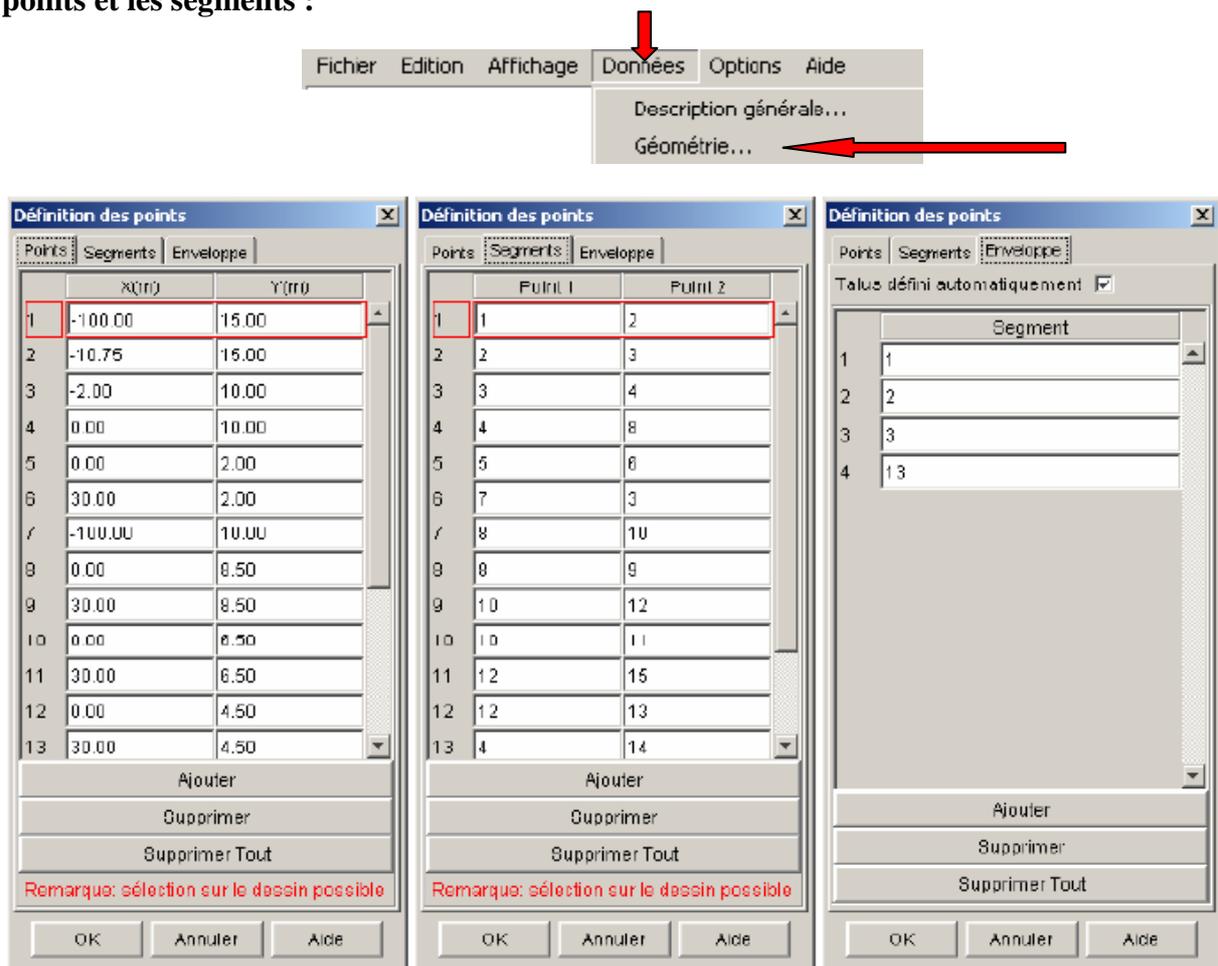


Fig. (67) : boîte de dialogue Géométrie (3 onglets)

6. La, on doit avoir défini les couches de sol constituant le site du projet, un exemple de schéma obtenu est donné ci-dessous :

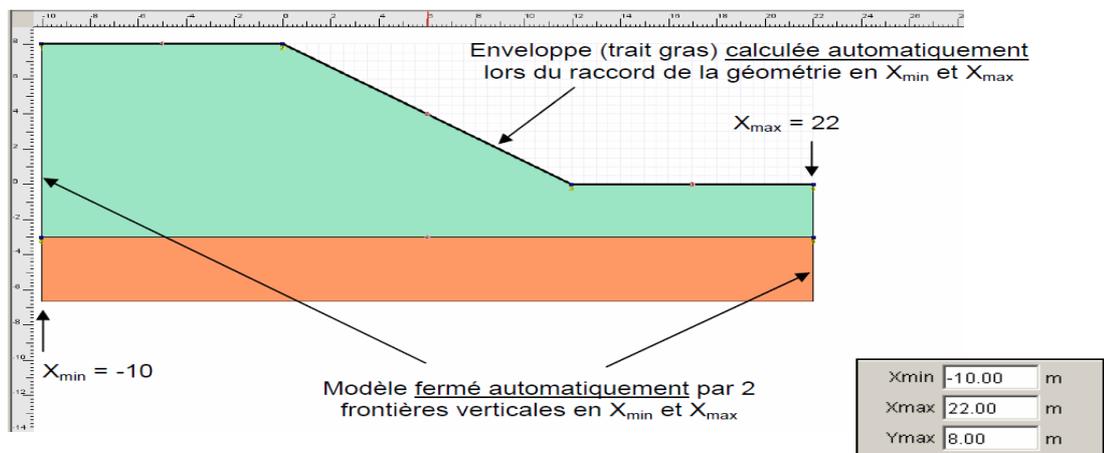


Fig. (68) : modèle de projet

Remarque :

- Ne pas définir les lignes verticales en Xmin et Xmax (elles sont créées automatiquement).
- Toujours définir le modèle avec l'amont à gauche (mais retournement possible grâce au menu Options / Retournement de la coupe).
- La couche inférieure de chaque modèle est supposée s'étendre à l'infini.

7. Il faut introduire les caractéristiques mécaniques pour chaque couche de sol définie au préalable et ne pas omettre de donner un nom et une couleur pour chaque couche ; pour ce faire, on a le choix de cliquer sur soit :

- L'icône la barre de boutons contextuelle "Données"
- En sélectionnant « Données » sur le menu principal et choisir les caractéristiques des sols

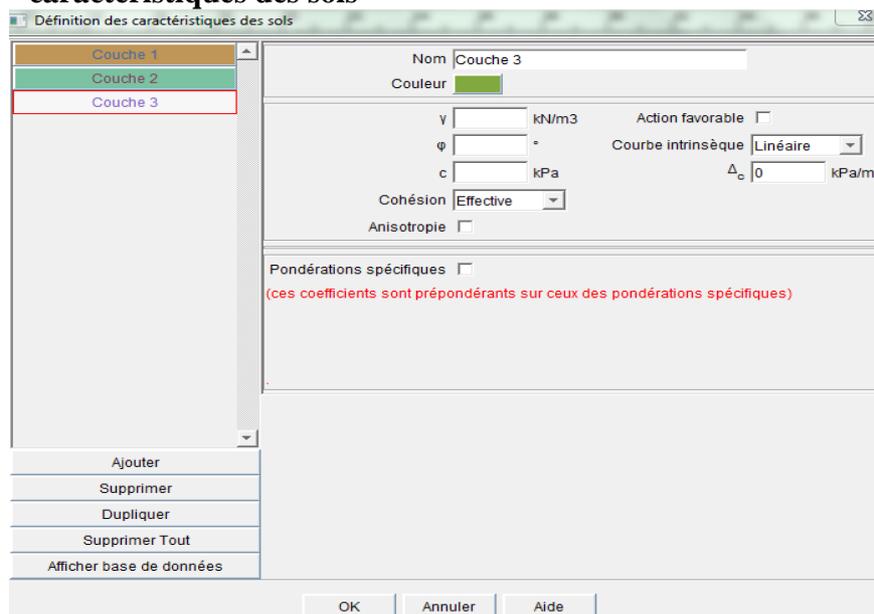


Fig. (69) : Boite de dialogue : caractéristiques des sols

8. Dans TALREN 4, on a la possibilité de rajouter au projet des surcharges soit :

- via l'icône  qui se trouve dans la barre de boutons contextuelle "Données"
- soit dans la barre du menu principal « Données » en choisissant surcharge dans le menu déroulant

Ces surcharges peuvent être uniformément réparties (verticales), linéaires (inclinaisons quelconques) ou encore des moments

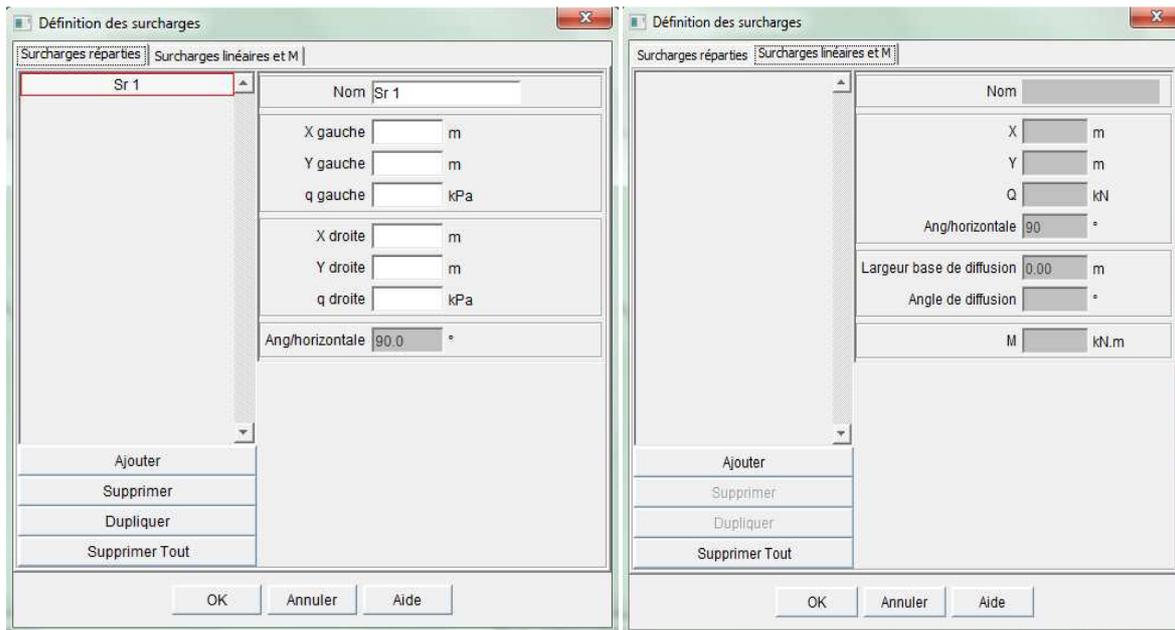


Fig. (70) : Boite de dialogue pour la définition des surcharges

Les figures qui suivent sont des exemples pour montrer les différents types de surcharges

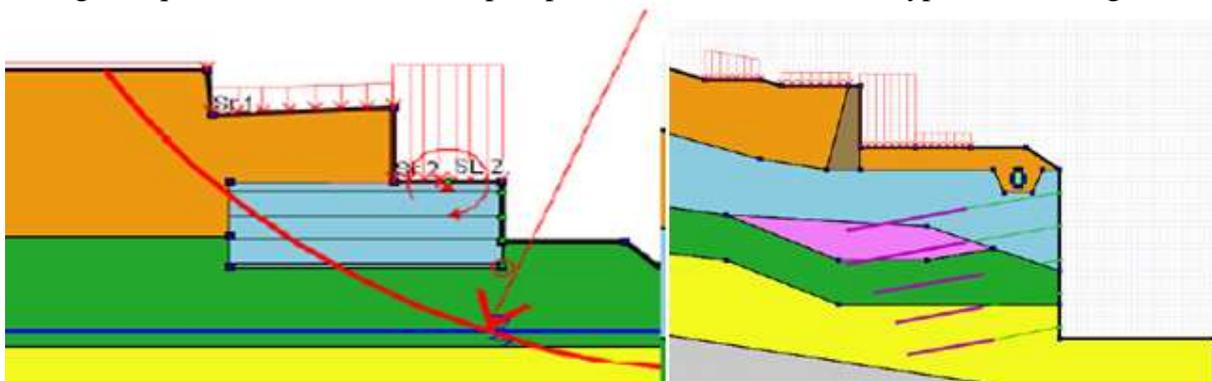


Fig. (71) : Schéma des surcharges (linéaires, réparties et moment)

Remarque :

- Les surcharges réparties ne doivent pas être définies "à cheval" sur plusieurs segments. Il faut définir plusieurs surcharges (une par segment) si nécessaire.
- Les surcharges réparties doivent se trouver sur l'enveloppe du talus (ni au-dessus, ni en-dessous).

- Il n'est pas nécessaire de définir des points de géométrie aux extrémités des surcharges.
- 9. TALREN 4 dispose aussi de différents types de renforcement à introduire au projet et comme précédemment, on a le choix de la manière d'introduction Soit à la souris en cliquant le bouton voulu de la barre de boutons (boutons  pour un clou,  pour un tirant,  pour une bande ou  pour un buton), puis cliquer avec le bouton gauche de la souris à la position de la tête du renforcement (ou taper ses coordonnées au clavier). Il est nécessaire de compléter ensuite la définition du renforcement par la définition de ses valeurs caractéristiques.**

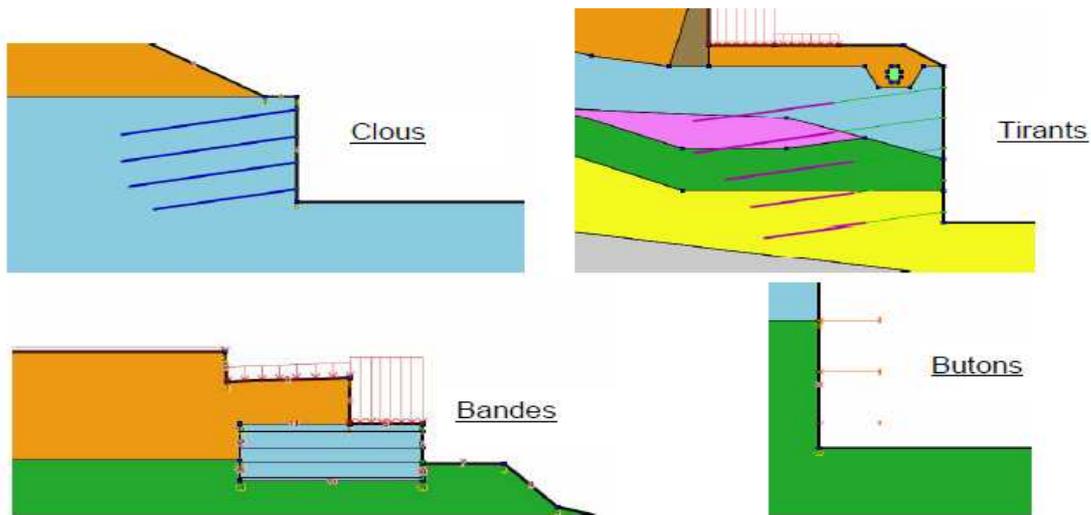


Fig. (72) : schéma représentant les différents renforcements disponibles

- 10. Après avoir compléter le mode de « Données », on bascule sur le mode « Phasages/Calculs » en cliquant sur l'icône  dans la barre de boutons contextuelle; et dont on donne le schéma qui suit afin d'expliquer globalement le principe**

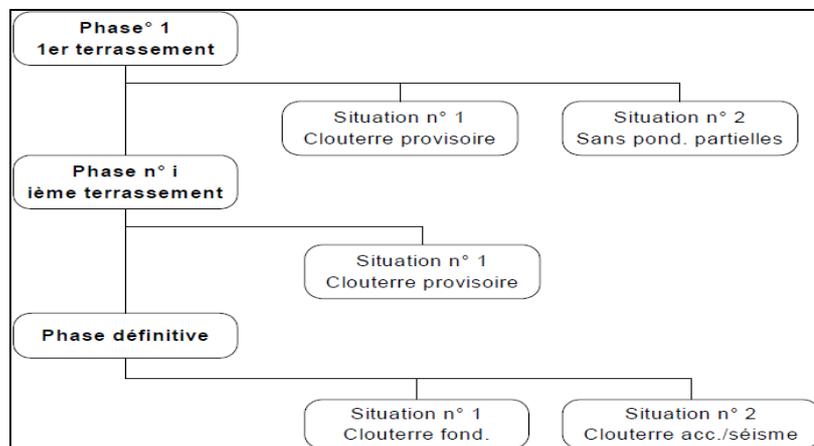


Fig. (73) : Principe de gestion des phases et situations

Remarque :

- Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.

11. On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une

phase), soit encore par le bouton  de la barre de bouton contextuelle. La boîte de dialogue qui suit apparaît, on a alors le choix de définir une nappe phréatique ou cliquer sur néant si le projet n'en dispose pas.

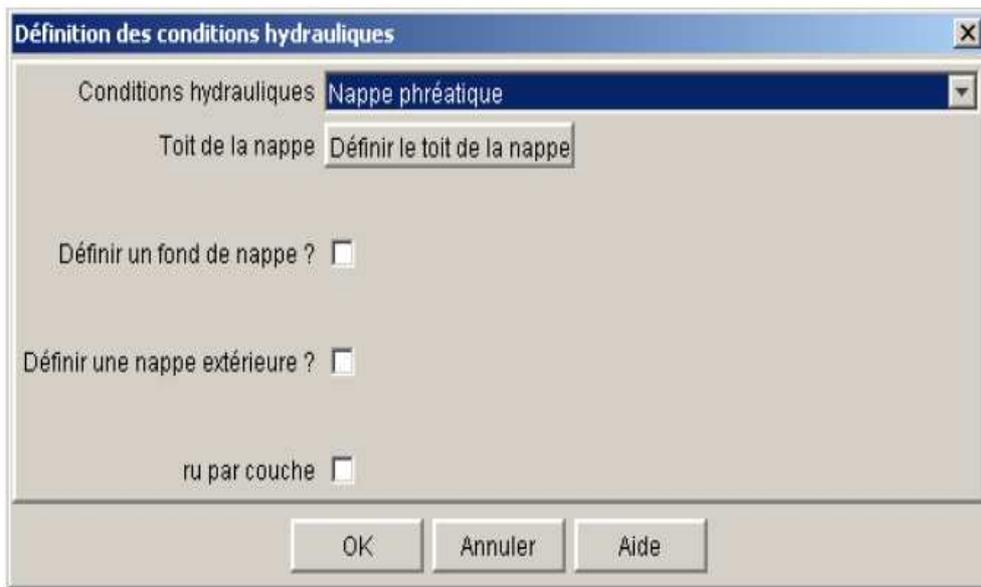


Fig. (74) : Définition d'une nappe phréatique

Une fois devant la boîte de dialogue "Nappe phréatique", cliqué sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre, et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

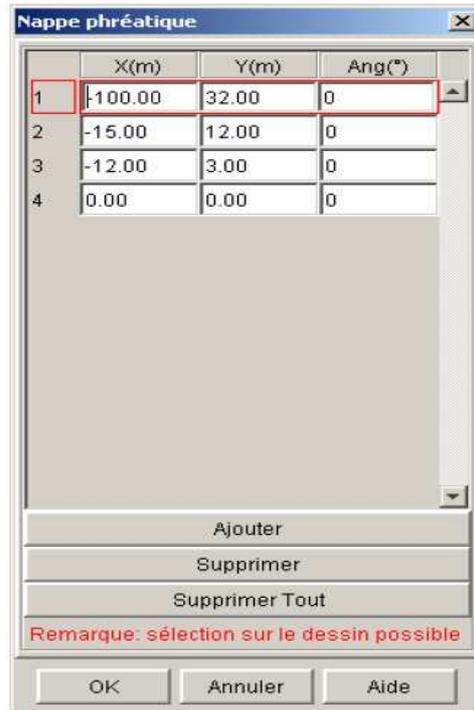


Fig. (75) : Définition des points formant le toit de la nappe phréatique

Le schéma ci-dessous donne un exemple pour comprendre la disposition du toit de la nappe du fond de la nappe et le cas de nappe extérieure

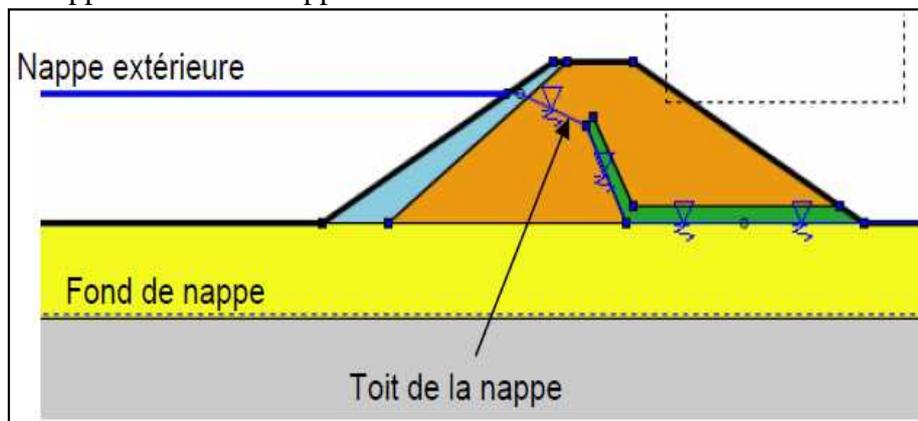


Fig. (76) : Exemple de représentation graphique de nappe phréatique

Remarque :

- La nappe doit toujours être définie de X_{min} jusqu'à X_{max} .
- Les points de la nappe sont automatiquement ordonnés par X croissant lors de la fermeture de la boîte de dialogue : si on définit une nappe en « zigzag », elle sera donc automatiquement "lissée" à la validation de la boîte de dialogue.
- De la même façon, si on rajoute un point à une nappe existante, ce point sera raccordé dans un premier temps au dernier point défini, mais il sera bien "remis à sa place" après validation de la boîte de dialogue

De la même façon, on définit le fond de nappe ou le cas de la nappe extérieure ce qu'on voit sur les boîtes de dialogues qui suivent :

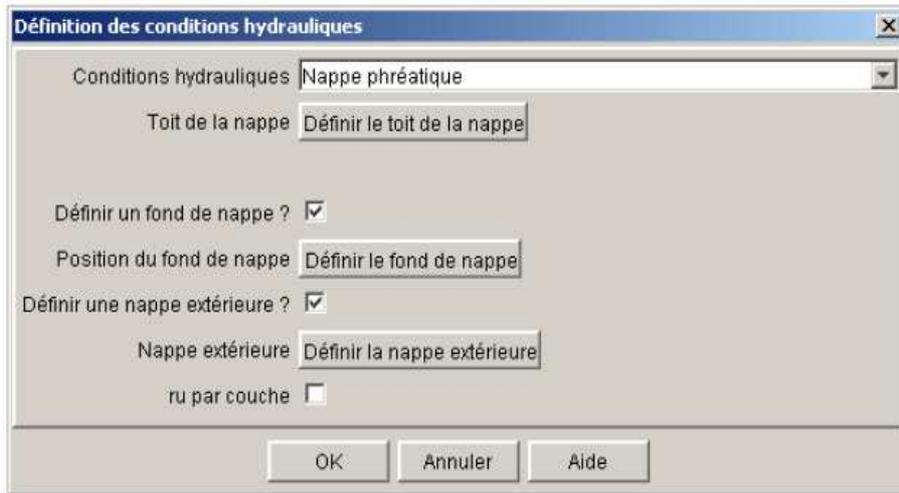


Fig. (77) : Définition d'un fond de nappe et d'une nappe extérieure

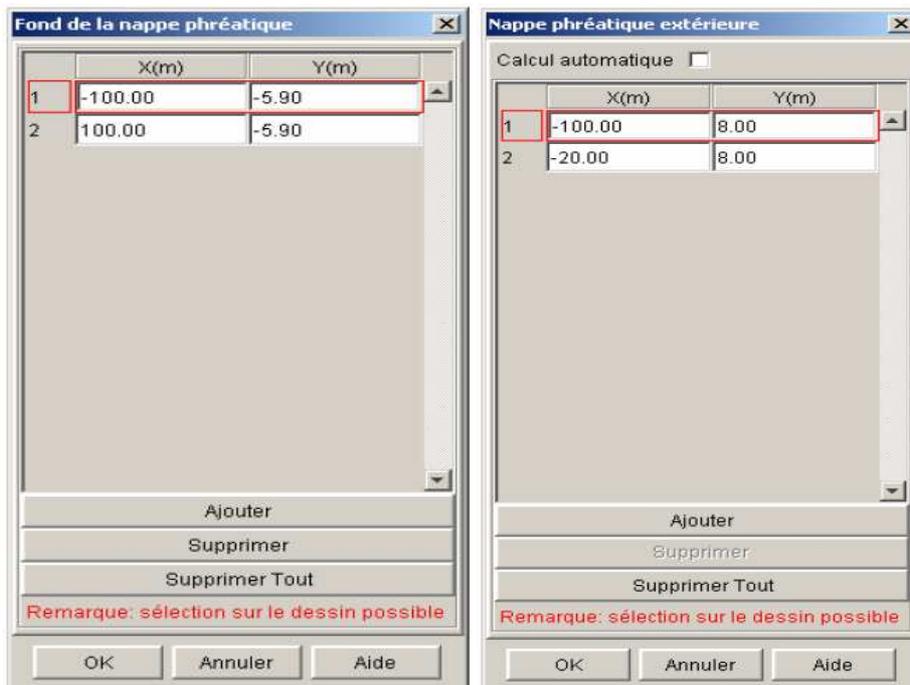


Fig. (78) : Définition des points formant le fond de la nappe et la nappe extérieure

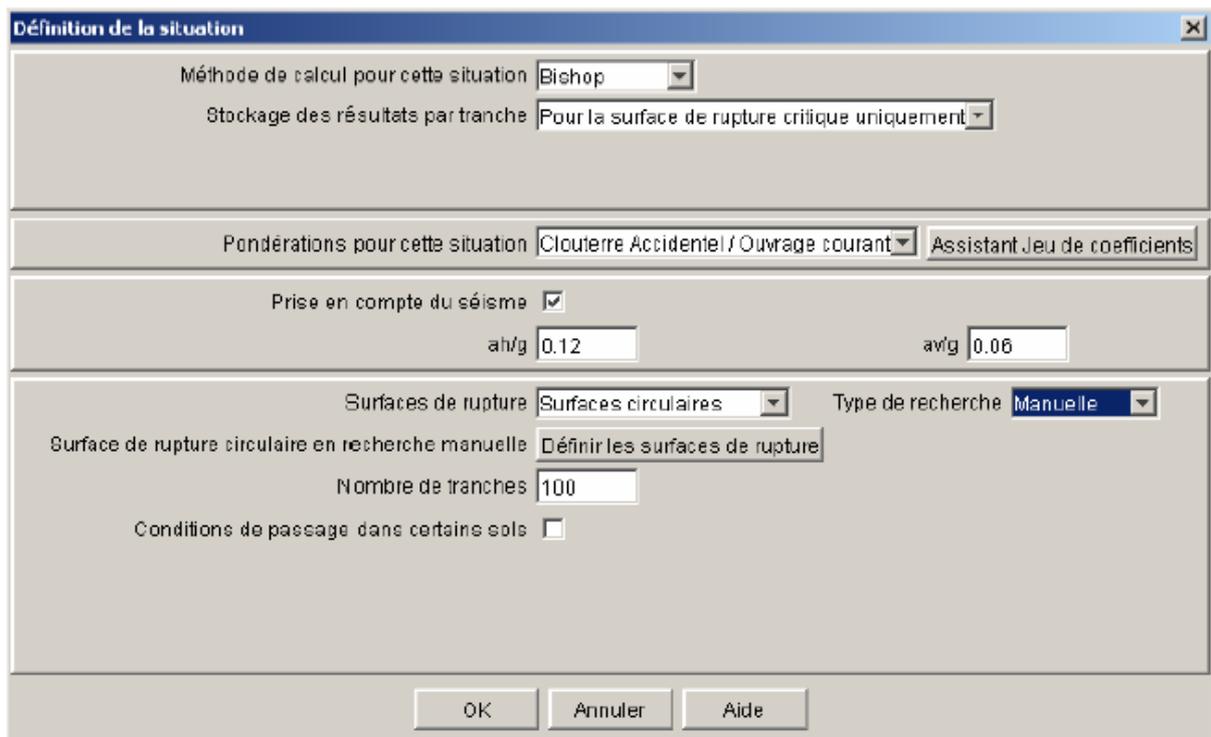
Remarque :

- Si aucun fond de nappe n'est défini, la nappe est supposée s'étendre à l'infini vers le bas.
- Lors de la définition de la nappe extérieure, une case est à cocher "Calcul automatique", quand elle est activée elle permet à l'utilisateur de ne pas modifier le tableau : la nappe extérieure sera automatiquement calculée.

Dans le cas contraire, l'utilisateur doit définir manuellement la nappe extérieure. Le fonctionnement du tableau est alors le même que celui de la fenêtre de définition du toit de la nappe, avec les mêmes remarques importantes.

12. Pour définir ou modifier les propriétés d'une situation, on passe par le menu "Phases et situations" puis l'option "Définition de la situation sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une situation), soit encore par le bouton  de la barre de boutons contextuelle.

Le choix de la surface de rupture peut être circulaire (en recherche manuelle ou automatique), quelconques, ou constituée d'arcs successifs de spirales logarithmiques de même pôle.



La boîte de dialogue "Définition de la situation" est présentée ci-dessous. Elle est divisée en plusieurs sections :

- Méthode de calcul pour cette situation** : menu déroulant sur "Bishop".
- Stockage des résultats par tranche** : menu déroulant sur "Pour la surface de rupture critique uniquement".
- Pondérations pour cette situation** : menu déroulant sur "Clou terre Accidentel / Ouvrage courant" et un bouton "Assistant Jeu de coefficients".
- Prise en compte du séisme** : case à cocher cochée, avec des champs de saisie pour "ah/g" (0.12) et "av/g" (0.06).
- Surfaces de rupture** : menu déroulant sur "Surfaces circulaires" et "Type de recherche" sur "Manuelle".
- Surface de rupture circulaire en recherche manuelle** : bouton "Définir les surfaces de rupture".
- Nombre de tranches** : champ de saisie sur "100".
- Conditions de passage dans certains sols** : case à cocher non cochée.

À la base de la boîte, il y a trois boutons : "OK", "Annuler" et "Aide".

Fig. (79) : boîte de dialogue de définition des situations

Après la sélection du type de surface de rupture voulu, on prend l'exemple des surfaces circulaires on aboutit à la boîte de dialogue qui suit :

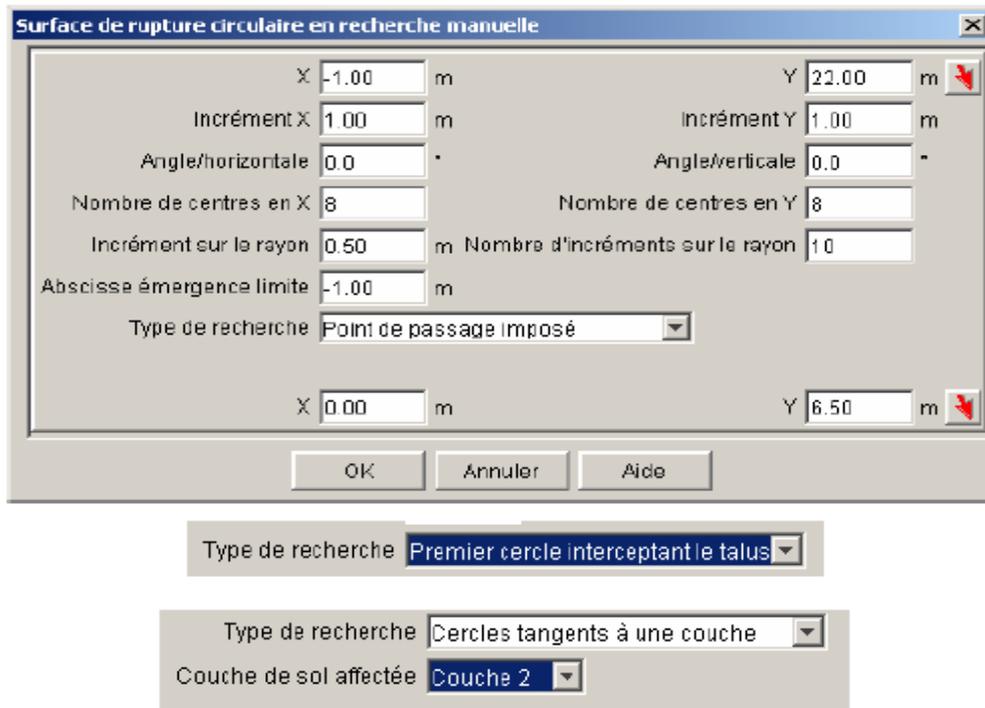


Fig. (80) : boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture circulaires en recherche manuelle

Remarque :

Le choix du type de recherche se partage en trois :

- Point de passage imposé ou il faudra définir ce point en saisissant les données X et Y ou en cliquant sur l'icône  pour le dessiner.
- Premier cercle interceptant le talus, dans ce cas aucun paramètre supplémentaire n'est nécessaire.
- Cercles tangents à une couche, il faudra choisir dans la liste des couches définies dans le projet, la couche de tangence pour les cercles.

Dans le cas du choix de la recherche automatique, les boites de dialogues qui suivent s'affichent :

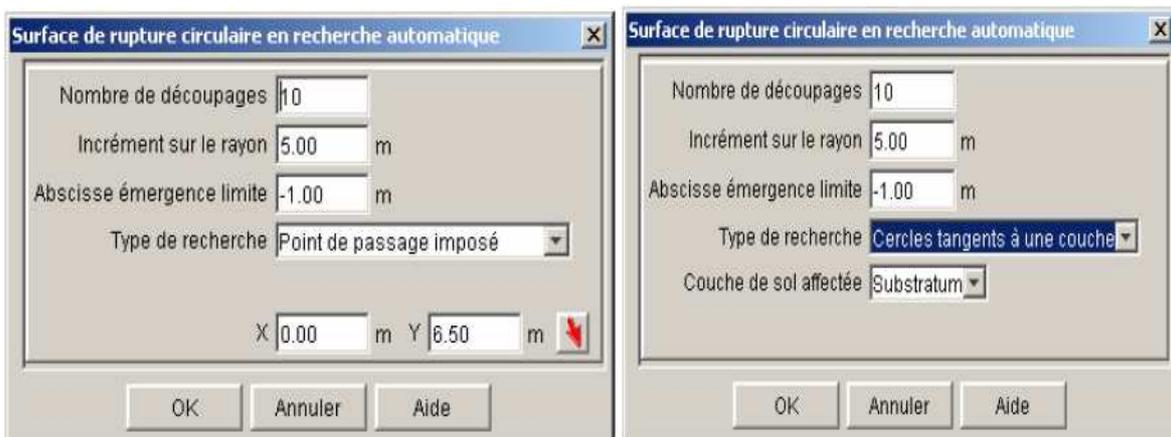


Fig. (81) : Boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture circulaires en recherche automatique

Si on fait le choix d'une surface de rupture quelconque (surfaces de rupture polygonale).

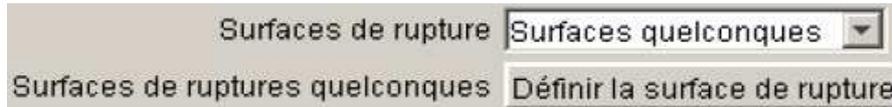


Fig. (82) : Boîte de dialogue de définition des situations : choix de surfaces de rupture quelconque

On peut alors ajouter les points de la surface de rupture qu'on souhaite : soit en remplissant la boîte de dialogue qui suit ou alors en cliquant directement sur le dessin (projet)

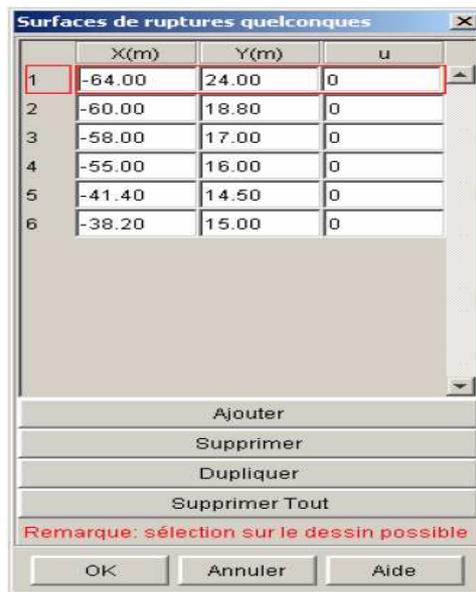


Fig. (83) : boîte de dialogue de définition des surfaces de rupture quelconques

Le schéma qui suit montre un exemple d'une ligne de rupture quelconque

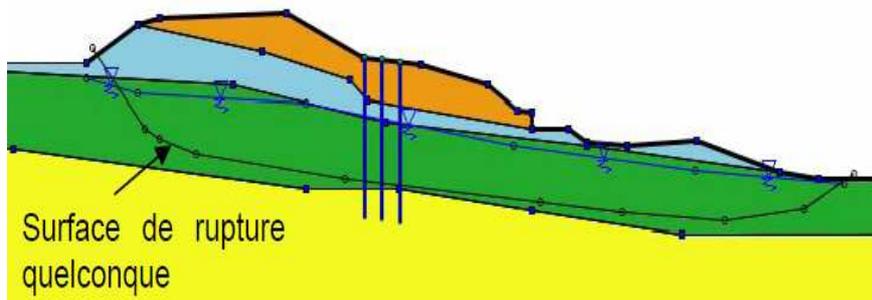


Fig. (84) : Exemple de représentation graphique de surface de rupture quelconque

Remarque :

- A chaque situation, ne peut être associée qu'une seule surface de rupture quelconque.
- La surface de rupture doit toujours être définie de telle sorte que le premier et les derniers points soient hors du terrain, et que le 2ème et l'avant-dernier point soient dans le terrain

13. Calcul et exploitation des résultats : Le calcul dispose de 3 options

- Calcul de la situation sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton 
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton 
- Calcul de toutes les situations de toutes les phases : menu "Calcul et résultats" ou bouton 

Pendant les calculs, une fenêtre indique la progression des opérations pour l'ensemble des calculs demandés.

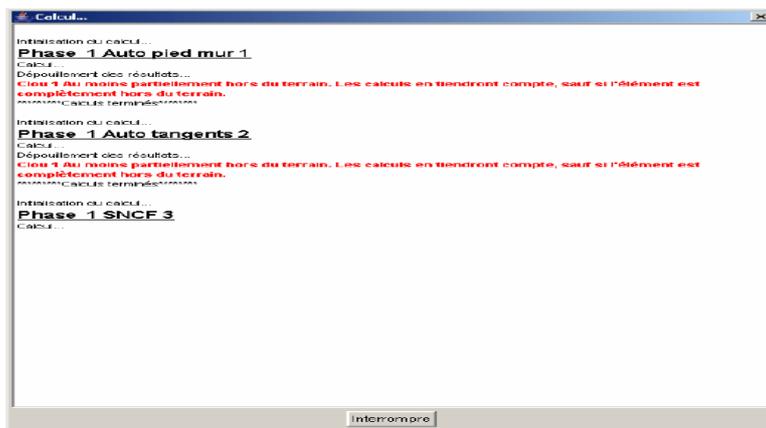


Fig. (85) : Boite de dialogue de l'avancement des calculs demandés

TALREN 4 effectue des contrôles sur les données avant de lancer le calcul, et s'il détecte des erreurs ou des valeurs non admises, il le signale en rouge dans la fenêtre de calcul. S'il s'agit d'avertissement, les calculs se poursuivent. S'il s'agit d'erreurs, le calcul n'est pas effectué : il faut corriger les données et relancer le calcul.

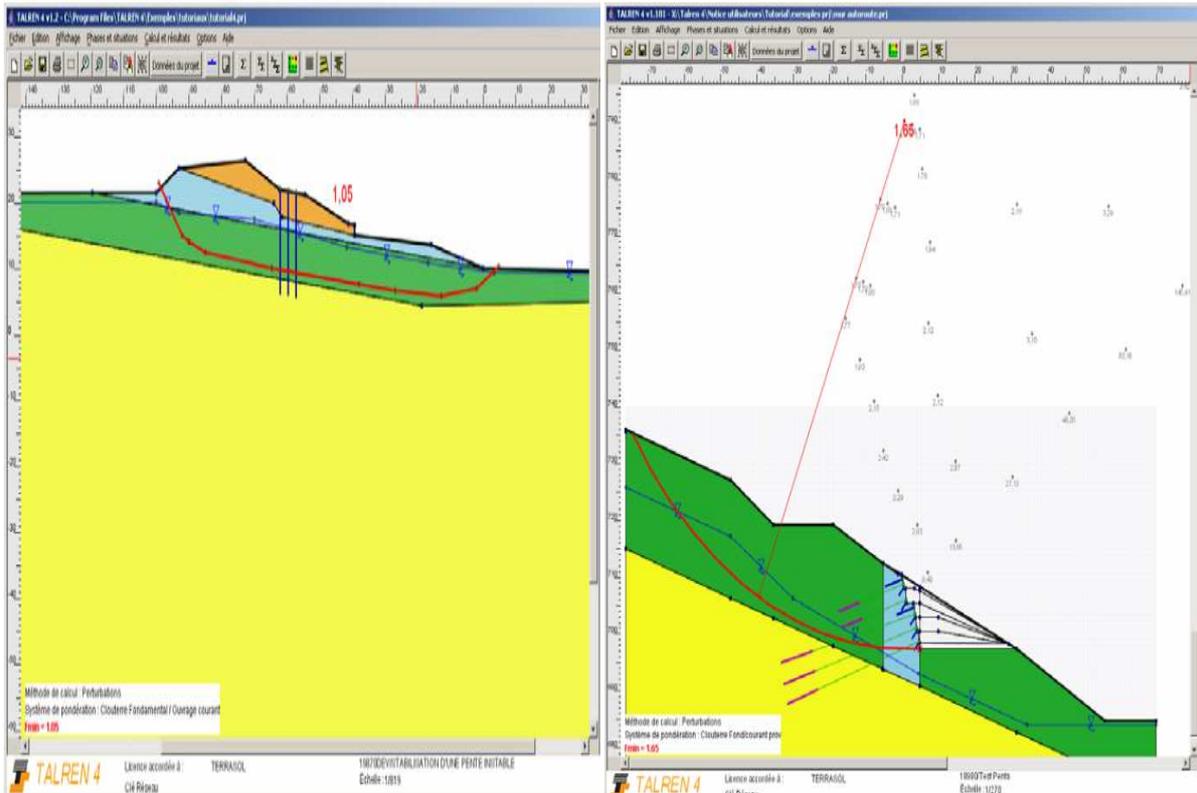


Fig. (86) : Exemple de résultats affichés après calcul d'une situation cas de surface quelconque et Circulaire.

Résultats de calcul pour les différentes méthodes avec Talren 4

Dans le calcul de la stabilité du versant de Ain El Hammam, on utilisera les profils et coupes géotechniques proposés par le bureau d'études GEOMICA (figures n°87).

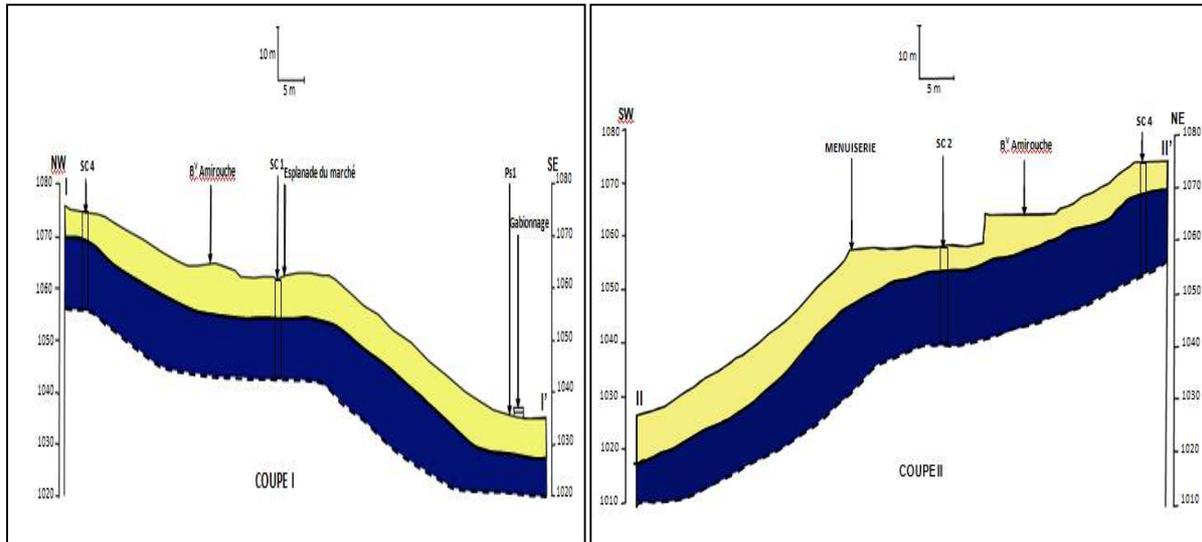
Lors de notre étude avec TALREN 4, les suppositions suivantes ont été faites :

- Les surcharges des bâtiments ont été fixées à 200 kPa réparties uniformément,
- La nappe phréatique mise en parallèle avec le pendage de la coupe (cas favorisant le glissement) et en faisant attention qu'elle touche au moins un point de passage imposé trouvé lors des essais piézométriques effectués sur le site ;
- On a utilisé la méthode de pondérations de clouterre fondamentale ;
- Les phases ont été choisies dans un souci de connaitre et comparer l'influence de chacun des paramètres suivant (pente, nappe phréatique, surcharges) sur la stabilité de la pente (coupe I et II modifiée). Quant aux situations, elles ont été choisies dans le but de comparer entre la méthode des tranches (cas de glissements circulaires) qu'elle soit de Bishop ou Fellenius et la méthode des perturbations.

Calcul du coefficient de sécurité sans renforcements

Coupes avec 02 couches

Lors de ce calcul, on a pris en considération les deux couches révélées par les sondages mécaniques réalisés par (GEOMICA) et on a supposé que la partie basse (substratum) présente les mêmes caractéristiques mécaniques que celles de la couche alternant des bancs de schiste sain et de schiste altéré friable.



Légende :

Sc : Sondage carotté

Ps : Profil sismique



Recouvrement superficiel (remblai et couverture schisteuse altérée et remaniée).



Formation schisteuse en place (alternance de schiste grisâtre compact et à aspect rocheux avec des niveaux altérés et friables).

Fig. (87) : Coupes modifiées [19]

Les caractéristiques mécaniques des différentes couches sont :

Tableau n° (25) : Caractéristiques mécaniques des couches de sol

Nom	γ (KN/m ³)	Φ (°)	C (kPa)
Couche 1 : remblais	18.8	17.0	36.8
Couche 2 : schiste altéré	17.9	36.8	17.0
Couche 3 : schiste sain	23.1	58.0	36.37

Les résultats obtenus pour ces deux coupes (avec deux couches) sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau n° (26) : Résultats des Fs de la coupe I

Coupe I				
Valeurs F_s	Phase I pente simple	Phase II nappe phréatique	Phase III Surcharge	Phase IV nappe +surcharge
Situation I Bishop	0.96	0.74	0.84	0.66
Situation II Fellenius	0.76	0.57	0.65	0.50
Situation III perturbations	0.94	0.92	0.92	0.89

Interprétation des résultats

❖ Méthode des tranches

Fs le plus élevé est obtenu pour la phase I, il est réduit pour les phases II et III avec une instabilité plus forte enregistrée en présence de la nappe. La valeur la plus instable du Fs est pour la phase IV ou les facteurs nappe et surcharge sont associés. Cela pourrait dire que les pressions interstitielles dues à la nappe phréatique sont plus déstabilisatrices que l'accentuation des moments moteurs causés par la surcharge.

❖ Méthode des perturbations

Le Fs obtenu pour les deux phases II et III sont les mêmes, la plus grande valeur est enregistrée pour la phase I et le cas le plus instable est celui de la phase IV ou les facteurs nappe et surcharge sont associés. Cela voudrait dire que l'influence de la nappe est la même avec celle de la surcharge mais leur assemblage réduit davantage le coefficient de sécurité.

Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4. Les figures (a) montrent l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement) mobilisée le long de la surface de rupture.

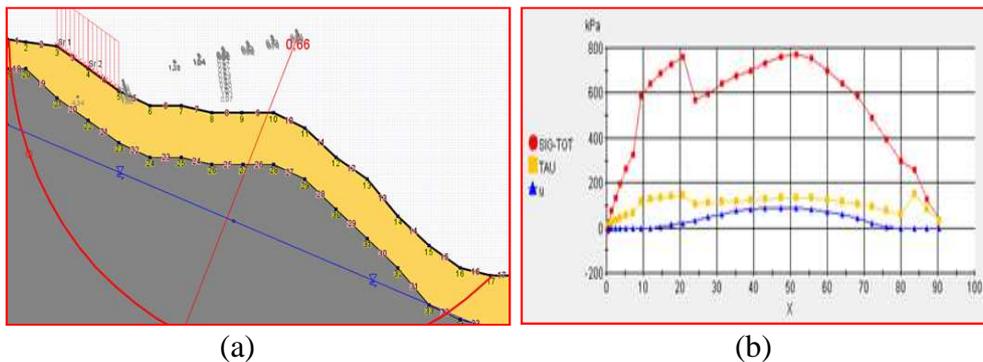


Fig. (88) : Cas défavorable (Bishop sur la phase IV)

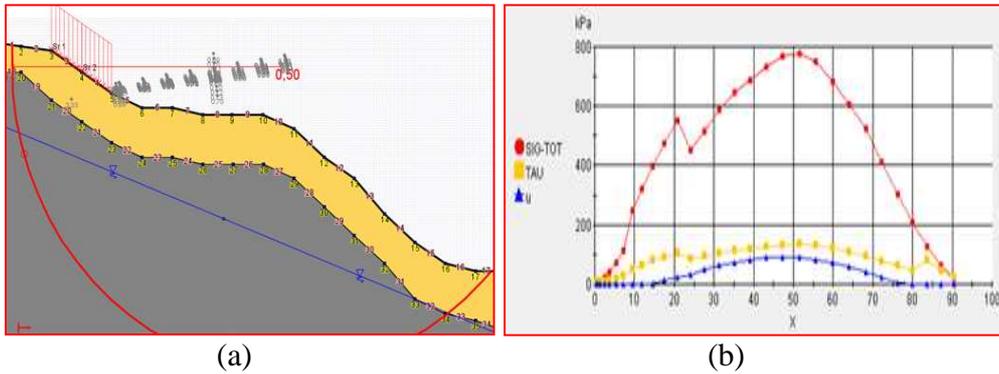


Fig. (89) : Cas défavorable (Fellenius sur la phase IV)

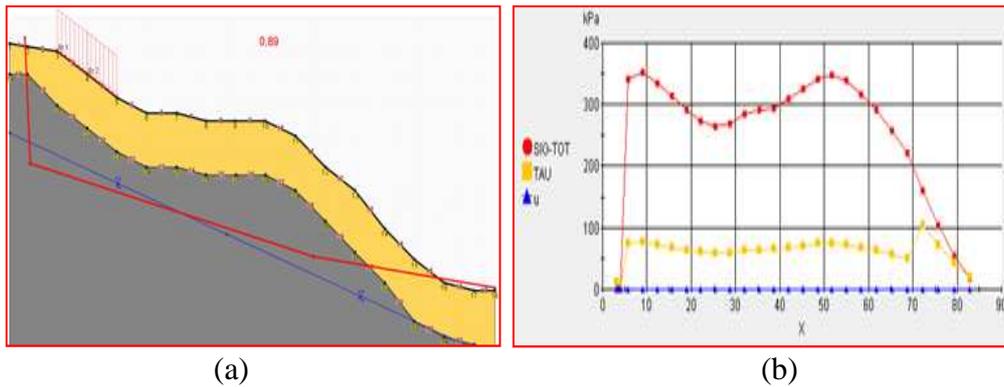


Fig. (90) : Cas défavorable (Perturbations sur la phase IV)

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (88) b]

La contrainte normale totale (SIG-TOT) est maximale quand la ligne de rupture atteint sa plus grande profondeur et diminue avec la remontée de la ligne de rupture. Le premier pic est dû à la surcharge.

La contrainte de cisaillement (TAU) suit presque le même chemin, elle atteint un max en présence de la surcharge, chute à la décharge.

La pression interstitielle est nulle au début car elle ne touche aucunement la ligne de rupture, elle augmente en touchant cette ligne et atteint le max à la grande profondeur pour s'annuler quand elle ne touche plus la ligne de rupture.

Tableau n° (27) : Résultats des Fs de la coupe II

Coupe II				
Valeurs Fs	Phase I pente simple	Phase II nappe phréatique	Phase III Surcharge	Phase IV nappe+ surcharge
Situation I Bishop	0.53	0.46	0.52	0.48
Situation II Fellenius	0.49	0.42	0.48	0.42
Situation III pérturbations	0.58	0.51	0.58	0.52

Interprétation des résultats

❖ Méthode des tranches

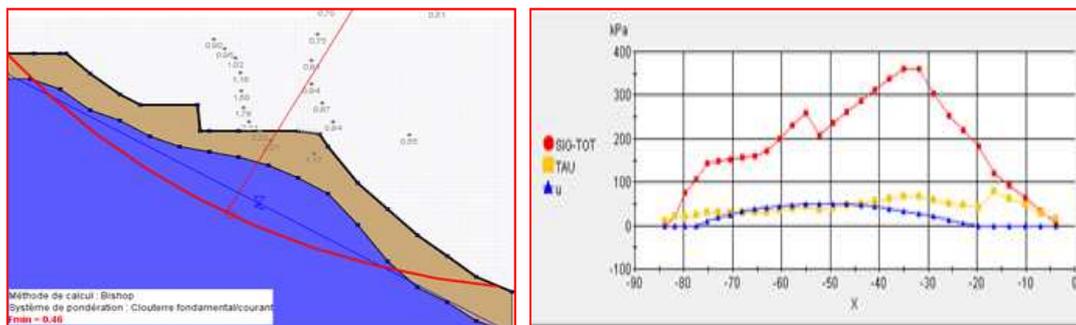
Les coefficients de sécurité les plus élevées sont obtenus pour la phase I en pente simple, ils sont réduits de peu avec l'apport de la surcharge en phase III. La phase II enregistre une réduction sensible en présence de la nappe. Dans la phase IV où on a tenu compte de l'effet simultané de la nappe et de la surcharge, on constate une remontée du Fs comparé à la phase II.

La nappe phréatique réduit la stabilité de la pente mais les résultats de la phase IV pourrait signifier que la surcharge dans ce cas de figure apporte une certaine stabilité avec des moments stabilisateurs plutôt que moteurs.

❖ Méthode des perturbations

Les résultats de la phase I et III sont compatibles, légère différence enregistrée pour les résultats entre la phase II et IV. On peut dire que la surcharge influe peu sur la stabilité de cette pente et que le déséquilibre vient beaucoup plus du fait de la présence de la nappe phréatique ; ce qu'on peut constater en phase II et IV.

Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4. Les figures (a) montrent l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement mobilisée) le long de la surface de rupture.



(a) (b)
Fig. (91) : Cas défavorable (Bishop sur phase II)

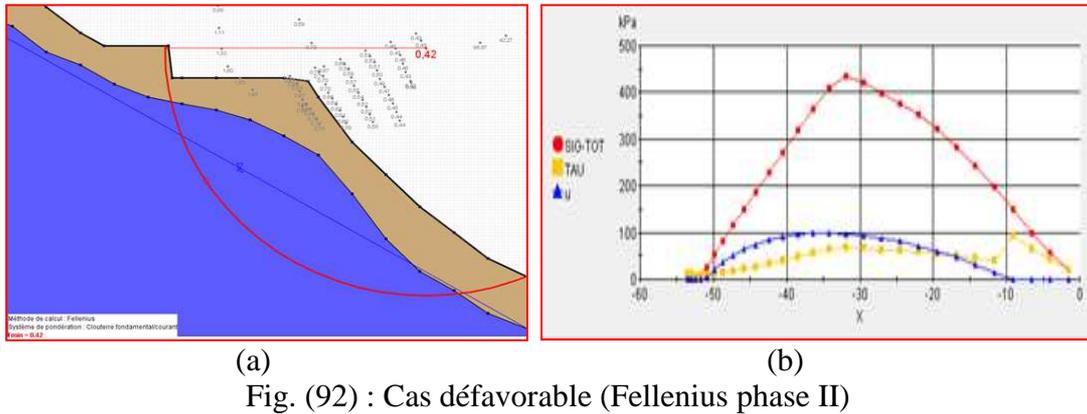


Fig. (92) : Cas défavorable (Fellenius phase II)

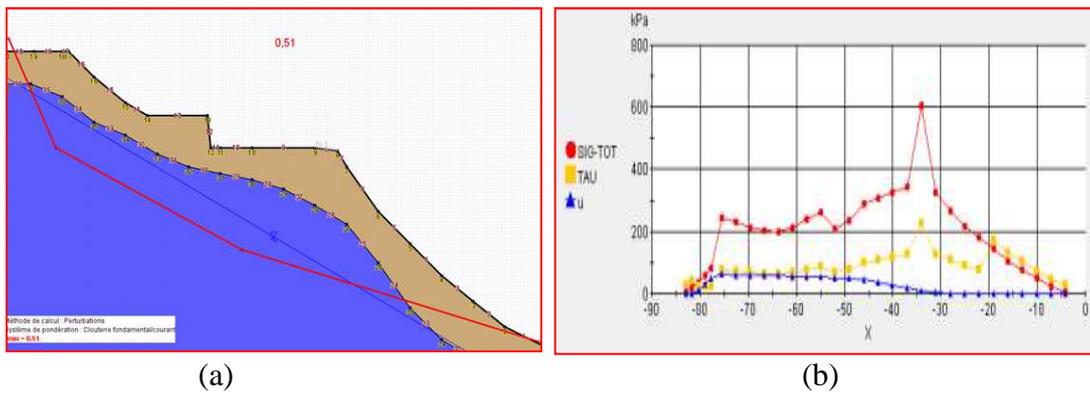


Fig. (93) : Cas défavorable (Perturbations phase II)

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (91) b]

La contrainte normale totale (SIG-TOT) enregistre un pic quand la ligne de rupture atteint un pic max quand la profondeur de cette ligne est la plus profonde puis diminue progressivement jusqu'à s'annuler avec la diminution de la profondeur de la surface de rupture.

La contrainte de cisaillement (TAU) atteint un max à la profondeur maximale de la ligne de rupture puis diminue avec la remontée de la ligne de rupture.

La pression interstitielle est nulle au début car elle ne touche aucunement la ligne de rupture. Elle augmente avec la profondeur de la ligne de rupture.

Coupes avec 03 couches

Lors du calcul avec trois couches, on a pris en considération les deux couches révélées par les sondages mécaniques réalisés par (GEOMICA) et on a supposé que la troisième couche qui est la partie basse représentant le substratum avec de bonnes caractéristiques.

Les résultats obtenus pour ces deux coupes présentent les avec trois couches sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau n° (28) : Résultats des Fs de la coupe II.

Coupe II				
Surface de rupture avec points de passages imposés (résultats inclinométriques)				Cercle tangente à une couche
Valeurs Fs	Phase I pente simple	Phase II nappe phréatique	Phase III Nappe phréatique rabattue	
Situation I Bishop	1.02	0.84	0.94	0.82
Situation II Fellenius	0.98	0.8	0.9	0.6
Situation III perturbations	0.6	0.57	0.6	/

Interprétation des résultats

- ❖ La phase II montre l'effet déstabilisateur qu'apporte la présence de la nappe sur une pente déjà instable sous son poids propre. En outre, les calculs montrent que le choix d'une surface de rupture tangente à une couche présente des Fs plus défavorables que lors du choix d'une surface de rupture avec points de passages imposés.

Ces résultats peuvent s'expliquer par l'augmentation des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. En effet, le fait de rabattre la nappe a fait remonter le Fs.

Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4. Les figures (a) montrent l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement mobilisée) le long de la surface de rupture.

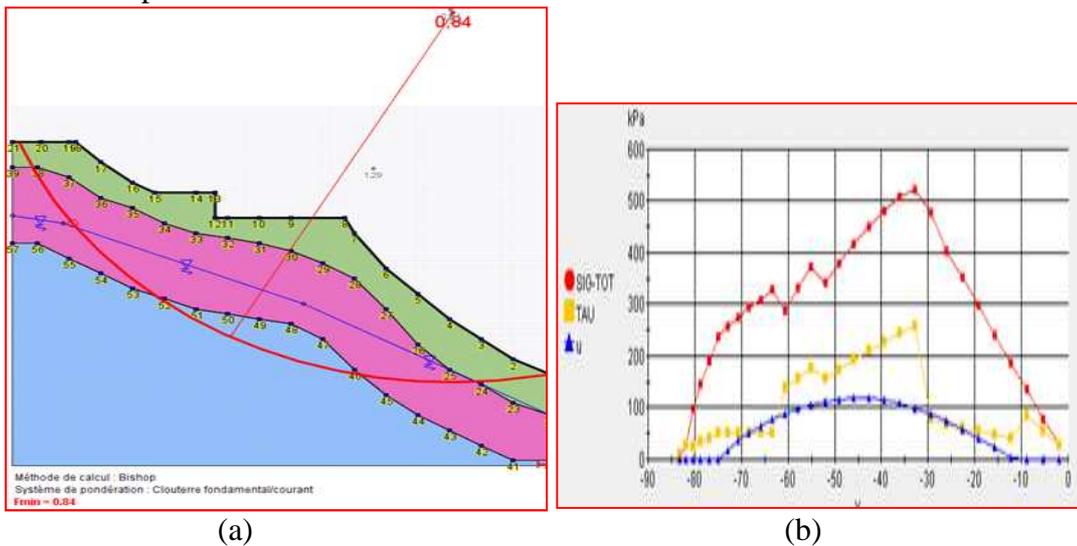
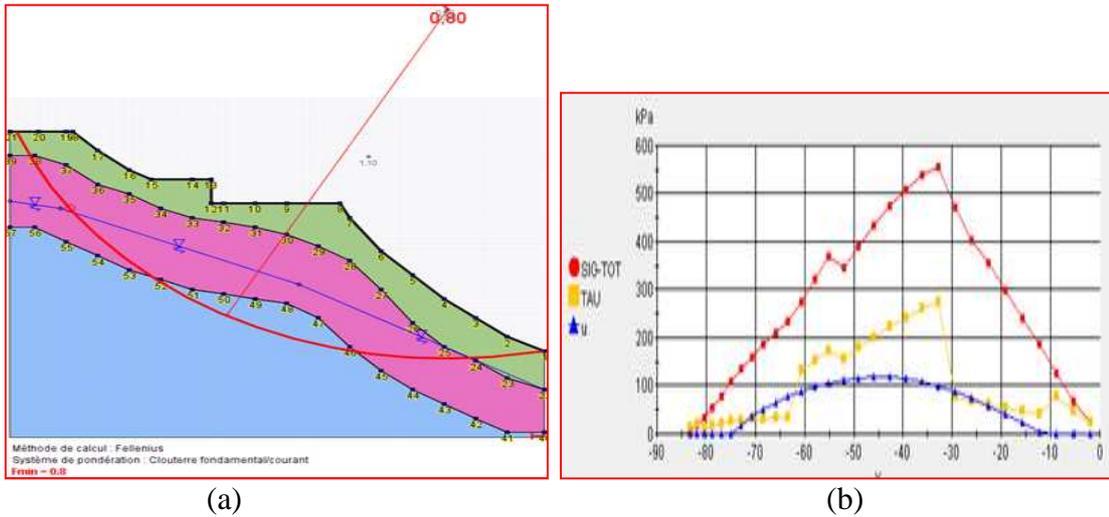
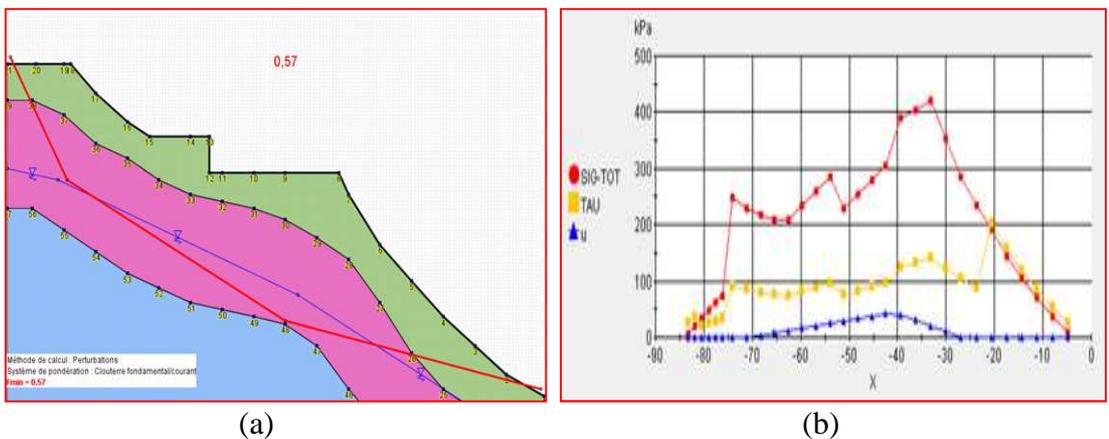


Fig. (94) : Cas défavorable Bishop (phase II)



(a) (b)
Fig. (95) : Cas défavorable Fellenius (phase II)



(a) (b)
Fig. (96) : Cas défavorable perturbation sur phase II

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (94) b]

Pour la courbe de la contrainte normale totale (SIG-TOT), on constate un premier pic correspondant à une profondeur importante, puis ce pic chute à cause de la diminution de cette profondeur, la contrainte atteint un pic max qui correspond à la profondeur max de la ligne de rupture. Enfin cette contrainte totale diminue jusqu'à s'annuler en dernier point de la ligne de rupture.

La contrainte de cisaillement (TAU) enregistre un pic avec l'augmentation de la profondeur et un pic max constaté à la profondeur maximale de la ligne de rupture.

La pression interstitielle est nulle au début car elle ne touche aucunement la ligne de rupture. Elle augmente progressivement lorsque la profondeur de la ligne de rupture augmente et diminue lorsqu'elle s'approche de la ligne de rupture.

Tableau n°(29) : Résultats des Fs de la coupe I

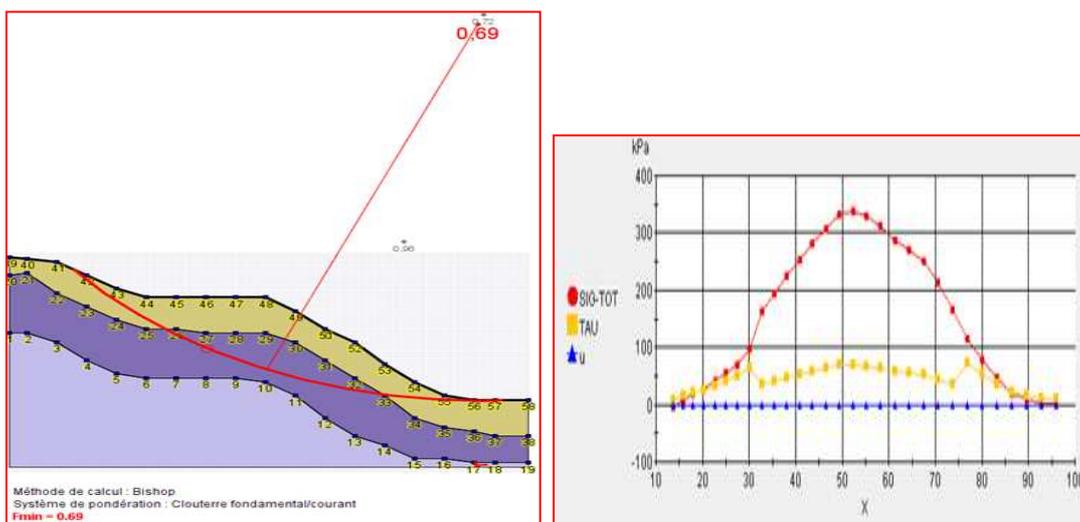
Coupe I				
Surface de rupture avec points de passages imposés (résultats inclinométriques)				Cercle tangente à une couche
Valeurs F_s	Phase I pente simple	Phase II nappe phréatique	Phase III Nappe phréatique rabattue	
Situation I Bishop	0.69	0.69	0.69	0.68
Situation II Fellenius	0.7	0.7	0.7	0.63
Situation III Perturbation	0.79	0.7	0.8	/

Interprétation des résultats :

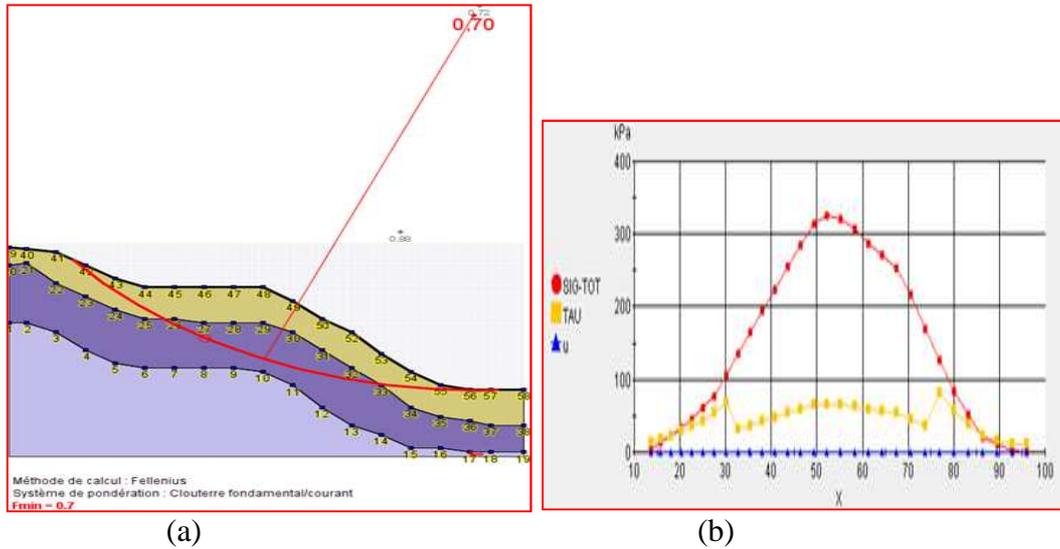
- ❖ Ces calculs présentent les mêmes coefficients de sécurité pour les différentes phases de calculs avec des F_s plus défavorables lors du choix d'une surface de rupture tangente à une couche.

Ces résultats peuvent être expliqués par le fait que la surface de rupture du glissement ne touche pas la nappe phréatique et donc cette dernière ne cause pas la réduction de la résistance de cisaillement du sol.

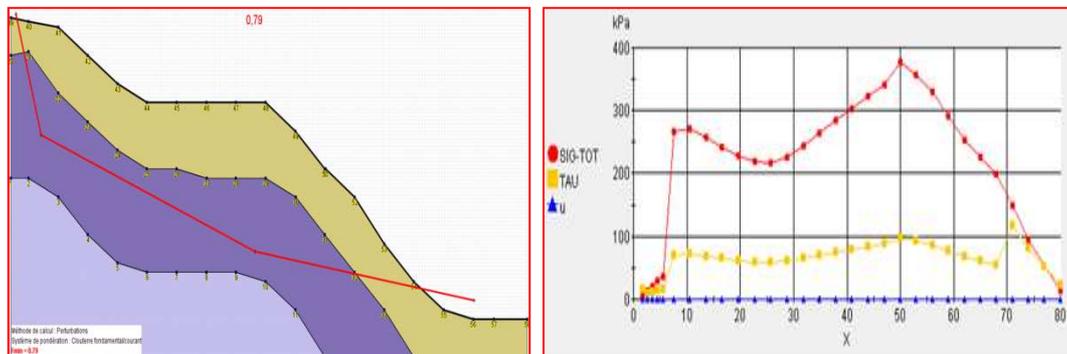
Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4, les figures (a) montre l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement mobilisée) le long de la surface de rupture.



(a) (b)
Fig. (97) : Cas défavorable Bishop (phase I, II et III)



(a) (b)
Fig. (98) : Cas défavorable Fellenius (phase I, II et III)



(a) (b)
Fig. (99) : Cas défavorable perturbation (phase I, II et III)

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (97) b]

La contrainte normale totale (SIG-TOT) atteint un pic correspondant à la profondeur maximale de la ligne de rupture puis elle diminue lorsqu'elle s'éloigne de ce point .

La contrainte de cisaillement (TAU) augmente, jusqu'à atteindre la deuxième couche puis tend à se stabiliser dans la deuxième couche et diminue et s'annule lorsque la ligne de rupture remonte à la première couche.

La pression interstitielle est nulle tout le long de la ligne de rupture puisque elle ne touche à aucun moment cette dernière.

Calcul du coefficient de sécurité avec renforcements

Pour remédier à l'instabilité révélée dans les précédents calculs, on a procédé à deux types de renforcement : le reprofilage et les tirants d'ancrage. Cependant, des modifications (tels que le reprofilage de la pente, le rabattement de la nappe et l'introduction de tirants d'ancrages) ont été apportées sur les coupes I et II afin de pouvoir apprécier l'évolution de F_s et de ce fait la stabilisation du glissement de terrain.

Tableau n° (30) : Caractéristiques des tirants appliqués à la coupe II

Nom	X(m)	Y(m)	Espacement horizontal	Inclinaison/horizontale	Longueur libre	Longueur scellée	RQS (KN)	TR (KN)
Tirant 1-4	-53	49 - 52	1	25	20	9	800	900
Tirant 5/11	-32.5	41 -47	1	25	20	15	800	900
Tirant 12/14	-16	25-27	1	25	15	9	800	900

Tableau n° (31) : Résultats des Fs de la coupe II

Coupe II avec renforcements			
Valeurs FS	Surface de rupture avec points de passages imposés (résultats inclinométriques)		Cercle tangente à une couche
	Phase I Reprofilage	Phase II Reprofilage+nappe rabattue+introduction de tirants d'ancrages	
Situation I Bishop	2.18	2.88	
Situation II Fellenius	2.07	2.55	
Situation III Perturbation	1.34	7.65	
			/

Interprétation des résultats

- ❖ La première phase de calcul (reprofilage) offre des coefficients de sécurités supérieurs à 1.5, donc la stabilité est assurée. Les Fs sont encore plus favorables dans la deuxième phase de calcul qui tient compte de l'introduction des tirants d'ancrages.

Ces résultats montrent l'intérêt du renforcement sur la stabilisation de la coupe étudiée, grâce au jumelage d'actions rhéologiques (drainage et reprofilage de la pente) et avec une action mécanique (tirants d'ancrages), le Fs est satisfaisant et on arrive à stabiliser le glissement.

Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4. Les figures (a) montre l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement mobilisée) le long de la surface de rupture.

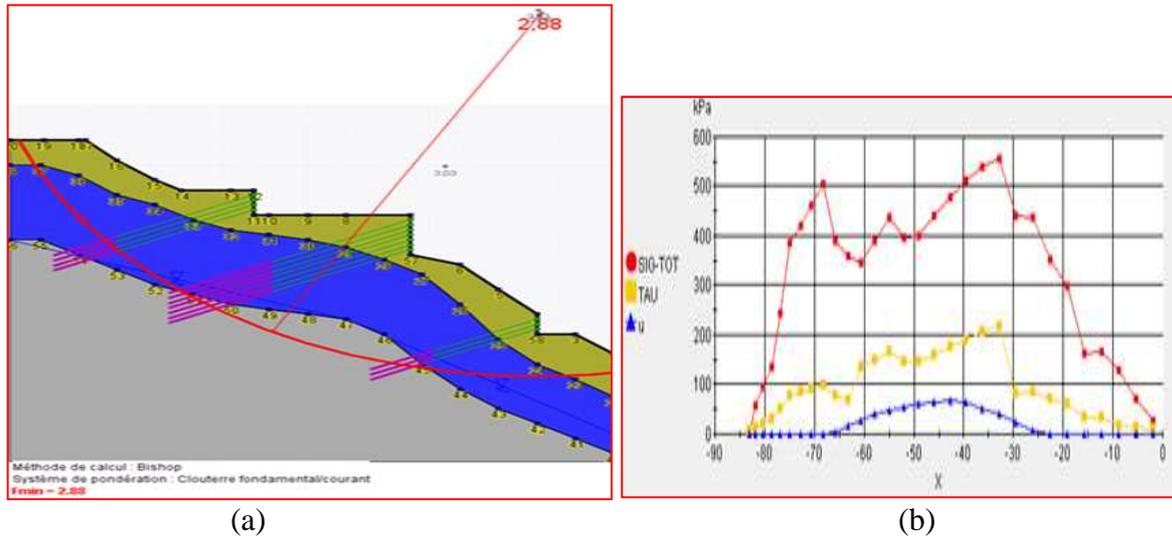


Fig. (100) : Cas favorable bishop (phase II)

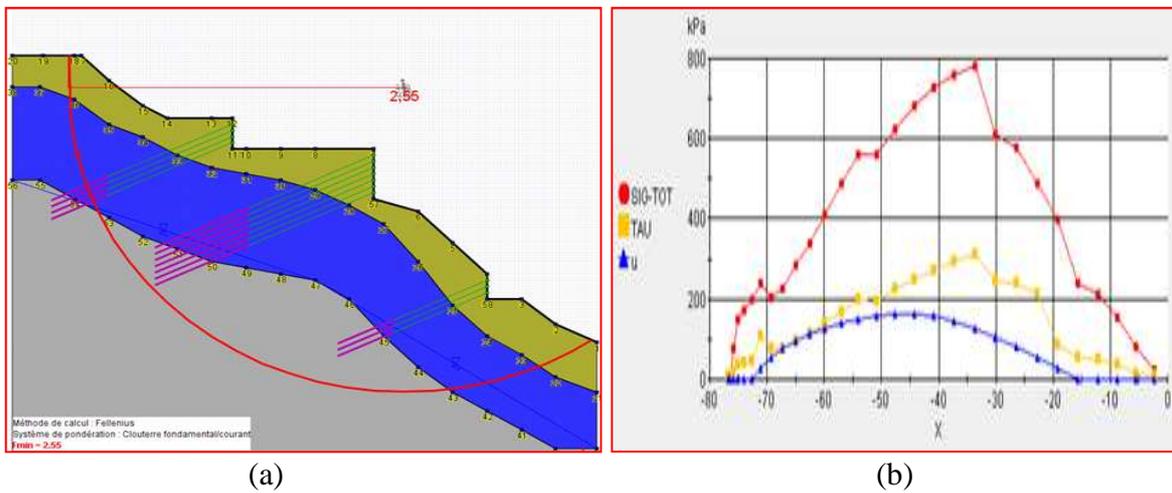


Fig. (101) : Cas favorable Fellenius (phase II)

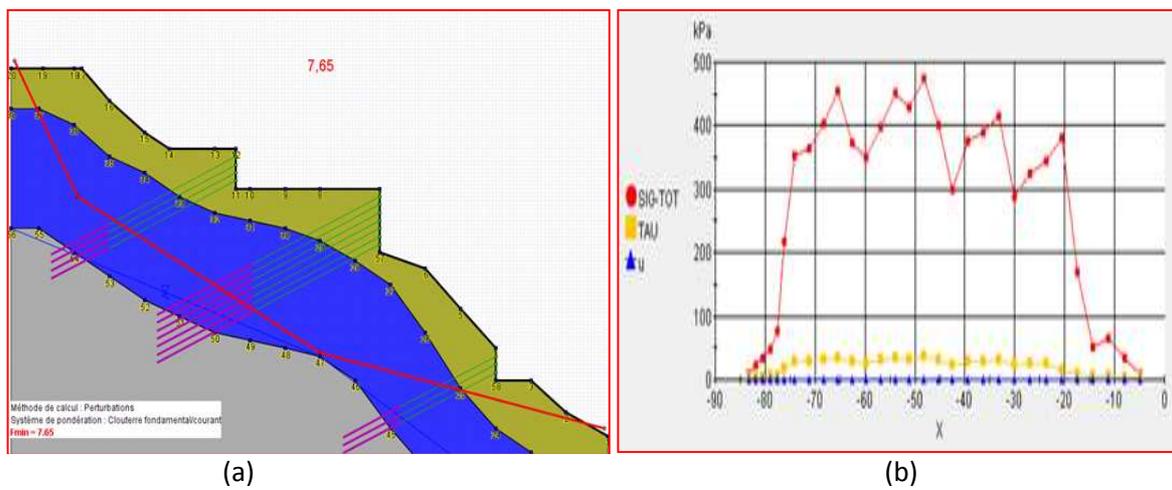


Fig. (102) : Cas favorable Perturbation (phase II)

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (100) b]

La contrainte normale totale (SIG-TOT) augmente avec l'augmentation de la profondeur de la ligne de rupture pour atteindre un premier pic correspondant à la présence de tirants d'ancrages juste après la cette contrainte chute. Elle enregistre un nouveau pic en présence des tirants après quoi elle diminue progressivement et s'annule au dernier point.

La contrainte de cisaillement (TAU) augmente avec l'augmentation de la profondeur de la ligne de rupture, atteint un premier pic en présence des tirants, chute juste après et ré-augmente de nouveau pour atteindre un deuxième pic correspondant à la présence des tirants, après quoi la contrainte TAU diminue et s'annule au dernier point.

La pression interstitielle est nulle au début car elle ne touche aucunement la ligne de rupture, elle augmente progressivement pour atteindre un max à la grande profondeur.

Tableau n° (32) : Caractéristiques des tirants appliqués à la coupe I

Nom	X(m)	Y(m)	Espacement horizontal	Inclinaison/horizontale	Longueur libre	Longueur scellée	RQS (KN)	TR (KN)
Tirant 1-4	21	46.5-48.5	1	30	15	9	800	900
Tirant 5/11	56.5	37.5-41.5	1	30	25	12	800	900
Tirant 12/14	80	18-22	1	30	15	9	800	900

Tableau n° (33) : résultats obtenus avec l'introduction (de tirants d'ancrages)

Coupe I avec renforcements			
Valeurs	Surface de rupture avec points de passages imposés (résultats inclinométriques)		Cercle tangente à une couche
	Phase I Reprofilage	Phase II Reprofilage+nappe rabattue+introduction de tirants d'ancrages	
Situation I Bishop	0.59	1.92	1.2
Situation II Fellenius	0.54	1.74	1.01
Situation III Perturbation	0.81	3.35	/

Interprétation des résultats

- ❖ La première phase de calcul (reprofilage) n'offre pas des coefficients de sécurité supérieurs à 1.5, il y a donc toujours le risque d'instabilité. Les F_s ne sont améliorés que dans la deuxième phase de calcul en présence de tirants d'ancrages.

Ces résultats montrent l'intérêt du renforcement sur la stabilisation de la coupe étudiée, grâce au jumelage d'actions rhéologiques (drainage et reprofilage de la pente) et avec une action mécanique (tirants d'ancrages), on a pu obtenir un F_s satisfaisant et assuré la stabilisé du glissement.

Les figures suivantes représentent les résultats des calculs obtenus avec le logiciel Talren 4, les figures (a) montrent l'allure de la surface de rupture (profondeur et longueur) et les figures (b) montrent la répartition des contraintes (u : pressions interstitielles, SIG-TOT : contraintes totales normales et TAU : contrainte de cisaillement mobilisée) le long de la surface de rupture.

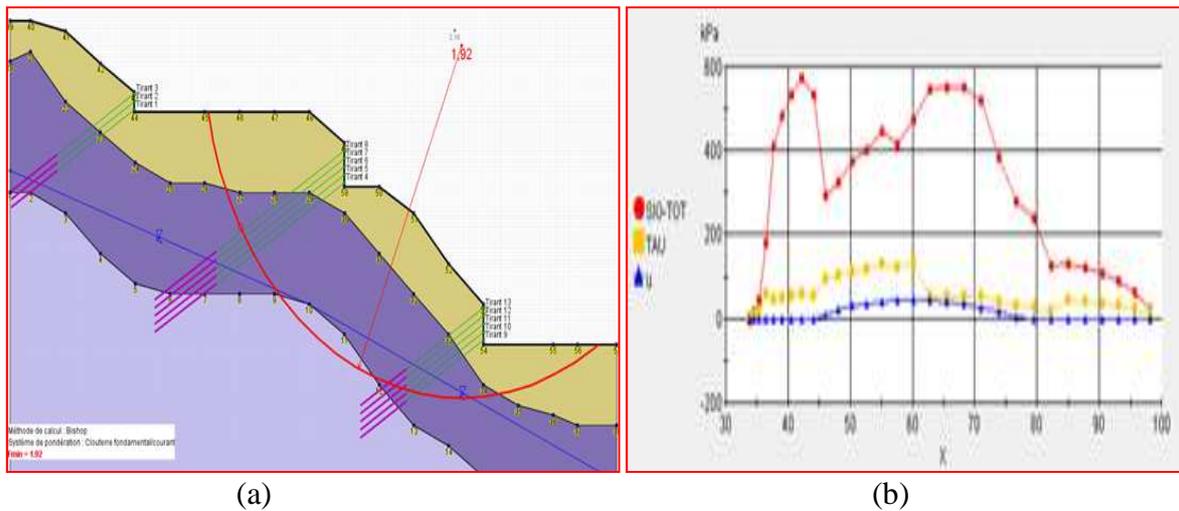


Fig. (103): Cas favorable Bishop (phase II)

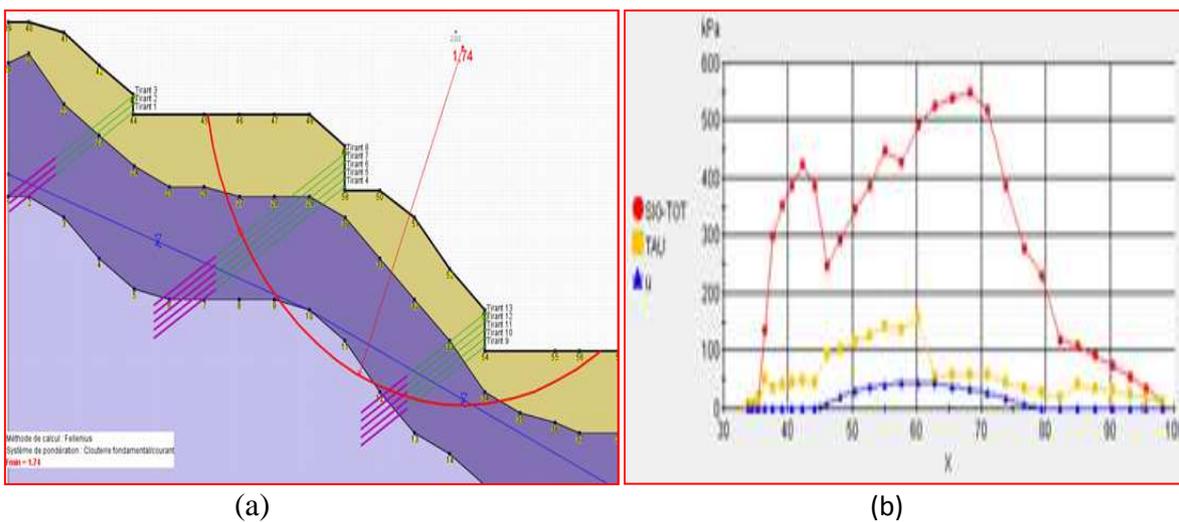


Fig. (104) : Cas favorable Fellenius (phase II)

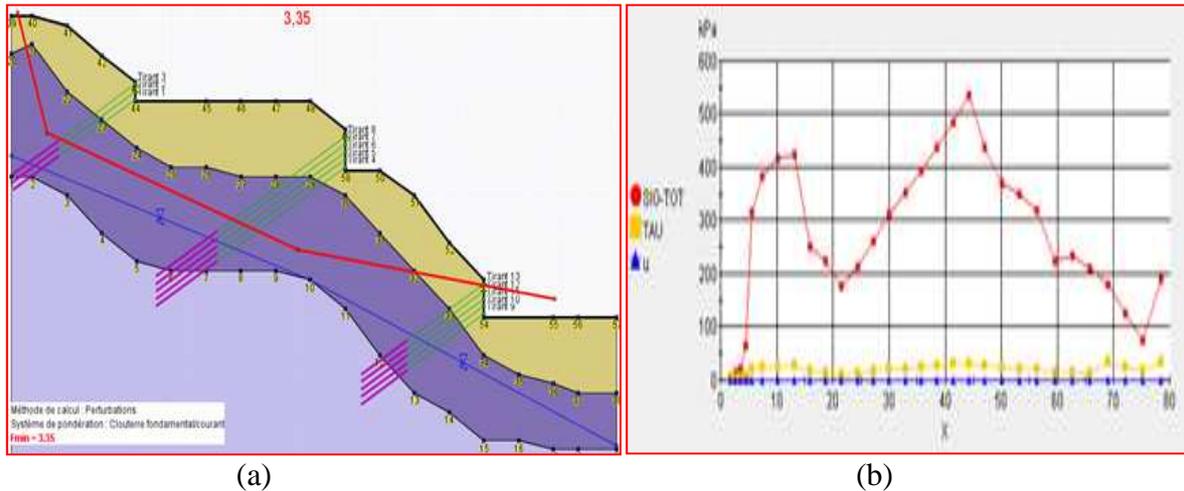


Fig. (105) : Cas favorable Perturbation (phase II)

☀ On prend le cas de Bishop [fig. (103) b]

La contrainte normale totale (SIG-TOT) augmente avec l'augmentation de la profondeur de la ligne de rupture pour atteindre un premier pic correspondant à la présence de tirants d'ancrages juste après cette contrainte chute, puis remonte avec l'augmentation de la profondeur de la ligne de rupture, elle atteint le troisième pic correspondant à l'emplacement des tirants d'ancrage après quoi elle diminue avec la diminution de la profondeur de la ligne de rupture.

La contrainte de cisaillement (TAU) augmente dans la première couche puis se stabilise dans la deuxième et troisième couche puis diminue progressivement avec la diminution de la profondeur.

La pression interstitielle est nulle au début car elle ne touche aucunement la ligne de rupture, elle augmente progressivement pour atteindre un max à la grande profondeur.

Recommandations au renforcement à adopter

Le choix de la méthode de stabilisation d'un mouvement de terrain ou de renforcement d'une zone en pente, nécessite une bonne connaissance des causes de l'instabilité.

Les instabilités se produisent suite à la réduction des caractéristiques mécaniques (agressivité des eaux d'infiltrations sur la nature du sol) du milieu ou par accroissement des contraintes (pressions interstitielles ou surcharges) appliquées à ce milieu ou par la combinaison de ces deux causes à la fois.

Les solutions à apporter peuvent être classées en 02 catégories :

Action rhéologique : Elle agit sur le milieu lui-même, vise à accroître sa résistance à la rupture et à améliorer ses caractéristiques géotechniques par drainage, traitement chimiques, plantation et autres.

Action mécanique : Elle vise à créer des forces extérieures stabilisatrices par la réalisation des ouvrages de soutènement, nivellement des pentes etc.

Suite à l'étude qu'on a pu réaliser avec le logiciel TALREN4, les résultats obtenus nous renseignent sur le paramètre le plus influant et le plus déstabilisateur du versant

qui dans notre cas serait la présence d'une nappe phréatique entre les deux couches : la couverture superficielle et le schiste friable et altéré, cela nous pousse donc à penser que la solution la plus indiquée est le drainage.

Le drainage est la solution à tester en premier lieu lors d'un grand glissement de terrain en général et dans notre cas d'étude en particulier, car adopter des solutions avec introduction d'éléments résistants (murs de soutènement, tirants d'ancrage, clouages...) traiteraient les conséquences du glissement de terrain (les déformations) sans toucher à ses causes (éléments déclencheurs). En effet le drainage permettra la remise en état de l'équilibre du versant touché par l'aléa et ce, par réduction des pressions interstitielles au sein des masses instables.

Le drainage peut se faire de deux manières (en surface ou en profondeur) mais les faire conjointement donneront un résultat beaucoup plus fiable.

Le drainage en surface : il permettra la collecte des eaux superficielles (pluviales ou accidentelles) afin d'éviter leur infiltration à travers les masse instables et diminuer aussi les effets d'érosion. [19] (Voir chapitre III partie I) ;

- ✓ Etanchéifier les zones d'infiltrations, soit par la mise en place d'un revêtement de bitume ou le bétonnage de surface. Ces zones à étanchéifier doivent être dotées de caniveaux pour la collecte et l'évacuation des eaux de surface.
- ✓ La mise en place d'un système de drainage constitué de collecteurs (principaux et secondaires) traversant la zone instable dans le sens du mouvement de terrain (Nord – Sud) et aux endroits privilégiés pour les écoulements d'eaux vers la sortie aval du versant affecté.
- ✓ Un système de récepteurs des eaux pluviales recouvert soit par des dalles en béton ou des grilles en fer amovibles est recommandé afin de rendre possible le contrôle et le nettoyage régulier. Les eaux collectées ainsi doivent être évacuées en dehors de la zone instable.

Le drainage en profondeur : le but de ce drainage est d'empêcher les eaux d'infiltration de pénétrer le long du corps du glissement. Ces eaux altèrent davantage les terrains en place et génèrent des pressions interstitielles qui contribuent à l'amorce et à l'aggravation des instabilités. [19]

Il y a lieu de noter que la partie Est de la zone instable a été équipée d'un système de drainage des eaux d'infiltration avec un système de buses perforées. Les observations effectuées sur site ont montré qu'au niveau des sorties, ce système n'est plus fonctionnel (obstruction par des détritrus).

Vu l'incidence des eaux d'infiltration sur l'état de stabilité de la zone et la nécessité de leur évacuation en dehors de celle-ci, on essayera d'y remédier en mettant en place des tranchées drainantes afin de réduire le niveau de la nappe phréatique, le choix de la mise en place de cette tranchée se fera suivant la pente la plus raide et ce parallèlement aux lignes de niveaux, pour le mode réalisation (voir chapitre III partie I).

Le système d'assainissement : Les observations effectuées sur le terrain ont montré que le système d'assainissement de la zone étudiée est complètement défectueux. Des endroits de rejet en surface et regards bouchés ont été observés. Ces eaux altèrent davantage les terrains en place et génèrent des pressions interstitielles qui contribuent à l'amorce ou l'aggravation des instabilités. [19]

De ce fait, il y a urgence de revoir le système d'assainissement des eaux usées de la zone et procéder à sa réparation s'il y a lieu. Aussi, il est souhaitable à ce que les évacuateurs de ce système soient orientés dans le sens du mouvement de terrain (Nord – Sud).

Dans le cas où le rabattement de la nappe phréatique et la suppression de surcharges qui accentuent le risque d'instabilité de la pente, s'avérerait un bon moyen ralentisseur du mouvement mais resterait insuffisant. L'option d'introduction d'éléments résistants tels les clous paraît alors inévitable pour maîtriser le glissement de terrain.

Afin de compléter l'étude sur Talren4 en ajoutant des renforcements, on a pris à titre d'exemple une stabilisation avec mise en place de tirants d'ancrages dont les résultats sont récapitulés sur le tableau n°(31) et n°(33) ci-haut. Les tirants d'ancrages permettent de goujonner les masses instables sur le substratum fixe en les répartissant *in situ* perpendiculairement à la surface de glissement.

Pour conclure sur l'ensemble des résultats obtenus, l'obtention d'un coefficient de sécurité stable sur la zone étudiée nécessite le jumelage entre facteur rhéologique (drainage de la zone de risque) et facteurs mécaniques avec l'apport d'éléments résistants souples pouvant amortir une survenue éventuelle de séisme.

Conclusion

L'étude avec le logiciel Talren4 nous a permis l'utilisation d'un moyen de calcul en vogue. La maîtrise de ce dernier et de ses fonctionnalités permet de calculer de différentes méthodes la stabilité et de réaliser différents cas de figures (introduction de surcharges, renforcements, nappe phréatique).

Ce logiciel nous a permis aussi de faire ressortir l'influence éventuelle de chaque paramètre et d'étudier l'impact qu'apporte sa présence ou sa modération (voir suppression) sur la stabilité de la pente calculée. Les comparaisons effectuées sont allées dans le sens de l'étude de reconnaissance de base et approfondie. Ces comparaisons ont mis en évidence l'impact des infiltrations des eaux et l'accentuation du mouvement avec les surcharges.

On a aussi dirigé l'étude sur une introduction d'éléments stabilisateurs ; tirants d'ancrages ; (cela après un léger remodelage de la couche du remblai) qui pourrait s'avérer comme élément de solution envisageable ; et ce après rabattement de la nappe et suppression des surcharges qui se sont montrées insuffisantes pour la maîtrise du mouvement.

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE

Cette partie à travers ses 03 chapitres nous a aidé à cerner le problème de glissement de terrain qui touche la ville de AEH. Sa coupe et ses courbes que ce soit en surface ou en profondeur, nous ont permis d'apprendre un peu plus sur sa géomorphologie et sa géologie pour ainsi mettre en évidence les premières causes qui auraient participées à sa déstabilisation.

Après exploitations des résultats d'investigations réalisés principalement par l'organisme GEOMICA, l'existence d'un glissement de terrain a été confirmé puisque les résultats des inclinomètres disposés sur le site ont mis en évidence des déplacements de sol dans le sens de la pente, qui ont touché non seulement la couverture argilo-schisteuse mais aussi la couche alternant des niveaux de schistes sains avec des niveaux de schistes friables.

On a pu apprendre que les fortes précipitations et la couverture neigeuse dont est sujette cette ville de la période qui va de Novembre jusqu'au mois de Mars favorisent sans doute le mouvement puisque par manque ou inexistence de système de drainage (en surface et/ou en profondeur), ces eaux s'infiltrent et arrivent à la couche de schistes friable et altérée changent sa nature rhéologique et de ce fait créent ce que l'on peut appelé « couche savon » qui serait à l'origine du glissement de terrain. Cela dit, il ne faut pas négliger l'effet de la surcharge due à l'urbanisation anarchique et au non respect des consignes de constructions qui étaient limitées à (R+1), mais hélas on peut facilement constater la présence de constructions allant jusqu' à (R+4) vers la zone du marché.

L'intérêt majeur de cette partie à été l'introduction des calculs réalisés avec Talren4. En effet, on a eu la chance de s'initier à ce logiciel de calcul de stabilité des pentes et de nous familiarisé avec ses différentes fonctionnalités. On y a introduit des coupes géotechniques à étudier en passant par la modélisation tout en y introduisant les caractéristiques mécaniques liées à chaque couche et de ce fait lancé le calcul avec différentes phases et ses différentes situations.

Les comparaisons des résultats de calculs obtenus démontrent l'impact essentiel de l'eau sur la l'accentuation de la déstabilisation du versant et l'impact un peu moindre des surcharges sans oublier le pendage raide et les mauvaises caractéristiques de couche de schiste friable. Par la suite on a essayé d'apporter quelques éléments de solutions avec un rabattement de nappe qui serait l'effet d'un drainage et en parallèle avec la mise en place de tirants d'ancrages, après quoi on a constaté l'impact assez favorable qu'il a apporté à la stabilité de ces deux coupes.

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrains constituent un des phénomènes naturel les plus insaisissables ; qui touchent les pentes instables. Les nombreux facteurs pouvant être à l'origine de cet aléa peuvent être réparties en deux catégories :

- Facteurs naturels
- Facteurs anthropiques

C'est la conjonction de ces deux catégories qui serait à l'origine de la réactivation du glissement d'Ain El Hammam, en effet l'intensité de la pluviométrie de la région associée à l'existence d'une couche de schiste friable en profondeur liée à une géomorphologie favorisant le glissement seraient les premières causes naturelles de l'instabilité, cela dit il faut souligner l'impact humain qui a accentué ce mouvement avec l'urbanisation anarchiques (surcharges de la crête, suppressions de butées naturelles et absence de systèmes de drainages Performant).

Afin de situer l'importance de ce glissement (profondeur et longueur), on a opté pour le calcul avec le logiciel Talren4 et réaliser ainsi une étude de stabilité avec et sans renforcements.

Le cas de l'étude sans renforcements a montré l'instabilité certaine des coupes étudiées, ce qui nous a poussés à diriger les recherches vers un moyen de confortement tels que des tirants d'ancrages (sans prendre en considération l'incidence financière) ce dernier calcul a favoriser la stabilité et a permis l'obtention de Fs en dehors de la zone de risque.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] : **G. PILOT** (Ingénieur T.P.E. Assistant au Groupe des Fondations Section des Sols et Pierres au Laboratoire Central) ; **calcul de la stabilité des pentes** (utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes 1.1 et I.2); Mars 1966.

<http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%2022%20pp%201-16%20Pilot.pdf>

[2] : **FAKIHI M. / DPE Essaouira ; CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN** (AU NIVEAU DU PK 255 DE LA RN 6 LIAISON FES – TAZA)

<http://www.mtpnet.gov.ma/NR/rdonlyres/17F48F90-02BB-4DA2-B42A-2213394AF72B/891/404ConfortementduglissemendeterrainauniveaudelaR.pdf>

[3] : **ANALYSE DE STABILITÉ DES PENTES** (chapitre V)

<http://www.pages.usherbrooke.ca/gci730/gci730/chapitre5.pdf>

[4] : **R.M. Faure ; Méthodes de calcul en stabilité des pentes** ENTPE cours Mécanique des sols 2

http://www.pentestunnels.eu/enseignement/cours_RMF_2A/ac1_calcul_stabilite%20des_pentes.pdf

[5] : **Jean-Louis DURVILLE** (*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC)*) *et* **Gilles SÈVE** (*Ingénieur des Travaux publics de l'État Section Mécanique des sols et fondations au LCPC*); **Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble**

<http://dc96.4shared.com/doc/lBi143iU/preview.html>

[6] : **Yves-Henri FAURE** (Université Joseph Fourier de Grenoble); **Comportement observé des filtres géotextiles dans les ouvrages de drainage**

http://www.risknat.org/projets/riskydrogeo/docs/guide_pratique/Acivite1_Ateliers/Presentations%20Atelier2/A2P9-Drainage-Faure%20LIRIGM.pdf

[7] : **BUREAU DES MINES ET DE L'ENERGIE**

<http://www.bme.gouv.ht/risques%20geologiques/Les%20glissements%20de%20terrain.pdf>

[8] : **Christian Chapeau** (*chef du groupe Géotechnique LRPC de Lyon*) *et* **Jean-Louis Durville** (*Chargé de mission Risques naturels Centre d'études techniques*); **L'eau et les risques de glissements de terrain**

<http://www.brgm.fr/dcenewsFile?ID=235>

[9] : **Movement gravitaires** (Société Suisse de Géomorphologie (SSGm) – Schweizerische Geomorphologische Gesellschaft Fiches – Géomorphologie de la montagne) .Août 2009

<http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/pdf/4.1.3.pdf>

[10] : **Jean-Louis DURVILLE** (*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC)*) *et* **Gilles SÈVE** (*Ingénieur des Travaux publics de l'État Section Mécanique des sols et fondations au LCPC*); **Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble.**

[11] : **Diab Djefal Imane** ; Mémoire de Master 2 stabilité des pentes et méthode de confortements ; 2011

[12] : **Djerbal Lynda** ; Mémoire de Master 2 Dynamique d'évolution du mouvement de terrain de Ain El Hammam 2010

[13] : **Kechidi Zahia** ; Mémoire de Master 2 applications des analyses minéralogique et géotechniques des schistes de Ain El Hammam ; 2010

[14] : **BELAIDI Mohamed** ; Mémoire de Master 2 Application de l'essai de cisaillement direct dans l'étude des glissements de terrain le long des plans de stratification des sols 2011

[15] : **CHAOUCHE. A** ; CTE GEOMICA (2009), Etude géotechnique de la zone de glissement d'Ain El Hammam « rapport phase 1 et phase2 »

[16] : **LADGHEM CHIKOUCHE Fadila** ; Mémoire de Magister PREVENTION DU RISQUE MOUVEMENT DE TERRAIN PAR L'UTULISATION DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES ;2009

[17] : **MELBOUCI BACHIR**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition Elamel, 2009.

[18] : **GUIDE TECHNIQUE**, Stabilisation des glissements de terrain, Ministère de l'équipement des transports et des logements, laboratoire des ponts et Chaussées (LCPC).

[19] : **CHAOUCHE. A** ; CTE GEOMICA (2009), Etude géotechnique de la zone de glissement d'Ain El Hammam « rapport phase 1 et phase2 »

[20] : **Jacques PUTATTI** ; technologie de la construction des bâtiments (Fondation-Foutènement), 1979

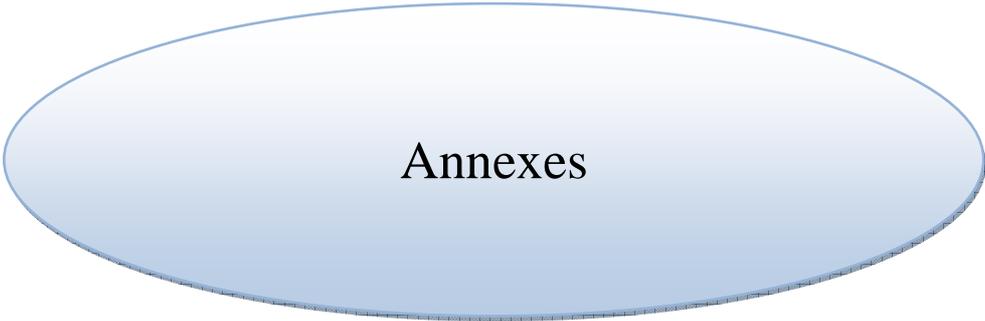
[21] : **Eric Cadier, Othon Zevallos, Pedro Basade** ; les glissements de terrain et les inondations catastrophiques de la Josefina en Equateurs.

<http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/25%283%29/421.pdf>

[22] : **LE GRAND SÉISME DE KOBE** Des causes et des effets

http://www2.cndp.fr/eedd/aleasenjeux/pdf/n9/a&e_9_p_6_P11.pdf

[23] : **Terra sol** ; Manuel du logiciel Talren 4

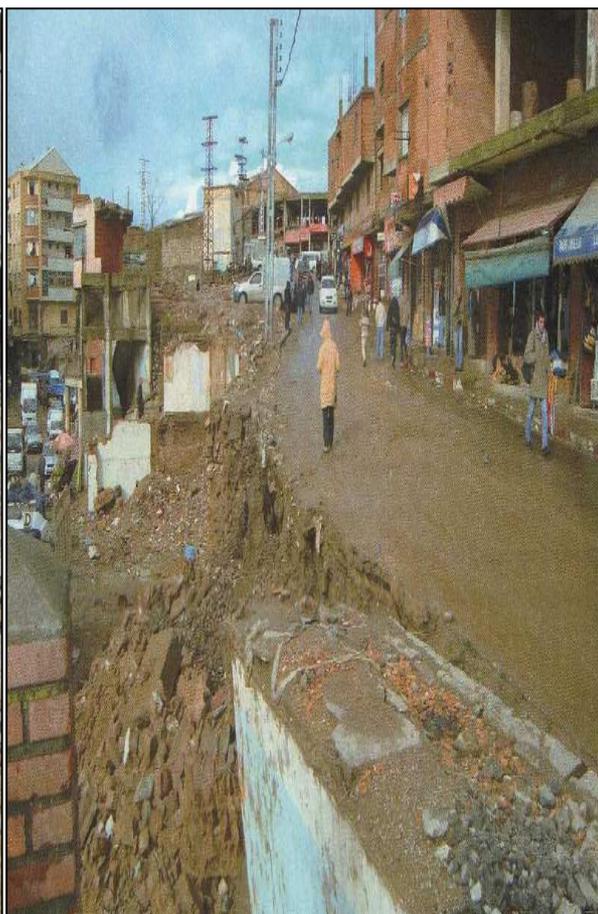


Annexes

Annexe A: comparaison des photos du site entre 2009 et 2012



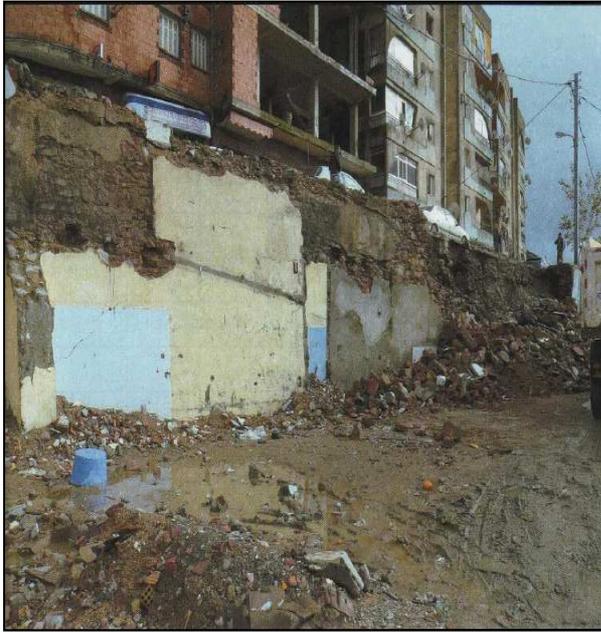
2012



2009



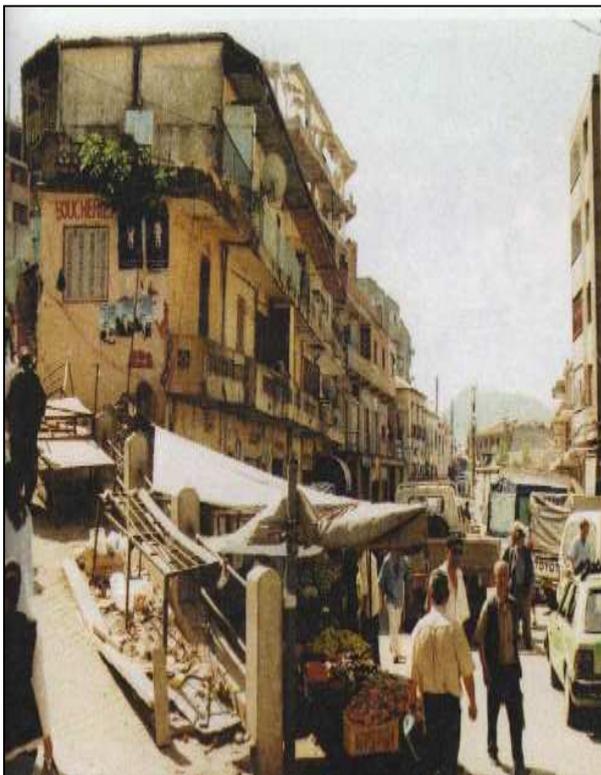
2012



2009



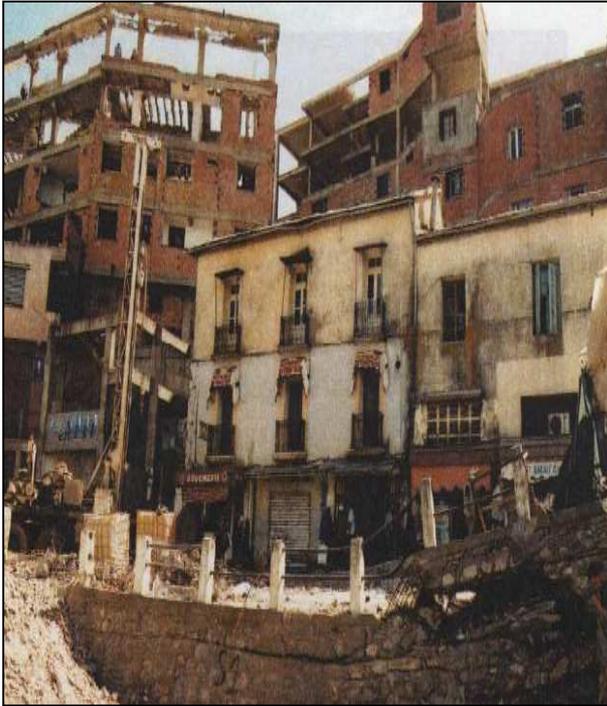
2012



2009



2012



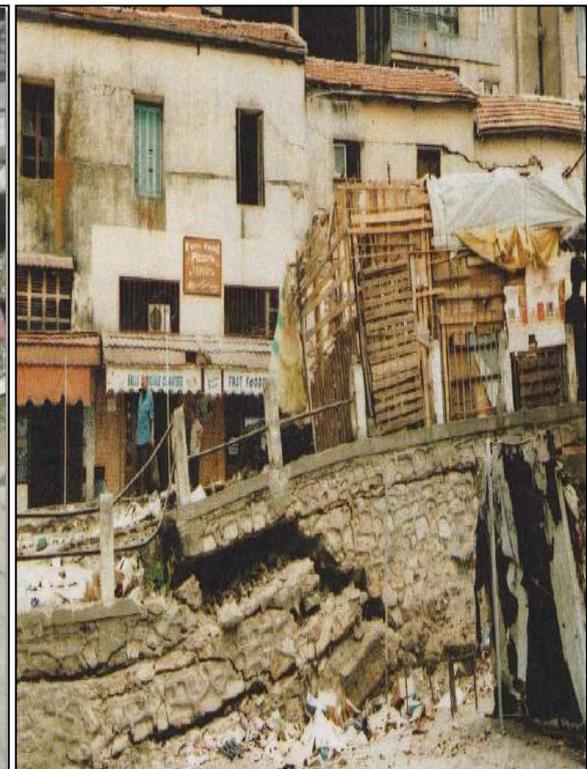
2009



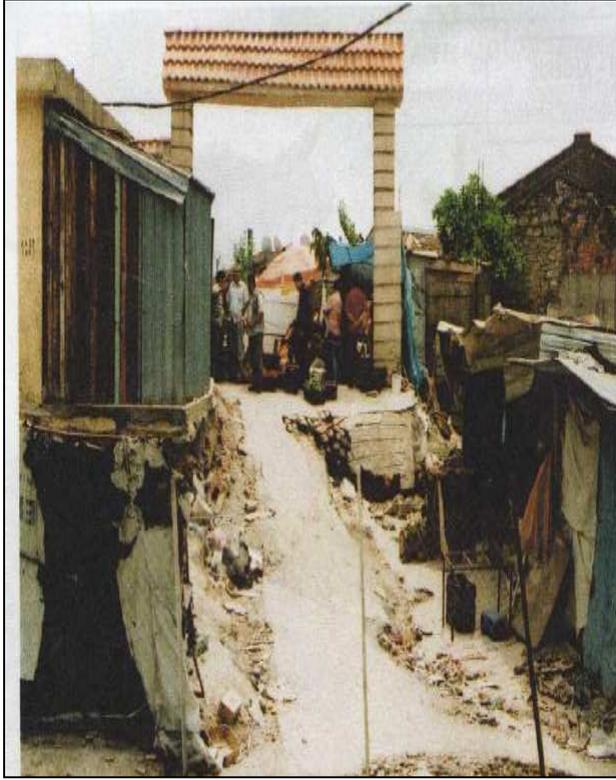
2012



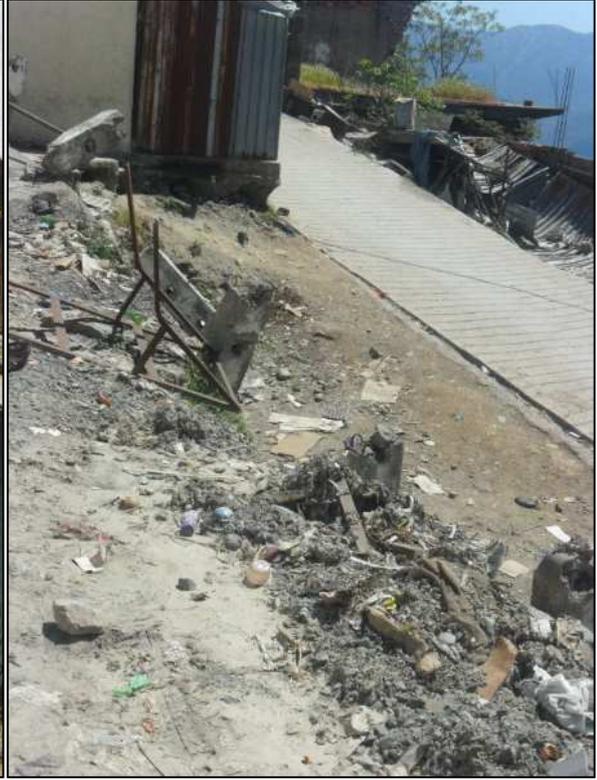
2012



2009



2009



2012



2012

Annexe B : Résultats des analyses du sol et de l'eau du site

Synthèse des résultats des essais d'identification physique [19]

Sondages	Sc1	Sc1	Sc1	Sc2	Sc2	Sc3	Sc3	Sc3	Sc5	Sc5	Sc5
<i>Ech/ Profond (m)</i>	4.00 – 4.20	13.00 – 13.10	19.00 – 19.10	2.00 – 2.20	6.00 – 6.20	6.50 – 6.70	16.50 – 16.70	23.00 – 23.95	4.50 – 4.70	9.50 – 9.70	13.20 – 13.40
γ_h (t/m ³)	2.21	2.30	2.29	2.21	2.41	2.13	2.00	1.99	2.08	1.98	1.96
γ_d (t/m ³)	2.02	2.10	2.17	2.05	2.31	1.88	1.83	1.79	1.88	1.85	1.79
<i>W</i> %	10.28	9.46	5.35	7.71	4.38	13.61	9.44	11.65	10.58	6.84	9.13
<i>Wsat</i> %	12.76	10.60	8.94	11.74	6.24	16.30	17.69	18.97	16.11	16.94	18.78
<i>Sr</i> %	80.57	89.26	59.79	65.71	70.25	83.54	53.36	61.45	65.68	40.36	48.63

Les résultats de l'analyse chimique du sol [19]

<i>Sondage</i>	S1	S1	S2	S2	S4	S4
<i>Profondeur (m)</i>	6.50-6.95	10.50-10.90	4.00-4.20	10.00-1.20	5.30-5.50	9.00-9.20
<i>Teneur SO₄⁻ (%)</i>	0.06	0.15	0.10	0.05	0.06	0.06
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0	A0
<i>pH</i>	8.15	8.33	8.30	8.36	8.41	8.38
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0	A0
<i>Classe d'agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0	A0
<i>Teneur Cl (%)</i>	0.048	0.048	0.019	0.038	0.038	0.019
<i>Teneur en carbonates (%)</i>	0.10	0.20	0.10	0.22	0.60	0.21

<i>Sondage</i>	SC03	SC03	SC03	SC05	SC05
<i>Profondeur (m)</i>	4.00-4.20	8.00-8.20	20.00-20.20	6.50-6.70	12.00-12.20
<i>Teneur SO₄⁻ (%)</i>	0.08	0.05	0.05	0.10	0.12
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0
<i>pH</i>	7.88	8.20	8.06	8.15	8.10
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0
<i>Classe d'agressivité</i>	A0	A0	A0	A0	A0
<i>Teneur Cl (%)</i>	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019
<i>Teneur en carbonates (%)</i>	0.22	<0.20	0.22	0.22	<0.20

Symbole classe d'agressivité A0 : Environnement non agressif

Niveau de protection : 1

Résultats de l'analyse chimique de l'eau au niveau du sondage SC05 [19]

Symbole

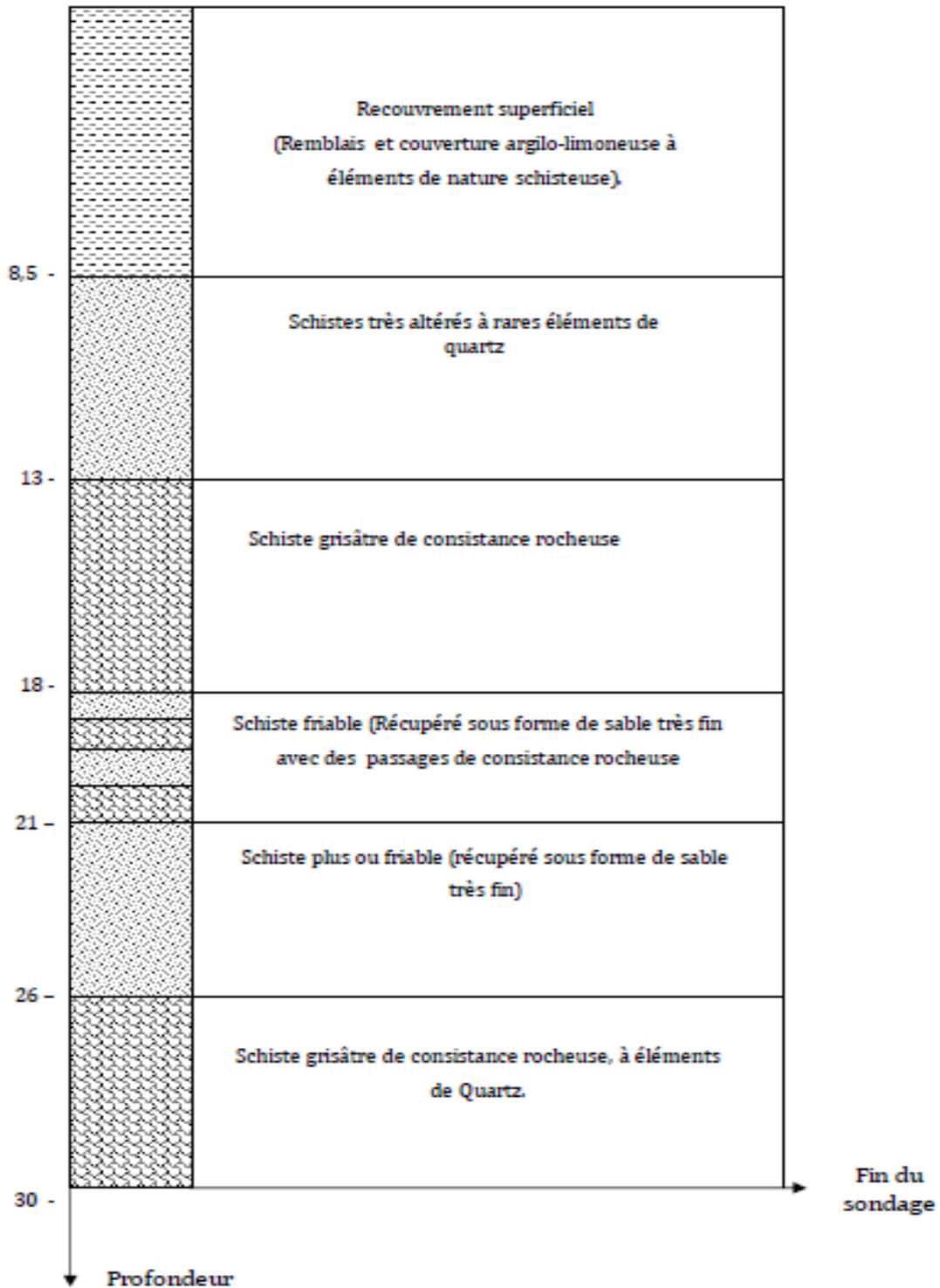
<i>Sondage</i>	S5 (Eau)
<i>Teneur SO₄⁻ (mg/l)</i>	65.47
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0
<i>pH</i>	7.33
<i>Symbole classe agressivité</i>	A0
<i>Classe d'agressivité</i>	A0
<i>Teneur Cl (mg/l)</i>	60.80

Symbole classe d'agressivité A0 : Environnement non agressif

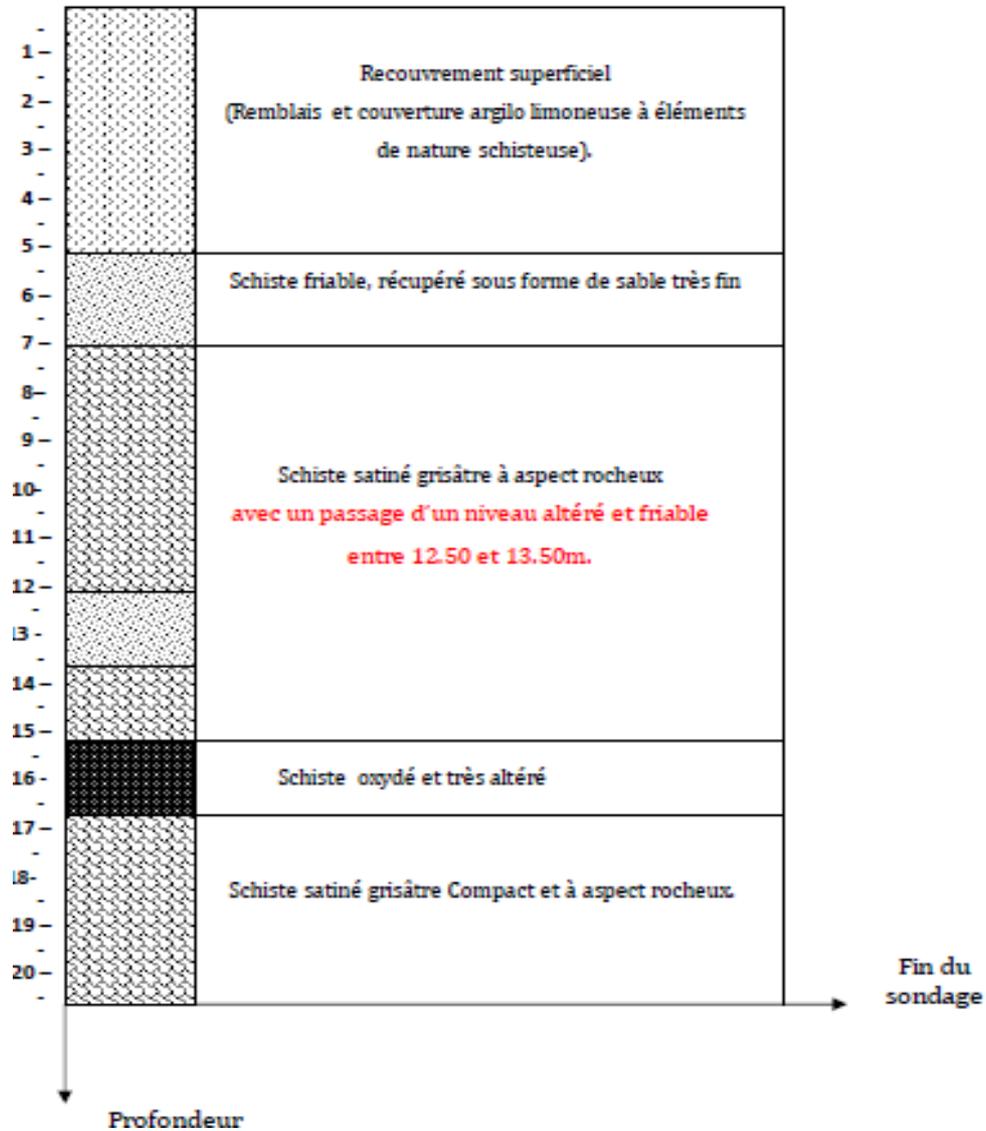
Niveau de protection : 1

Annexe C : coupes des sondages carottés

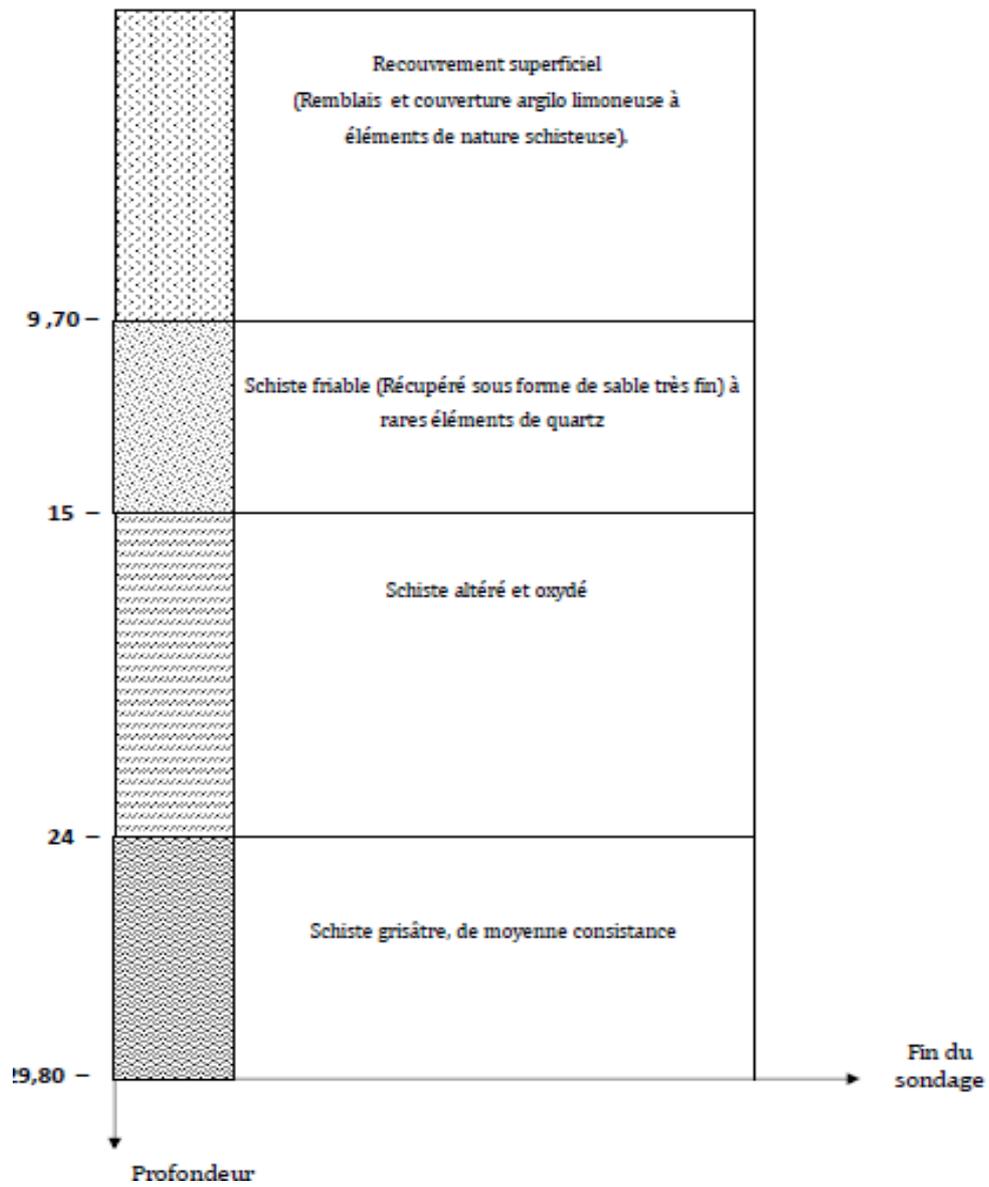
Sondage SC 01 : coordonnées UTM : X=617178 [m], Y= 4047856 [m]



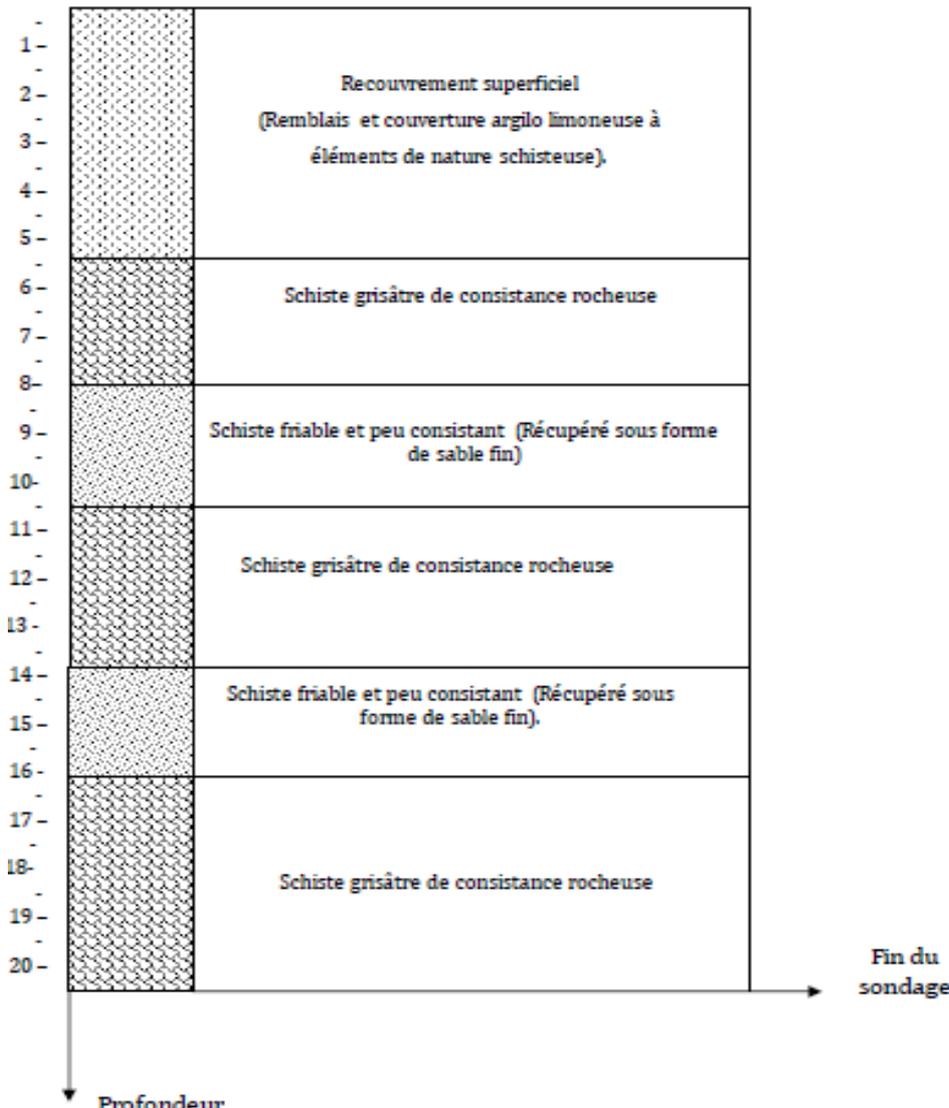
Sondage SC 02 : coordonnées UTM : X=617140 [m], Y= 4047904 [m]



Sondage SC 03 : coordonnées UTM : X=617027 [m], Y= 4048027[m]



Sondage SC 04 : coordonnées UTM : X=617184 [m], Y= 4047950 [m]



Sondage SC 05 : coordonnées UTM : X=617116 [m], Y= 4047986 [m]

