

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى - جيجل -

Université Mohammed Seddik Benyahia -Jijel

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : des Sciences de la Terre et de
l'Univers



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم: علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Master Académique en Géologie**

Option : **Génie Géologique**

Thème

**Etude d'un glissement de terrain au niveau du PK 44,
projet pénétrante autoroutière 77, Port Djendjen-
Autoroute Est-ouest, Commune de Ben Yadjiss
Wilaya de Jijel**

Membres de Jury

Président : Pr. Mebrouk Fateh

Examinateur : M^{me}. Bouroudi Nihad

Encadrant : Dr. Baghdad Abdelmalek

Présenté par :

Zouaoui Yasmine

Année Universitaire 2017-2018

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Liste des Tableaux

Tableau. 1 : Statistiques sur les classes de pentes au niveau de la région d'étude	4
Tableau. 2 : Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné sous forme de tableau	6
Tableau. 3 : Répartitions moyennes mensuelles et saisonnière des précipitations (Station de Texenna 1996-2011)	14
Tableau. 4 : Distribution de la température moyenne mensuelle et saisonnière. (Station de Texenna 1996-2011)	16
Tableau. 5 : Répartition des précipitations et températures moyenne mensuelles (Station de Texenna 1996-2011)	17
Tableau. 6 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle (Station de Texenna 1996-2011)	19
Tableau. 7 : Calcul de bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite (Station de Texenna 1996-2011)	20
Tableau. 8 : Valeurs des termes du bilan hydrologique	22
Tableau. 9 : Coordonnées des sondages électriques verticaux (GeoExplo, Juillet 2017)	27
Tableau. 10 : Techniques de stabilisation des glissements de terrain	42
Tableau. 11 : Programme de campagne de reconnaissance géotechnique	50
Tableau. 12 : Description lithologique des sondages	53
Tableau. 13 : Résultats d'essai pressiométrique au niveau des sondages.....	52
Tableau. 14 : Classification des sols d'après EM/PL d'après Ménard	53
Tableau. 15 : Valeurs des essais SPT et paramètres géotechniques estimés	54
Tableau. 16 : Classification des roches en fonction de la perméabilité	56
Tableau. 17 : Résultat de l'essai de perméabilité Lugeon	56
Tableau. 18 : Levé piézométrique au niveau des sondages	57
Tableau. 19 : Caractéristiques physiques des sols	58
Tableau. 20 : Résultat de l'analyse granulométrie	59
Tableau. 21 : État du sol d'après l'indice de plasticité (Sanglerat, & Costet, 1983).....	60
Tableau. 22 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (Sanglerat, & Costet, 1983)	60
Tableau. 23 : État de consistance du sol en fonction de I_c (Sanglerat, & Costet, 1983).	61
Tableau. 24 : Résultats des essais de limites d'Atterberg	61
Tableau. 25 : Résultats des essais de cisaillement UU	62
Tableau. 26 : Caractéristiques géotechniques (rétro-analyse)	66
Tableau. 27 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s (rétro-analyse)	67
Tableau. 28 : Caractéristiques géotechniques (analyse avec variante proposée) ...	71
Tableau. 29 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité (solution 1)	72
Tableau. 30 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité (solution 2)	73

Liste Des Figures

Fig. 1 : Situation géographique de la zone d'étude (Extraite de la carte topographique (1/25000, TEXENNA NJ-31-VI-44 Est, Ouest)	2
Fig. 2 : Carte des pentes de la zone d'étude	3
Fig. 3 : Carte du réseau hydrographique de la zone d'étude	4
Fig. 4 : Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003	5
Fig. 5 : Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte structurale au 1/500000 de la chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des confins Algéro-Tunisiens) (Jean-Marie Vila, 1978).	7
Fig. 6 : Carte géologique de la région de Tamentout (extrait de la carte géologique de TAMESGUIDA à l'échelle 1/50.000 feuille N°49 (d'après F. EHRMANN, 1956)	9
Fig. 7 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles et saisonnière (Station de Texenna 1996-2011)	15
Fig. 8 : Distribution de la température moyenne mensuelle (Station de Texenna 1996-2011)	16
Fig. 9 : Diagramme Ombro-thermique (Station de Texenna 1996-2011)	17
Fig. 10 : Graphe du bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite (Station de Texenna 1996-2011)	20
Fig. 11 : Schéma d'acquisition sismique en onde de compression	24
Fig. 12 : Schéma d'acquisition sismique en onde de cisaillement	24
Fig. 13 : Implantation des profils de tomographie sismique (GeoExplo, Juillet 2017).....	25
Fig. 14 : Implantation des profils d'imagerie électrique (GeoExplo, Juillet 2017).....	26
Fig.15 : Profil en travers de la tomographie sismique (PS1 à PS6)	29
Fig. 16 : Profil en long de la tomographie sismique (PS7 à PS9)	30
Fig. 17 : Profil en long de la tomographie sismique en onde de cisaillement PS8	30
Fig. 18 : Profil en travers d'imagerie électrique (PE1 à PE6)	33
Fig. 19 : Profil en long d'imagerie électrique (PE7 à PE9)	34
Fig. 20 : Profil du SEV01 et SEV02	35
Fig. 21 : Profil du SEV03	35
Fig. 22 : Profil du SEV04	36
Fig. 23 : Profil du SEV05	36
Fig. 24 : Profil en travers d'imagerie électrique (PE1 à PE6) avec localisation de la surface de glissement (trait noir en pointillé)	37
Fig. 25 : Les quatre grands types de mouvements de terrain.....	38
Fig. 26 : d'un glissement plan	39
Fig. 27 : d'un glissement circulaire ou rotationnel	39
Fig. 28 : Vue en plan Terrassement (GeoExplo, juillet 2017).....	43
Fig. 29 : Photo du Glissement 2 (GeoExplo, juillet 2017).....	44
Fig. 30 : Vue en plan des glissements	45
Fig. 31 : Vue générale des désordres observés au niveau du site (glissement 1)	46
Fig. 32 : Vue de la faille observée au niveau du site (Glissement 2)	47

Fig. 33 : Allure générale du glissement de terrain	48
Fig. 34 : Schéma du pressiomètre	52
Fig. 35 : Essais pressiométrique valeurs du module P_L	53
Fig. 36 : Essais pressiométrique valeurs du module E_M	54
Fig. 37 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier	54
Fig. 38 : Schéma de l'essai d'eau Lugeon	55
Fig. 39 : Schéma de l'essai piézométrique	57
Fig. 40 : Représentation des limites d'Atterberg (Head, 1992)	61
Fig. 41 : Diagramme de classification des sols fins de Casagrande	62
Fig. 42 : Vue générale de la section en déblai objet d'étude au niveau du PK 44+500 (GeoExplo, juillet 2017)	65
Fig. 43 : Reconstruction de la surface de rupture (coupe à la PK44+580)	66
Fig. 44 : Cercles de glissement rétro-analyse (cercle 1)	67
Fig. 45 : Cercles de glissement rétro-analyse (cercle 2)	67
Fig. 46 : Profil sismique PS5 (PK 44+540) avec les surfaces de rupture	68
Fig. 47 : Profil sismique PS5 (PK 44+620) avec les surfaces de rupture	68
Fig. 48 : Modèle des interventions considérée (solution 1) (coupe au niveau du PK44+580)	69
Fig. 49 : Modèle des interventions considérée (solution 2) (coupe au niveau du PK44+380)	70
Fig. 50 : Cercles de glissement solution 1 (sans séisme)	72
Fig. 51 : Cercles de glissement solution 1 (avec séisme)	72
Fig. 52 : Cercles de glissement solution 2 (sans séisme)	73
Fig. 53 : Cercles de glissement solution 2 (avec séisme)	72

∞ Dédicace ∞

A celle qui m'a donnée la vie, la source de mon bonheur, la flamme de mon cœur, affable, honorable, aimable. Tu es la source de la bonté, de la tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour Maman.

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai pour vous mes chers parents, rien au monde ne vaut les efforts fournis jours et nuits pour mon éducation et mon bien être.

Ce travail est le fruit de vos sacrifices mon père et ma mère.

Mon cher frère ma chère sœur et mon amie intime, toujours présents dans tous mes moments par votre soutien moral, je vous souhaite un avenir plein de joie et de bonheur.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au sein du département des sciences de la terre et de l'univers faculté, des Sciences de la Nature et de la Vie, Université Mohammed Seddik Benyahia - Jijel, dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master académique en génie géologique.

Je remercie Dieu le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il m'a donné durant toutes ces années d'études.

Au terme de ce travail, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de mon travail.

*En premier lieu j'exprime ma profonde reconnaissance et mes sincères, remerciements à mon encadreur, Monsieur **Baghdad Abdelmalek**, qui n'a épargné aucun effort pour réaliser ce travail, par ses conseils attentifs et critiques précieuses. Je ne saurais ici omettre de remercier l'ensemble des enseignants du département qui ont assuré ma formation.*

*Je tiens à remercier le directeur du projet « Agence Nationale des Autoroutes A.N.A » Monsieur **Baz Abdenour**, son ingénieur spécialiste de terrassement Monsieur **Berrani Mohamed Kamel**, et l'ingénieur de contrôle qualité Monsieur **Kassour Mohamed**, pour leur aide et de m'avoir facilité l'accès aux données du glissement.*

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 1

Chapitre I : Situation géographique et cadre physique de la zone d'étude

I.1. Situation de la zone d'étude	2
I.2. Climat.....	2
I.3. Orographie et relief	2
I.4. Topographie du site	3
I.5. Végétation	4
I.6. Réseau hydrographique	4
I.7. Sismicité	5
I.6. Conclusion	6

Chapitre II : Cadre géologique

II.1. Introduction	7
III.2. Présentation litho stratigraphique des formations géologiques	9
II.2.1. Les formations du Socle Kabyle	10
II.2.2. Le Trias	10
II.2.3. Les formations telliennes	10
II.2.4. Les formations de type flysch.....	11
II.2.4.1. Le flysch Massylien.....	11
II.2.4.2. Le flysch numidien	11
II.2.5. Les formations quaternaires	12
II.3. Aspect Morpho-structural de la région de Djimla-Tamentout	12
II.4. Conclusion	13

Chapitre III : Etude hydro-climatologique

III.1. Introduction	14
III.2. Aperçu général sur le climat de la région de Jijel	14
III.3. Analyse des paramètres climatiques	14
III.3.1. Les précipitations	14
III.3.2. Les températures	15
III.4. Graphe Ombro-thermique	17
III.5. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite	18
III.5.1 Calcul de l'évapotranspiration.....	18
III.5.1.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP).....	18
III.5.1.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR).....	19
III.5.1.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration	21

III.5.1.4. Calcul de l'infiltration	21
III.6. Conclusion	22

Chapitre IV : Reconnaissance géophysique

IV.1. Introduction	23
IV.1.1.Méthode sismique	23
IV.1.2.Méthode électrique	23
IV.2. Implantation des profils géophysiques	23
IV.2.1. Implantation des profils d'imagerie électrique	26
IV.2.2. Implantation des sondages électriques verticaux	26
IV.2.3. Interprétation des résultats	27
IV.3. Interprétation des résultats de la tomographie sismique de surface	27
IV.4. Prospection de tomographie sismique	30
IV.5. Interprétation des résultats des profils d'imagerie électrique	31
IV.6. Prospection d'imagerie électrique	34
IV.7. Interprétation des résultats des sondages électriques verticaux	35
IV.8. Conclusion	36

Chapitre V : Synthèse bibliographique et reconnaissance du site

V.1.Introduction	38
V.2.Principales familles de mouvements de pente	38
V.2.1. Glissement de terrain	39
V.2.2. Les mouvements sans surface de rupture (fluage)	40
V.2.3. Les écroulements et chutes de blocs	40
V.2.4. Coulées boueuses et laves torrentielle	40
V.3. Principales causes des glissements	41
V.4. Les techniques de stabilisation	41
V.5. Présentation du site d'étude	43
V.5.1. Description des désordres	43
V.6. Conclusion	49

Chapitre VI : Etude géotechnique

VI.1. Introduction	50
VI.2. Campagne de reconnaissance géotechnique	50
VI.3. Essais in-situ	51
VI.3.1. Sondages carottés	51
VI.3.2. Essai Pressiométrique	51
VI.3.3. Essai SPT	54
VI.3.4. Essais de perméabilité Lugeon	55
VI.3.5. Mesures piézométriques	56
VI.4. Essais de laboratoire	58
VI.4.1. Essais physiques	58
VI.4.1.1. Poids volumique et teneur en eau	58

VI.4.1.2. Analyse granulométrique (NFP 94-056 / 94-057)	59
VI.4.1.3. Limites d'Atterberg	59
VI.4.1.4. Indice de plasticité	60
VI.4.1.5. Indice de consistance	61
VI.4.2. Essais mécaniques	62
VI.4.2.1. Cisaillement rectiligne	62
VI.5. Conclusion	63

Chapitre VII : Calcul et analyse de stabilité

VII.1. Introduction	64
VII.2. Présentation du projet	65
VII.3. Reconstruction du modèle géotechnique du glissement et rétro-analyse	66
VII.4. Description de l'intervention de stabilisation	68
VII.5. Vérification de la stabilité globale	70
VII.5.1. Calcul et vérification	71
VII.5.2. Actions du séisme	71
VII.5.3. Les résultats obtenus	71
VII.6. Conclusion	74

Conclusion générale	75
----------------------------------	----

Références bibliographies

Annexes

Introduction générale

Les glissements de terrains sont très souvent des accidents graves et de grande ampleur, qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines. Les processus à l'origine sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes ; ils déterminent la prédisposition générale du terrain aux phénomènes d'instabilité.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les glissements de terrain, elle produit des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation. Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente 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 peuvent accroître le danger de glissement de terrain. A partir de là, nous pouvons, dans le meilleur des cas, chercher à les éviter ou à s'en protéger, et dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles. Pour cela, plusieurs méthodes ont été mises au point et développées pour la compréhension des phénomènes et l'analyse de la stabilité des pentes.

Notre travail consiste en l'étude d'un glissement de terrain localisé au niveau du PK44+500 pénétrante autoroutière, Tamentout, wilaya de Jijel et de proposer un système de confortement efficace afin d'assurer la stabilité du site.

Alors pour bien mener notre étude, un plan de travail a été établi qui consiste à diviser le mémoire en plusieurs parties, comme suit :

- La première partie s'intéresse au cadre géographique, géomorphologique, géologique et climatologique de la zone d'étude ;
- La deuxième partie présente une synthèse bibliographique, qui traite des mouvements de terrains et la description des désordres survenus au niveau du site, suivi d'une étude géophysique et géotechnique afin de déterminer les paramètres indispensables pour l'analyse et l'étude du glissement.
- La troisième partie traite d'une analyse de stabilité avec le code SLOPE/W, faite sur la base de trois variantes proposées, fonction des conditions de charges.

Enfin une conclusion de cette étude regroupant les différents résultats avec proposition de recommandations par rapport au choix de la méthode de renforcement.

II.1. Introduction

En Algérie la chaîne Alpine s'étend linéairement d'Ouest en Est le long du littoral méditerranéen. Cette dernière, constitue l'un des segments de la grande chaîne des Maghrébides qui s'étale sur plus de deux milles kilomètres (2000 Km), allant de Gibraltar à la Calabre.

Le massif de la Petite Kabylie dont fait partie la région étudiée (Jijel) occupe une position septentrionale dans le domaine interne de la chaîne Alpine (Wildi, 1983). Il s'étend sur plus de 150 Km, le long du littoral Algérien. Il est limité à l'Ouest par la chaîne des Babors, et l'Est par le massif de l'Edough, avec une extension Nord-Sud sur plus de 50 Km.

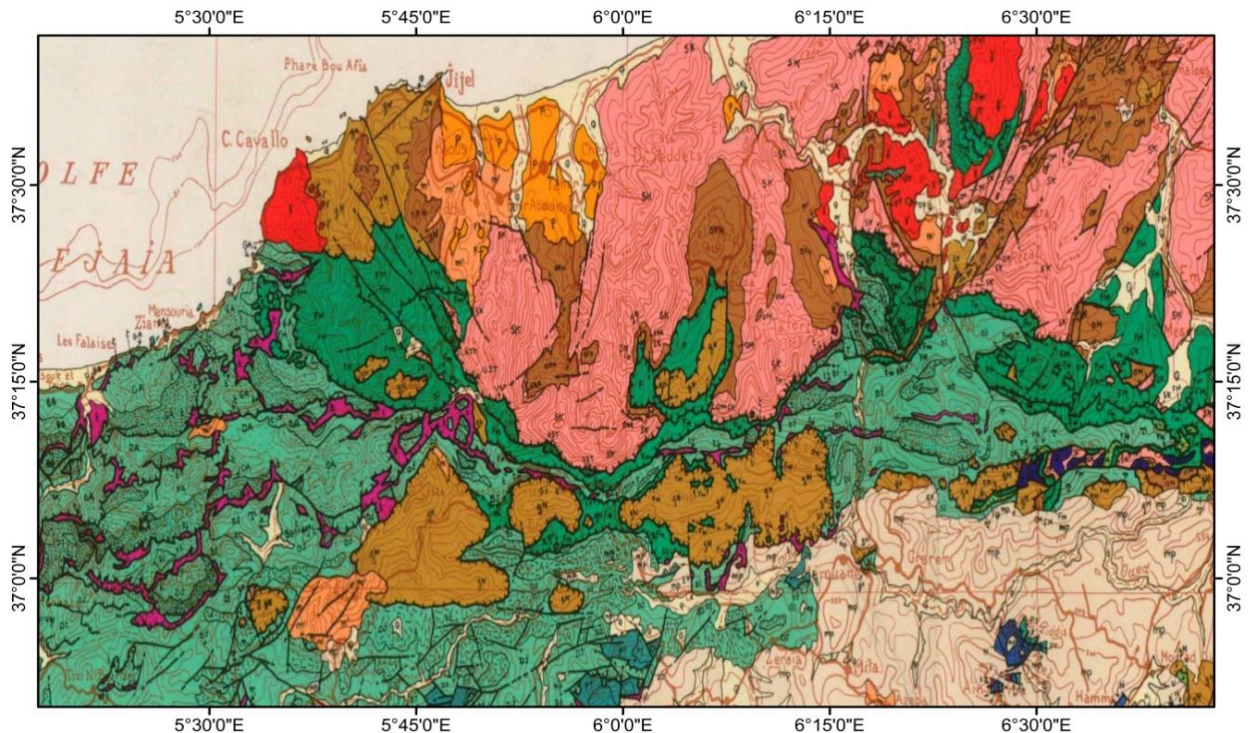


Fig. 5 : Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte structurale au 1/500000 de la chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des confins Algéro-Tunisiens) (Jean-Marie Vila, 1978).

Légende :

Roches éruptive récentes

- γ Granite ,grano- d diorite, microgranites,diolérte et rhyolites
- e/p Complexe stratifié de Yaddène et roches effusives de la région d'Hamam Meskouine.

Roches récentes et cycles postérieurs au Burdigalien inférieur

- q Quaternaire indifférencie (Villafran -chien à actuel)
- p Pliocène marin des zones côtières
- mp Moi-Pliocène continental
- m' Burdigalien supérieur –Langhien de la marge littorale

Socle Kabyle, Chaîne calcaire



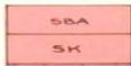
Oligo-Miocène kabyle, olistostromes à flysch resédimentés (y compris le numidien) et flysch en position nord-kabyle.



Olistostromes superposés à l'oligo -Miocène kabyle ; TO- Olistolites telliens de la région d'El Milia



Chaîne calcaire : Paléozoïque à Lutétien supérieur des zones interne, médiane et externe.



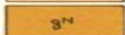
Socle Kabyle : SBA-Paléozoïque des Béni-Afeur.

Socle métamorphique de Petite Kabylie et du Bou Hatem (phyllades micashistes. Porphyroïdes , gneiss et marbres.

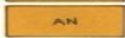
Nappe numidienne



Formation de Babouche (Aquitano-Burdigalien)



Grès numidien et séries mixtes.



Principaux affleurements d'argiles de base à Tubotomaculum

Nappes de flysch Kabyles

Flysch Mauritanien



Séries internes d'Ain Naceur , de Sidi Rhiat , de Sidi Ahmed , de Settiter , de Bou Taieb , de la Marsa.

Séries médianes de Grouche, d'El Kar n

Série externe (ex-Medjanien) et séries atypiques de Tamalous , du Kef Mezzouch et de Ziane

Flysch Massyliens



Séries typiques à phtanites ou à brèches vertes et rouges.



Cas de la série du Djebel Flifila (1-Crétacé , 2-Jurassique)



Unités de type Adissa et Sénonien marneux à micro brèches ou à blocs. (A-Eocène , F-Sénonien marneux à micro brèches ou à blocs.

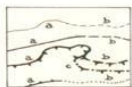
Trias exotique ou extrusif



Argiles, gypse broyés et glaçons calcaro-dolomitiques.

Trias resédimenté.

Signes conventionnels



1-Contacts stratigraphiques

2-Principales failles

3-Chariages et chevauchements (les barbelures sont du côté chevauchement)

4-Trace des olistolites telliens du bassin du Hodna.

a- visibles

b- caché (e) s ou supposées

c- déduits de données géophysiques.

Du point de vue structural, les Maghrébides sont constituées de plusieurs nappes charriées sur la plate-forme Africaine, transversalement on distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne :

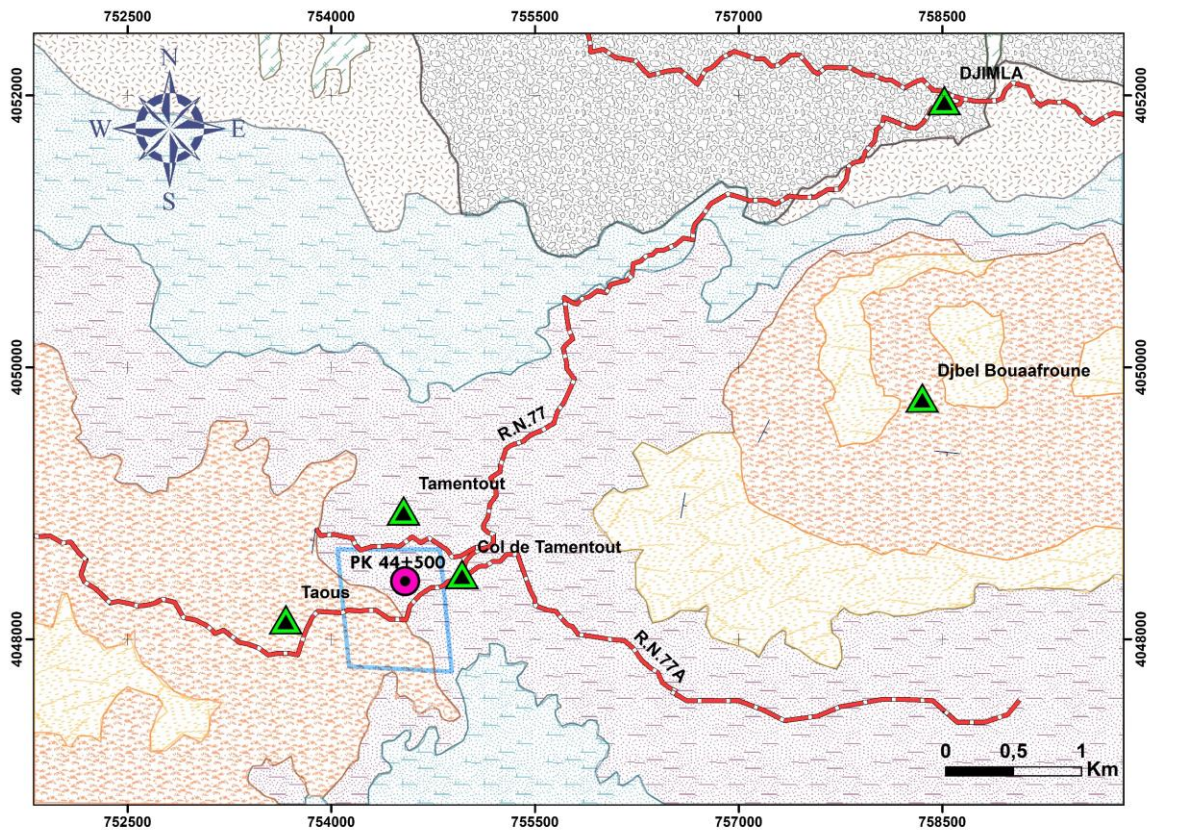
- Le domaine interne (Kabyle).
- Le domaine des flyschs.
- Le domaine externe (telliens et l'avant pays).

Sur l'ensemble de ces unités géologiques repos en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes.

II.2. Présentation litho stratigraphique des formations géologiques

Les formations géologiques qui affleurent dans la région de Tamentout dont fait partie notre site d'étude, sont principalement représentées par :

- Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle ;
- Les formations triasiques ;
- Les formations de type flysch ;
- Les formations telliennes ;
- Les formations du flysch numidien ;
- Les formations quaternaires ;



Légende

Eboulis, brèches consolidées	Marnes schisteuses du Darien-Maestrichtien	régions
Grès « numidiens »	Marnes schisteuses et argile « numidiens »	Route
Argile et grès	Flysch apto-barrémien	direction et pendage
Argiles schisteuses de l'Emschérien	Zone d'étude	

Fig. 6 : Carte géologique de la région de Tamentout (extrait de la carte géologique de TAMMESGUIDA à l'échelle 1/50.000 feuille N°49 (d'après F. EHRMANN, 1941)

II.2.1. Les formations du Socle Kabyle

Il est caractérisé par des terrains métamorphiques de nature variée (Vila, 1980), il comprend à sa base, des gneiss à intercalations de marbres et d'amphibolites, sur lesquels se déposent des phyllades et des porphyroïdes ocellés (Wildi, 1983).

Au Nord de Djimla les formations du socle Kabyle sont représentées d'une part par les formations du complexe volcano-sédimentaire, et d'autre part les formations cristallophylliennes du socle Kabyle, regroupant des schistes, des micaschistes, des gneiss et des calcaires métamorphiques bien visible au niveau de Djebel Sidi Bou Azza.

L'ensemble de ces formations est charrié vers le Sud sur les formations du flysch Massylien. Le contact de chevauchement est situé à environ 250 m au Nord d'oued Djimla, et plus exactement au niveau de la rive droite du futur barrage de Tabellout.

II.2.2. Le Trias

Dans la région d'étude, le Trias se présente sous forme d'une bande le long de l'oued Djimla et s'étale jusqu'au environ de Sidi Marouf. On rencontre du Trias diapiriques comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin. Ces formations apparaissent en contact anormal avec les formations telliennes et les formations du flysch Massylien. Des affleurements triasiques sont injectés dans le Crétacé suivant un alignement E-W. Ceux-ci pourraient être expliqués par l'injection de ces formations le long des accidents d'orientation E-W (Durand Delga, 1955).

II.2.3. Les formations telliennes

Etudié par Durand-Delga (1955) et Obert (1981), l'ensemble tellien est caractérisé par des formations, lacuneuses et à nombreuses discordances, allant du Lias au Miocène.

✚ Lias basal

Au niveau de notre région d'étude, le lias est bien représenté au niveau du village de Beni Yadjis au niveau de Dj. Sidi-Mansour à 912 m d'altitude, il est constitué de calcaires compacts, en grandes dalles, de teinte assez claire, montrant parfois des grains de quartz, plus loin à 500 m de l'ouest à l'est, ils sont totalement transformés en une dolomie grise, où la stratification a entièrement disparu. Ces calcaires et dolomies sont attribuables au Lias inférieur- Pliensbachien (Durand Delga, 1955).

✚ Le crétacé

Les affleurements du Crétacé inférieur et moyen, sous le faciès marneux, n'apparaît, dans la région d'étude, qu'en petit nombre d'affleurements, de dimensions très réduites en général. Il n'a été individualisé qu'en deux petits affleurements, au Kef Bou Hani et au Dj. Tigamounene (Durand Delga, 1955). Ils sont représentés par des calcaires et marnes en plaquettes qui appartiennent très probablement au Néocomien-Barrémien.

Dans la région de Djimla, le crétacé supérieur (sénonien) est formé de marnes jaunes à débit en plaquettes avec des intercalations de minces bancs de marno-calcaires, bruns parfois grisâtres, centimétriques à décimétriques, parfois avec boules jaunes.

Ces unités sont surmontées par des alternances centimétriques de marnes noires et de grés fins calcaireux.

Au Nord, le Sénonien avoisine le Flysch schisto-gréseux. Le contact entre ces deux formations n'est clairement visible que sur une petite distance. Ainsi, près de l'Oued Bou-Kerma, on peut constater que le Flysch est superposé au Crétacé supérieur.

✚ L'Éocène

L'éocène repose en légère discordance sur les marnes sénoniennes, dont la base est constituée de marnes noires à nodules calcaires jaunes, surmontées par des calcaires à patine blanche, avec souvent des silex noirs, il s'agit du classique faciès des calcaires « Suessoniens » à globigérines (Durand Delga, 1955).

Non loin au NW du col de Tamentout, l'Éocène est impliqué dans de petits plis couchés au Nord. Il comporte, 600 m au Nord de la maison forestière, des calcaires lités, apparemment plissés en synclinal couché ; ceux-ci sont séparés des marnes noires à boules jaunes par des marno-calcaires feuilletés, blanchâtres (Durand Delga, 1955).

II.2.4. Les formations de type flysch

Formation généralement épaisse, constituée essentiellement par une alternance plus ou moins régulière de couches marines détritiques, les unes grossières « gréseuses », les autres fines « schisteuses ». Elles sont représentées dans la région étudiée par les formations du flysch massylien et flysch numidien.

II.2.4.1. Le flysch Massylien

Dans la région d'étude l'affleurement le plus visible et le plus étendu du flysch Massylien et celui situé au sud de Texenna avec une alternance irrégulière de bancs gréseux avec des niveaux argileux, présentant parfois des micro-plissements très spectaculaire.

Au niveau de notre zone d'étude, le flysch Massylien affleure au nord de Djimla le long de l'oued Djimla et jusqu'à l'oued Djendjen limitant le contact anormal avec les formations du socle. Il est caractérisé par une alternance de schistes et de bancs de grés quartzitiques décimétriques, parfois centimétriques, surmontées par des microbrèches calcaires à ciment pelitiques et des marnes. Admettant en intercalation des niveaux de phanites noires.

II.2.4.2. Le flysch numidien

Le flysch numidien occupe une position structurale la plus haute dans l'édifice Alpin. Cette formation est bien présentée au niveau de Djebel Bouafroune (1353 m) et Djebel Tamesguida (1623 m) au sud de Djimla. Il est composé de trois termes qui sont en continuité stratigraphique de haut en bas :

- Un terme supérieur comportant une assise gréseuse composée de roches consistantes et dures, c'est pourquoi, ils se rehaussent surtout sur le relief par sa plus grande résistance à l'altération, formant clairement des pointes de roche sur le relief. L'assise gréseuse

épaisse en bancs épais et réguliers, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur présente un grès quartzeux à teinte jaune-blanc, rouille à l'altération, à grains hétérométriques, à cassure

- blanche riche en grains de quartz plus ou moins arrondis (dragée de quartz), qui forme, au-dessus, l'essentiel de l'affleurement du numidien.
- Un terme médian formé d'intercalations argileuses gréseuses
- Un terme de base comportant une assise argileuse souvent verdâtres, parfois rougeâtres, marquant la base du flysch numidien dites argiles sous-numidiennes, sont ici fort épais et riches en Tubotomaculum, elles sont aussi assez puissantes autour de Tamentout.

Entre le col Fedoulès et Tamentout et le long de la route nationale N°77 se trouve un premier grand affleurement (forêt de Djimla). A l'Ouest de Tamentout, nous ne voyons pas de particularités notables à signaler dans le massif proprement dit du Tamesguida. Le terme inférieur à Tubotomaculum a été repéré jusqu'au Nord de Beni Aziz (Durand Delga, 1955).

Au Sud du col de Tamentout, et à l'ouest de l'oued El-Kebir et de son affluent de gauche l'oued El-Menar, le « Numidien » repose directement sur les marnes ou sur les calcaires de l'Éocène. La discordance apparaît parfois avec netteté. Les argilites de base, dont la teinte est plus souvent grisâtre que verdâtre, sont parfois légèrement calcareuses. Leur puissance est beaucoup plus forte que d'ordinaire (100 à 200 m).

Les formations numidiennes reposent en discordance sur les formations telliennes.

II.2.5. Les formations quaternaires

Dans la région d'étude, les formations du quaternaire sont représentées essentiellement par des éboulis de pentes, constitués par une matrice argilo-sableuse dans laquelle est enchâssé des blocs, galets de grès numidien de différente taille. L'affleurement le plus significatif et celui situé à l'ouest du village de Djimla, le long de la route nationale N°77, dans lequel se manifeste des instabilités de terrain, par des glissements le long de la pente.

On note aussi, la présence de terrasse alluviale du lit mineur et majeur de l'oued Djendjen, qui a fait l'objet d'une exploitation pour la fabrication des granulats indispensable pour la fabrication du béton destiné pour la réalisation du futur barrage de Tabellout.

II.3. Aspect Morpho-structural de la région de Djimla-Tamentout

Deux des caractéristiques structurales de la géologie de la région ont été observées par M. Durand Delga (1955) et J. P. Bouillin (1977) :

- Une phase tectonique anté-néocomienne qui est à l'origine, du moins au Nord-est de Texenna des fortes discordances angulaires du Néocomien sur son substratum.
- Une phase Anté-sénonienne, caractérisée dans les chaînons du Dj. Sidi Mansour, Dj. Tigmourane et Kef dardja par de fortes discordances, par la mise en place de klippe sédimentaires et par la sédimentation de conglomérats sénoniens.

Une importante orogénèse se placerait vers la fin du Miocène ou au début du Pliocène marquera la plupart des massifs Jurassiques des Babors et probablement ceux de l'Ouest de la chaîne numidique qui ont alors percé leur couverture. Les cassures qui les limitent ont été injectées par le Trias.

La zone externe montre de grands affleurements de Crétacé supérieur, surmonté de place en place par des témoins Eocènes. Des lames triasiques percent fréquemment cette épaisse couverture marneuse au milieu de laquelle surgissent aussi des noyaux jurassiques, en position grossièrement anticlinale (Durand Delga, 1955).

Au Sud de la région des massifs jurassiques, la nappe numidienne a été en grande partie affectée par l'érosion. Cette grande dalle de grès numidiens n'est pas extrêmement plissée.

La largeur de cette zone externe varie au total entre 4 et 14 km. Nous décrirons successivement quelques secteurs qui font partie de la région d'étude.

II.4. Conclusion

Au niveau de la région de Tamentout une grande partie des affleurements sont formé par des lithofaciès caractéristiques d'âge Mésozoïque (formations telliennes) tels que :

- Le Lias basal dolomitique caractérisé par des calcaires à silex, compacts à litage plus ou moins net, dolomitiques.
- Le Domérien à dominante marneuse et marno-calcaires à patine jaunâtre, quelque fois à silex.
- Lias supérieur Dogger calcaire et marno-calcaires grisâtre de patine jaunâtre, et calcaire en minces dalles à cassure claire et silex clairs.
- Un crétacé inférieur marneux à marno-calcaires jaunâtres, souvent à patine jaune ou rosée et des calcaires grisâtres en plaquettes à vermiculations.
- Un crétacé supérieur constitué de marnes noirâtres à boules calcaires jaunes. Ce faciès de marnes à nodules jaunes s'étend d'ailleurs beaucoup plus haut dans la série.
- L'éocène représenté par des calcaires à silex, calcaires marneux blanchâtres et des marnes noires à nodules jaunes.

Sur les formations tellienne (d'âge Mésozoïque), repose en discordance des formations d'âge Oligo-miocène représenté essentiellement par la nappe numidienne.

Le Trias diapirique apparaît en contact anormal avec les formations telliennes et les formations du flysch Massylien. Certains affleurements triasiques sont injectés dans le Crétacé suivant un alignement E-W. Ceux-ci pourraient être expliqués par l'injection de ces formations le long des accidents d'orientation E-W (Durand Delga, 1955).

La plupart des éléments tectoniques sont allongés de l'WNW à l'ESE, parallèlement à l'orientation locale du chevauchement bordier du massif ancien.

Introduction

Stabiliser les glissements de terrains est l'une des tâches majeures de la géotechnique. Ces glissements de terrains peuvent être minuscules, quelques mètres cubes de talus routier, ou gigantesques, comme les millions de mètres cubes de glissements qui menacent et obstruent de temps en temps les vallées dans les zones montagneuses. Ils peuvent être naturels, parfois très anciens, ou provoqués par des activités humaines. Dans certains cas, les stabiliser paraît possible, dans d'autres, on espère seulement les ralentir.

A la diversité de ces situations correspond une grande diversité des techniques et des méthodes. Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation.

Pour notre cas, les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. Pour cela, on peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement qui peuvent être appliquées :

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied)
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons)

Présentation du projet

Le glissement de terrain est situé dans la localité de Taous près du col de Tamentout, plus exactement au niveau d'une section qui traverse en déblais au PK 44+500 un terrain en pente (Fig.43).

Dans cette section c'est prévu des terrassements avec la réalisation d'une fouille en tranche. Dans certaines zones les terrassements prévoient la réalisation de talus de hauteur de 8 m avec pendage 3H/2V ou 2H/1V et un maximum de 6 risbermes larges 3 m

Lors de la réalisation des travaux de terrassement des désordres se sont apparues suivis par un nouveau glissement défini au sud du précédent glissement, pour cela les travaux de fouille ont été gelés temporairement. Néanmoins, et après la réalisation des nouvelles excavations les phénomènes d'instabilité ont subi une ultérieure dégradation et évolution.

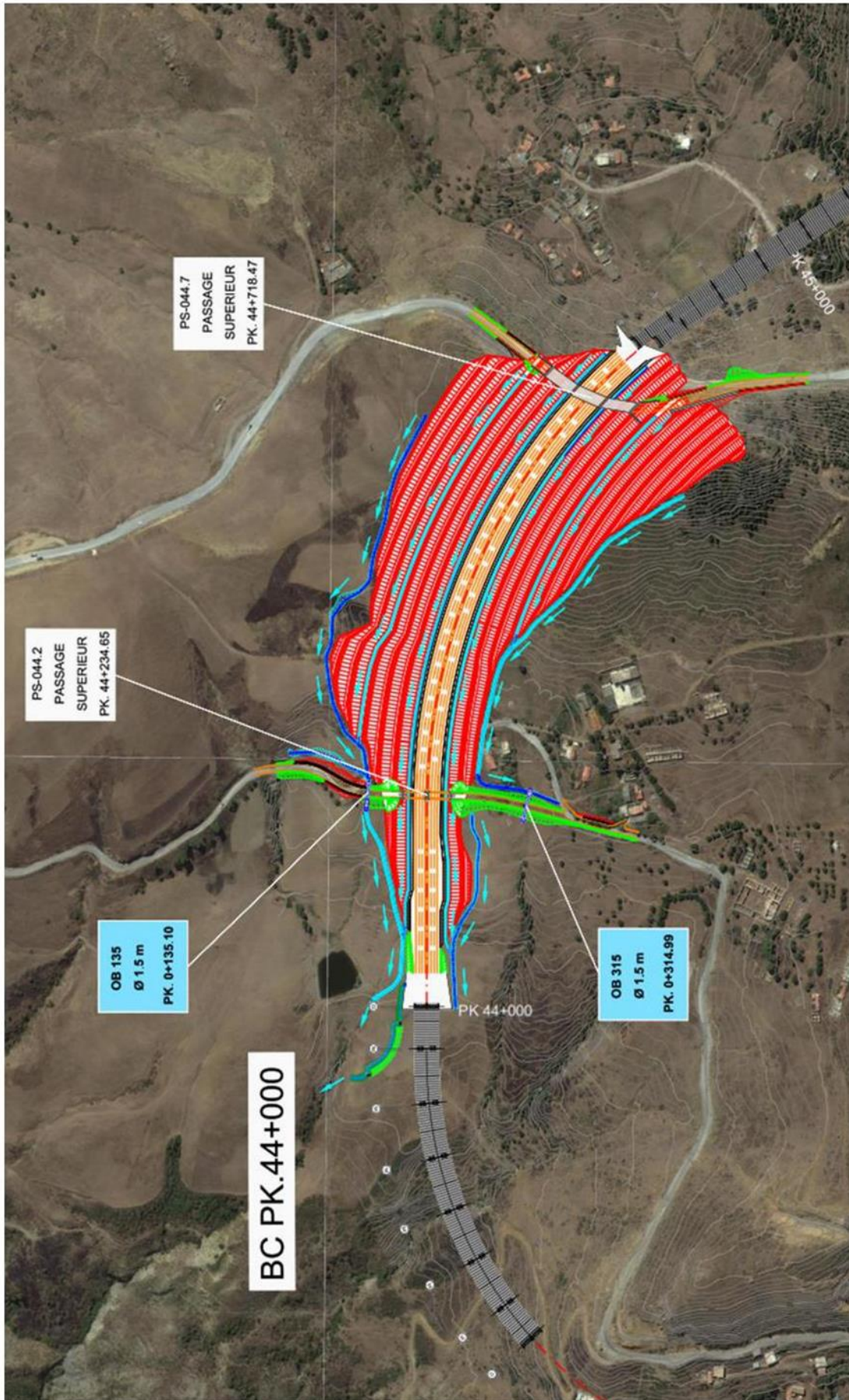


Fig. 43 : Vue générale de la section en déblai objet d'étude au niveau du PK 44+500 (GeoExplo, juillet 2017)

Reconstruction du modèle géotechnique du glissement et rétro-analyse

Afin d'étudier les phénomènes produits, par référence aux désordres et aux géométries observées avant de l'arrêt des travaux, a été effectuée une reconstruction de la surface de rupture produite sur une section particulièrement défavorable (PK44+580). La surface de rupture a été reconstruite avec des fissures bien visibles jusqu'au-dessous du premier talus (Fig.44).

Ces fissures se propagent visuellement jusqu'au troisième talus. Le pied n'était pas bien visible après la survenue des désordres. L'hypothèse a été donc qu'il y a deux différentes surfaces de rupture, avec la position du pied comprise entre les troisième talus. La niche d'arrachement se présente avec une profondeur d'environ 2,5 m et les surfaces de rupture avec une profondeur d'environ 9÷10 m à partir du profil de talus.

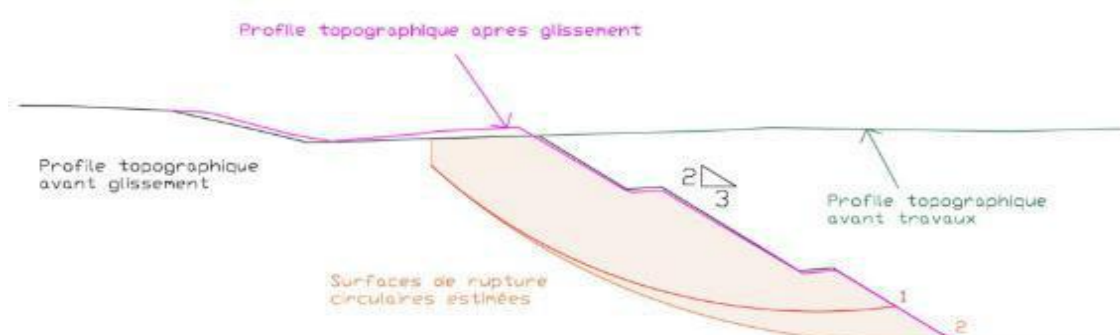


Fig. 44 : Reconstruction de la surface de rupture (coupe à la PK44+580).

La nappe phréatique n'a pas été modélisée dans le modèle géotechnique, parce que les mesures piézométriques n'ont pas constaté la présence de nappe phréatique dans une profondeur significative. Cette supposition a été confirmée en outre dans la réalisation des excavations.

Sur la base de la reconstitution, une rétro-analyse a été réalisée ; l'objectif est d'évaluer l'angle de frottement et la cohésion des matériaux glissés le long des surfaces de rupture. Le résultat de cette rétro-analyse a permis l'estimation des paramètres géotechniques (avec $c'=0$ Kpa, $\phi=22^\circ$) avec un angle de frottement effectif $\phi' = 21\div 22^\circ$, en fonction de la position du pied du glissement.

Le tableau suivant récapitule les caractéristiques géotechniques (à court terme) déterminés lors de la rétro-analyse, avec modèle géotechnique :

Tableau. 26 : Caractéristiques géotechniques (rétro-analyse).

Nombre de couche	Poids volumique γ_d en KN/m^3	Cohésion C en Kpa	Angle de frottement ϕ en $^\circ$
Couche 1	19.0	0	22
Couche 2	16.8	22	26
Couche 3	Substratum		

Le tableau 10, la fig. 45 et fig. 46 présentent les résultats de calcul du coefficient de sécurité en retro analyse.

Tableau. 27 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité Fs (rétro-analyse).

Méthode	Coefficients de sécurité Fs		
	Cercle 1	Cercle 2	Commentaire
Fellenius	1.170	1.388	instable
Bishop	1.317	1.509	instable
Janbu	1.417	1.328	instable
GLE	1.190	1.382	instable

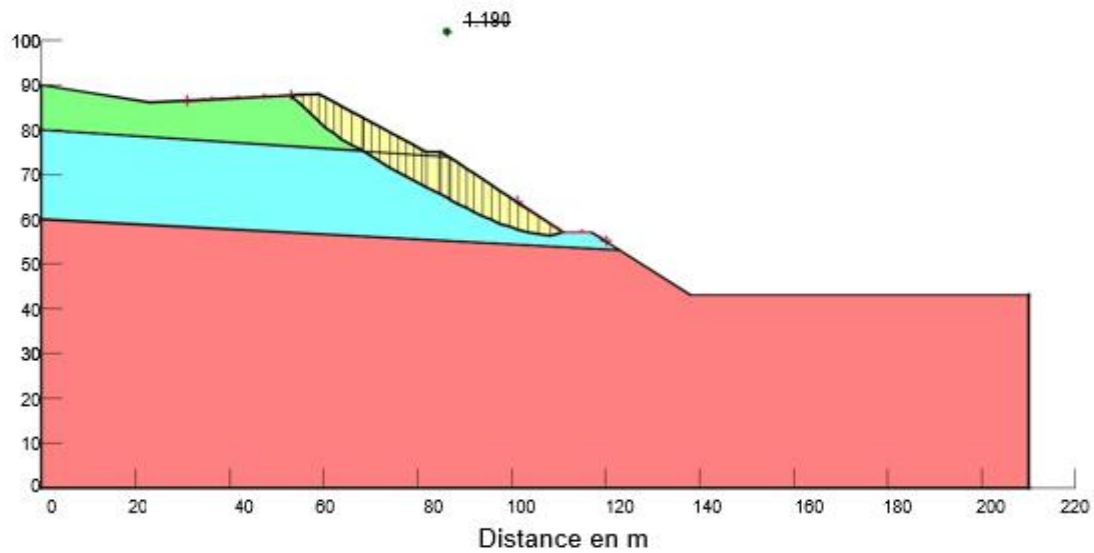


Fig. 45 : Cercles de glissement rétro-analyse (cercle 1).

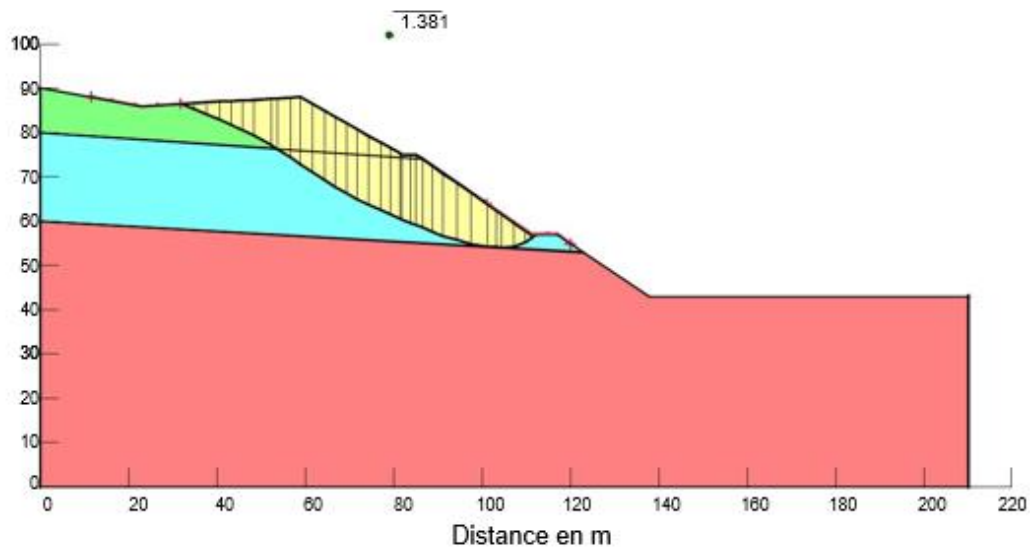


Fig. 46 : Cercles de glissement rétro-analyse (cercle 2).

Description de l'intervention de stabilisation

L'intervention prévue dans le projet a pour but d'introduire une amélioration des conditions générales de la stabilité du talus, en augmentant le facteur de sécurité de la pente et en limitant le risque d'une future réactivation du glissement.

En analysant rétrospectivement les données fournies par la campagne de reconnaissance spécifique (géotechnique et géophysique) il a été possible de supposer un modèle stratigraphique du sol.

En prenant en compte les surfaces de rupture supposées dans le chapitre précédent, on peut constater que le glissement produit intéresse des couches avec vitesse en onde P compris entre 1500÷2000 m/s (voir les Fig. 47 et Fig.48).

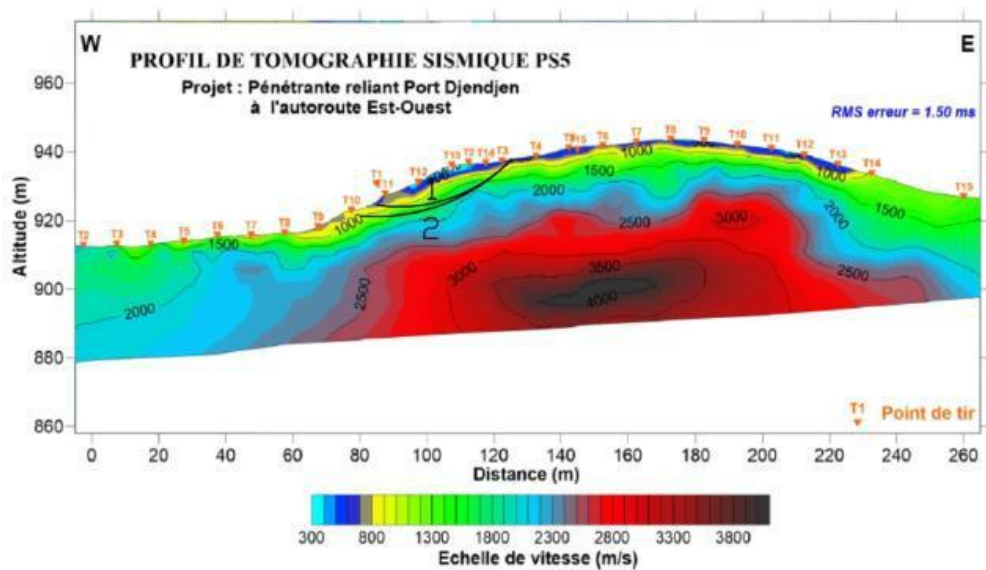


Fig. 47. Profil sismique PS5 (PK 44+540) avec les surfaces de rupture.

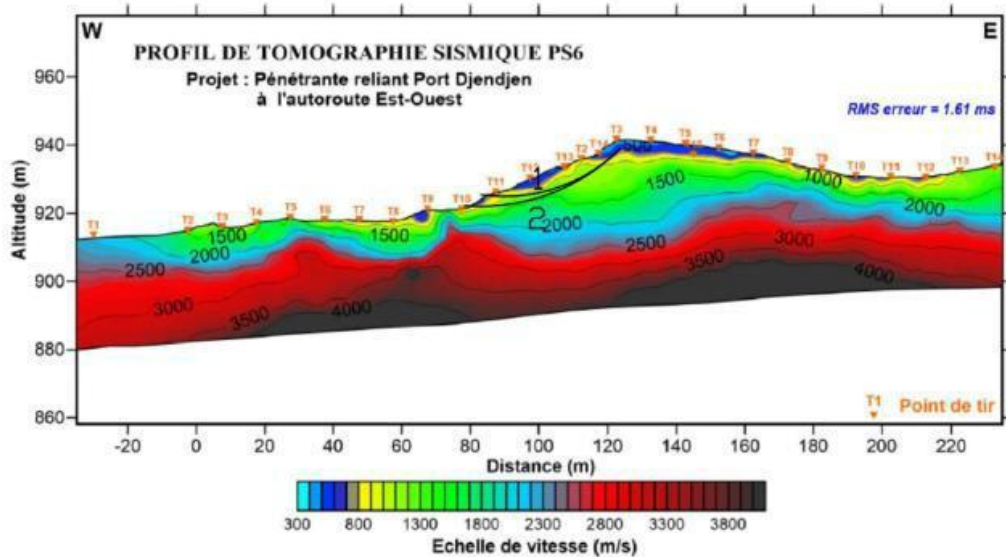


Fig. 48 : Profil sismique PS6 (PK 44+620) avec les surfaces de rupture.

Suite à cette interprétation, il est possible de définir une solution de stabilisation qui consiste

à modifier la géométrie des talus (reprofilage) : ce choix permet non seulement d'améliorer les conditions de stabilité des talus, mais aussi d'enlever (purger) les couches les plus faibles.

Pour cela, nous proposons une solution (**Solution 1** – Fig.49) qui prévoit de réduire la pente globale du talus, avec des risbermes intermédiaires de largeur variable :

- les premières cinq talus (en partant du bas) entre risbermes avec pente de 2.5H/1V, risbermes large 3 m en contrepente à 8%, et hauteur de 8 m ;
- les autres talus entre risbermes avec pente de 3H/1V, risbermes large 6 m en contrepente à 8%, et hauteur de 8 m ;
- la troisième risberme (en partant du bas) à largeur horizontale plus grand, 6 m, afin d'alléger ultérieurement la tête du glissement ;
- la cinquième risberme (en partant du bas) a largeur horizontale plus grand, 12 m, afin d'alléger ultérieurement la tête du glissement.

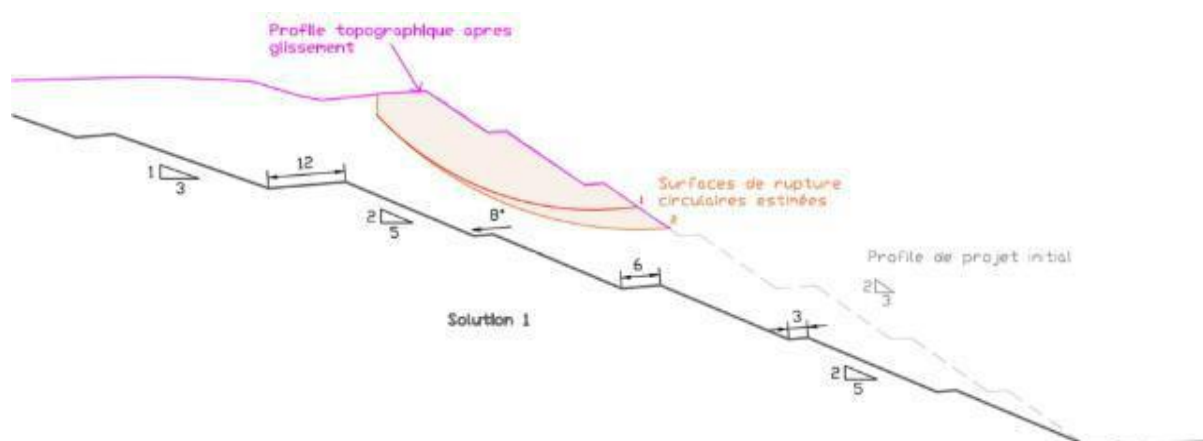


Fig. 49 : Modèle des interventions considérée (solution 1) (coupe au niveau du PK44+580).

Le reprofilage proposée présente l'avantage d'enlever les couches superficielles les plus affectées par le glissement (dégradées) : en analysant les différents profils sismiques en onde, il est possible d'observer que dans presque tous les cas, en particulier entre le PK 44+500 ÷ 44+640 (profil sismique PS4 – PS5 – PS6), les formations géotechniques avec vitesse inférieure à 1500-2000 m/s seront supprimés.

Entre les PK 44+300 au PK 44+500, les profils sismique (PS1 – PS2 – PS3) montrent que les couches superficielles les plus faibles ont une plus grande épaisseur qui nécessite un reprofilage.

Pour le tronçon (PK 44+300 ÷ 44+500) est proposée aussi une autre reprofilage (**Solution 2**-Fig.50) :

- les premières deux talus (en partant du bas) entre risbermes avec pente de 2.5H/1V, risbermes large 3 m en contrepente à 8%, et hauteur de 8 m ;

- les autres talus entre risbermes avec pente de 3H/1V, risbermes large 6 m en contre-pente à 8%, et hauteur de 8 m ;
- la deuxième risberme (en partant du bas) a largeur horizontale plus grande, 18 m, afin d'alléger ultérieurement la tête du glissement.

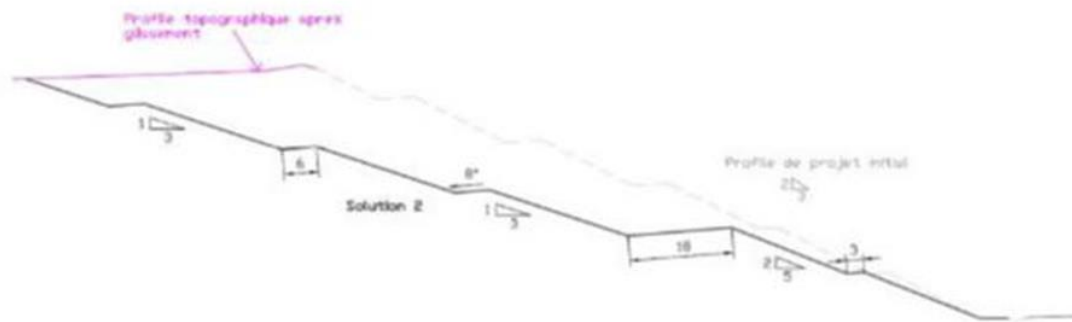


Fig. 50 : Modèle des interventions considérée (solution 2) (coupe au niveau du PK44+380).

5. Vérification de la stabilité globale

Pour la vérification des conditions de stabilité globale des talus les analyses nécessaires ont été menées selon la méthode de l'équilibre limite, au moyen du logiciel de calcul de la suite Géo-studio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (SLOPE/W ; Geo-Slope International Ltd, 2008), qui consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés. Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes sur des surfaces de ruptures circulaire et non circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges...etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

L'analyse a été effectuée en utilisant à la fois la méthode de Fellenius, de Bishop, et Janbu.

Dans le programme, les trois méthodes (Fellenius, Bishop et Janbu) sont sélectionnées par défaut, les autres méthodes sont lissées au choix de l'utilisateur. Cette méthode peut être de Morgenstern-Price, de Spencer, la méthode généralisée d'équilibre limite «GLE», Sarma ou autres méthodes.

Dans notre étude on a choisi la méthode GLE comme quatrième méthode car elle enveloppe toutes les conditions et les efforts donnés par les autres méthodes (Morgenstern-Price et Spencer). La localisation du cercle de glissement critique est faite en activant l'option Localisation automatique « Auto locate » avec cette méthode, aucune information n'est demandée, le programme fait automatiquement toutes une série de calcul et test des centaines de cercles de rupture probable (une infinité de cercles par défaut).

Calcul et vérification

Avec les données fournies par les retro-analyses effectuées, et les considérations faites dans le chapitre géophysique sur les essais sismiques et leurs interprétations, ont été menées les vérifications de stabilité générale pour établir le niveau de stabilité des talus après les solutions proposées.

Dans les suivantes analyses a été schématisé un modèle géotechnique avec les caractéristiques (à court terme) suivants :

Tableau. 28 : Caractéristiques géotechniques (analyse avec variante proposée).

	Caractéristiques physico-mécanique		
	Poids volumique γ_a en KN/m^3	Cohésion C en Kpa	Angle de frottement ϕ en $^\circ$
Couche 1	19.0	10.4	25.35
Couche 2	16.8	10.7	23.68
Couche 3	Substratum		

Actions du séisme

D'après les règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) la zone d'étude est classé en groupe 3 zone IIb, par conséquent le coefficient d'accélération de la zone est le :

$$A = 0.14$$

D'après RPA version 2003, $K_h = 0.5A$ et $K_v = \pm 0.3K_h$

Alors en aura ; $K_h = 0.5 \times 0.14 = 0.07$

Les résultats obtenus

Le facteur de sécurité résulte de l'étude des conditions d'équilibre de chaque segment, comme synthétisé dans les figures ci-dessous.

Dans le cas (sans séisme) la stabilité est atteinte lorsque le coefficient de sécurité $F_s \geq 1,5$ et $F_s \geq 1,3$ dans le cas (avec séisme).

Solution 1 :

Tableau. 29 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité (solution 1).

Méthodes	Coefficients de sécurité F_s			
	Sans séisme ($A=0$)	Commentaire	Avec séisme ($A=0.14$)	Commentaire
Fellenius	1.715	stable	1.403	stable
Bishop	2.031	stable	1.633	stable
Janbu	1.746	stable	1.400	stable
GLE	1.795	stable	1.437	stable

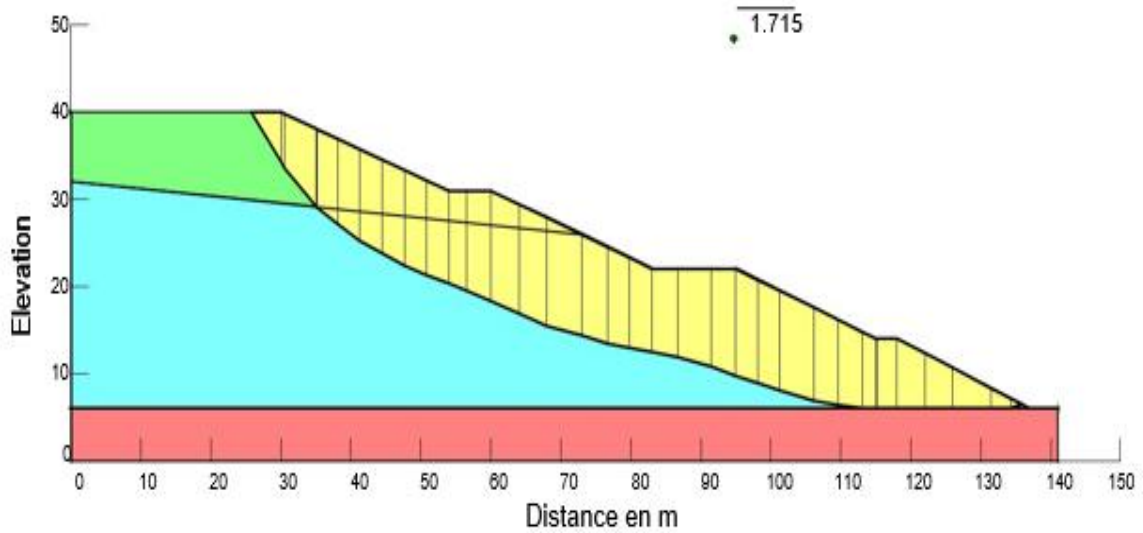


Fig. 51 : Cercles de glissement solution 1 (sans séisme).

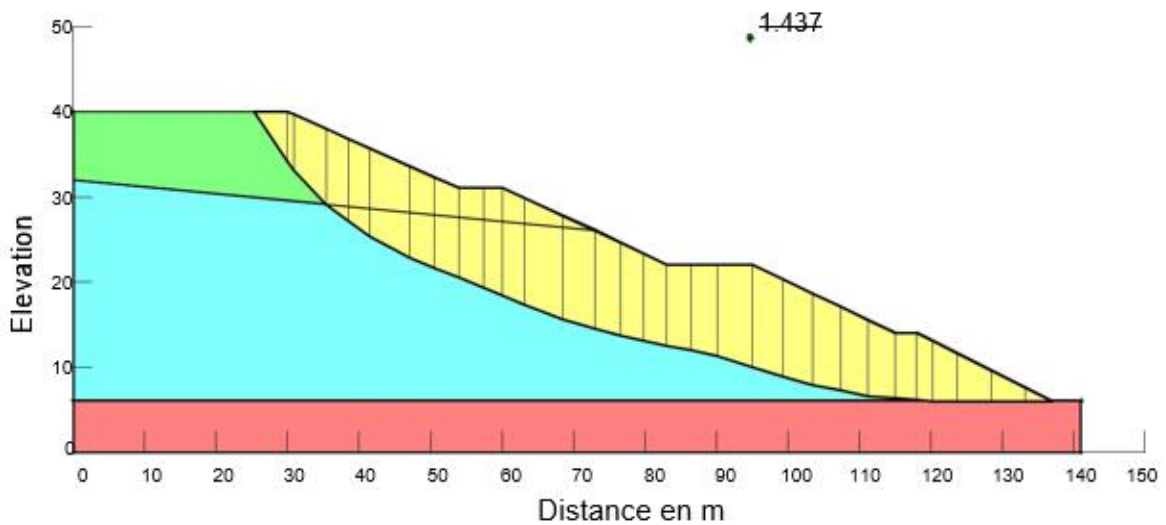


Fig. 52 : Cercles de glissement solution 1 (avec séisme).

Solution 2 :

Tableau. 30 : Résultats de calcul du coefficient de sécurité (solution 2).

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A = 0)	Commentaire	Avec séisme (A = 0.14)	Commentaire
Fellenius	1.591	Stable	1.322	Stable
Bishop	1.860	Stable	1.529	Stable
Janbu	1.607	Stable	1.312	Stable
GLE	1.658	Stable	1.354	Stable

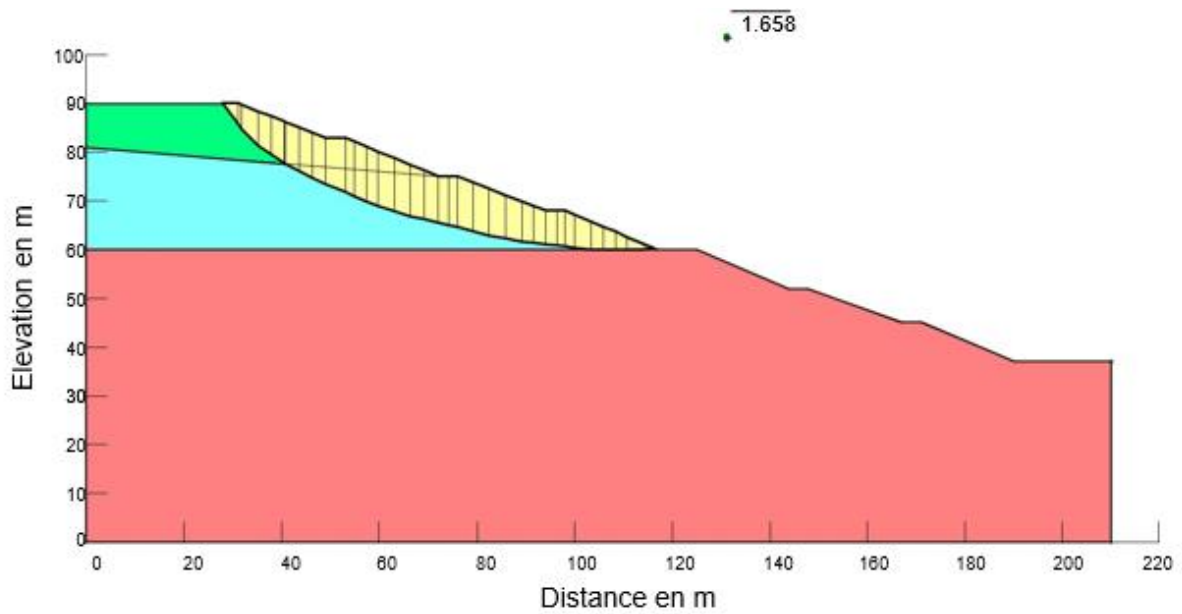


Fig. 53 : Cercles de glissement solution 2 (sans séisme).

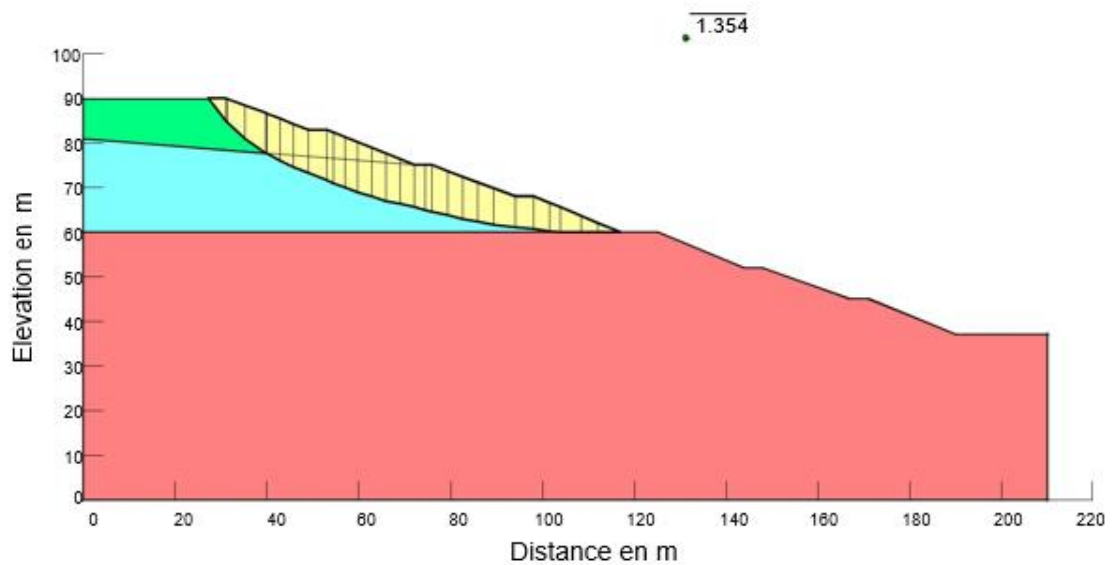


Fig. 54 : Cercles de glissement solution 2 (avec séisme).

En analysant les surfaces de rupture pour l'analyse en rétro analysent (surfaces 1 et 2), on notera que la profondeur des surfaces de glissement de l'ensemble des cercles présente une profondeur moyenne de 15 m maximum caractérisant des glissements superficiels. Les valeurs des coefficients de sécurité sont en dessous des spécifications ($F_s < 1.5$) caractérisant un talus instable.

Le résultat de cette retro analyse a permis l'estimation des paramètres géotechniques essentiellement pour la première couche donnant une cohésion $c'=0$ Kpa et un angle de frottement effectif $\varphi' = 21\div 22^\circ$ fonction de la position du pied du glissement.

Les analyses de stabilités pour les solutions 1 et 2 proposées ont permis d'avoir des coefficients de sécurité largement en dessus des spécifications ($F_s > 1.5$ et $F_s > 1.3$) en conditions statiques et sismiques. Les surfaces de ruptures sont moins profondes et concernant une partie limitée de la pente, indiquant que les terrassements reste un moyen d'action efficace et économique pour assurer la stabilité des versants.

Conclusion

En prenant en compte les résultats fournis par les analyses précédemment décrites et les hypothèses effectuées sur les caractéristiques mécaniques des sols, il est possible de confirmer la validité des propositions d'intervention proposées.

En effet les travaux de reprofilage proposées, produiront une amélioration des conditions de stabilité des talus : en particulier, pour les surfaces de rupture concernant les sols moins profonds (couches de surfaces), les coefficients de sécurité sont supérieurs à ceux prévus par les règlementations dans les conditions statique et sismique.

C'est important de remarquer que la solution de talutage du déblai proposée, a été définie sur la base de toutes les informations disponibles, y compris les données obtenues à partir des investigations effectuées lors des reconnaissances géologiques et géotechniques.

En tout cas, compte tenu de la nature des phénomènes considérés qui confirme une fois encore l'importance de l'application d'une approche évolutive, on recommande de procéder après la réalisation des travaux à une observation et suivi du comportement de l'ouvrage, en particulier pendant la phase de talutage, ou il devra être effectué un suivi visuel des travaux, afin de surveiller des éventuels venus d'eau et un levé topographique de la faille qui amis à jour des couches très dégradée et des volumes de sol compris entre la faille et le profil d'excavation.

IV.1. Introduction

L'étude géophysique du site du glissement de Tamentout PK44+500 a été menée par la société (GeoExplo), cette étude consiste en la réalisation, dans la zone du glissement, de profils de tomographies sismiques de surface, d'imagerie électrique et de sondages électriques verticaux (SEV).

La prospection géophysique a été effectuée par les méthodes de tomographie sismique de surface et par la méthode d'imagerie électrique, dans le but de déterminer :

- La lithologie des différentes formations et leur géométrie ;
- La variation de vitesse ainsi que la variation de la résistivité des formations de subsurfaces ;
- La caractérisation du glissement ;

IV.1.1. Méthode sismique

La prospection sismique est une méthode de prospection géophysique qui permet de visualiser les structures géologiques en profondeur grâce à l'analyse des échos d'ondes sismiques, afin d'assurer le bon déroulement de l'étude. Les équipements mis à la disposition de cette étude sont :

Un sismographe pour l'acquisition sismique : le SUMMIT X STREAM Pro de DMT équipé avec les accessoires suivants :

- ✓ Un câble sismique avec 24 sorties (take out) espacées de 5 mètres.
- ✓ 24 Géophones verticaux (Fréquence propre 10 Hz).
- ✓ 24 Géophones horizontaux (Fréquence propre 10 Hz).
- ✓ Une chute de poids, Une alimentation (batterie 12V), un marteau, une plaque métallique

IV.1.2. Méthode électrique

Les méthodes électriques ont comme principe de base d'injecter un courant connu dans le sol à l'aide de deux électrodes pour créer une différence de potentiel mesuré par une autre paire d'électrodes. Elle permet de déterminer les variations lithologiques dans le sol ou dans le roc qui sont caractérisées par des résistivités électriques qui leur sont propres.

Un résistivimètre SARIS de Scintrex est utilisé pour l'acquisition de l'imagerie électrique et les sondages électriques verticaux. Il est équipé avec les accessoires suivants :

- ✓ Des tresses électriques avec 05 prises pour électrodes intelligentes espacées de 5 mètres.
- ✓ Des piquets pour électrodes en acier.

IV.2. Implantation des profils géophysiques

a) Tomographie sismique

Le programme global d'acquisition (tomographie sismique de surface et imagerie électrique). Il comporte trois longs profils sismiques de direction relativement NS, composés de quatre bases sismiques chacun, et de six profils transversaux de direction WE, composés de deux

bases sismiques. Le profil PS8 a été réalisé par une acquisition en onde de compression et en onde de cisaillement.

Dans l'ensemble, une base sismique, pour l'enregistrement des ondes de compression, est composée de 24 géophones verticaux espacés de cinq mètres avec 15 points de tirs. Ces points de tirs sont répartis comme suit :

- ✓ 02 tirs offset, sont réalisés à 30 m du premier et du dernier géophones.
- ✓ 02 tirs au bout, sont réalisés à 2.5 m du premier et du dernier géophones.
- ✓ 11 points de tirs, sont réalisés avec un pas de 10 m entre chaque deux géophones.

Le schéma d'acquisition pour la tomographie sismique en onde de compression est donné dans la figure ci-dessous.

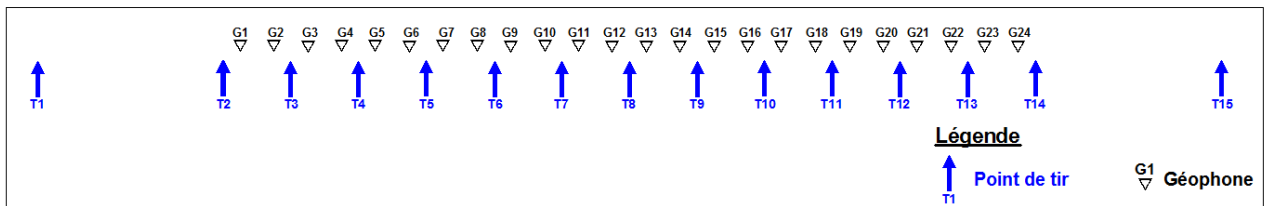


Fig. 11 : Schéma d'acquisition sismique en onde de compression

Pour l'enregistrement des ondes de cisaillement une base sismique est composée de 24 géophones horizontaux espacés de cinq mètres avec 5 points de tirs. Ces points de tirs sont répartis comme suit :

- ✓ 02 tirs au bout, sont réalisés à 2.5 m du premier et du dernier géophones.
- ✓ 02 tirs fenêtres, sont réalisés entre les géophones 6-7 et 18-19.
- ✓ 01 point de tir au centre, est réalisé entre les géophones 12-13.

Le schéma d'acquisition pour la tomographie sismique en onde de cisaillement est donné dans la figure ci-dessous :

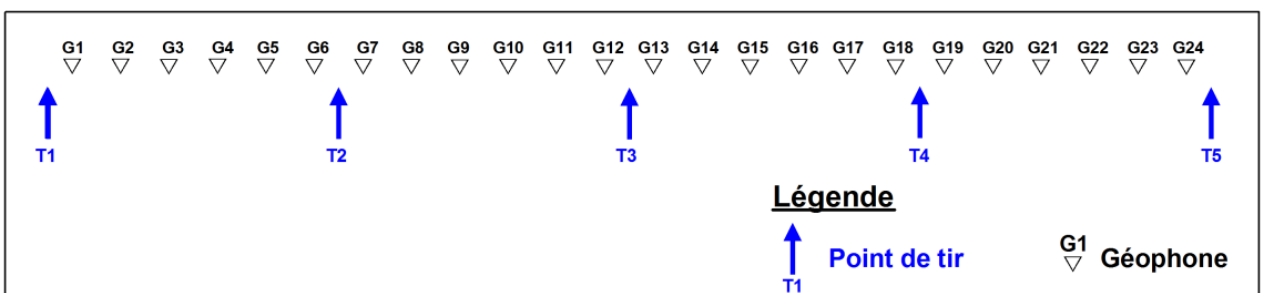


Fig. 12 : Schéma d'acquisition sismique en onde de cisaillement

La figure suivante montre l'implantation des profils de la tomographie sismique réalisée :

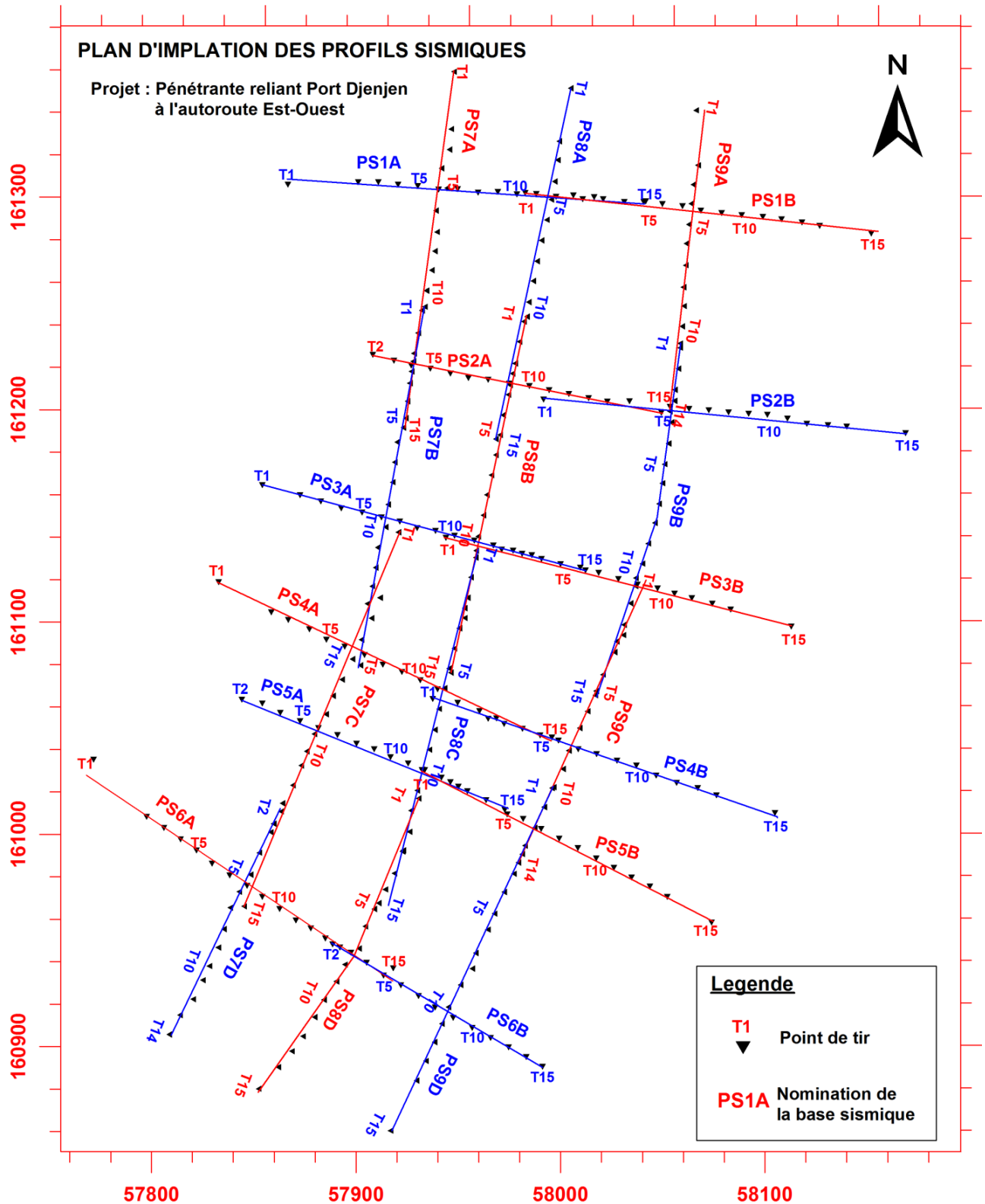


Fig. 13 : Implantation des profils de tomographie sismique (GeoExplo, Juillet 2017)

IV.2.1. Implantation des profils d'imagerie électrique

Le programme d'acquisition de la prospection électrique a consisté à la réalisation de neuf profils d'imagerie électrique positionnés le long des profils sismiques.

Les profils d'imagerie électrique ont été réalisés avec un dispositif de mesure Wenner-Schlumberger avec un pas entre électrode de cinq mètres.

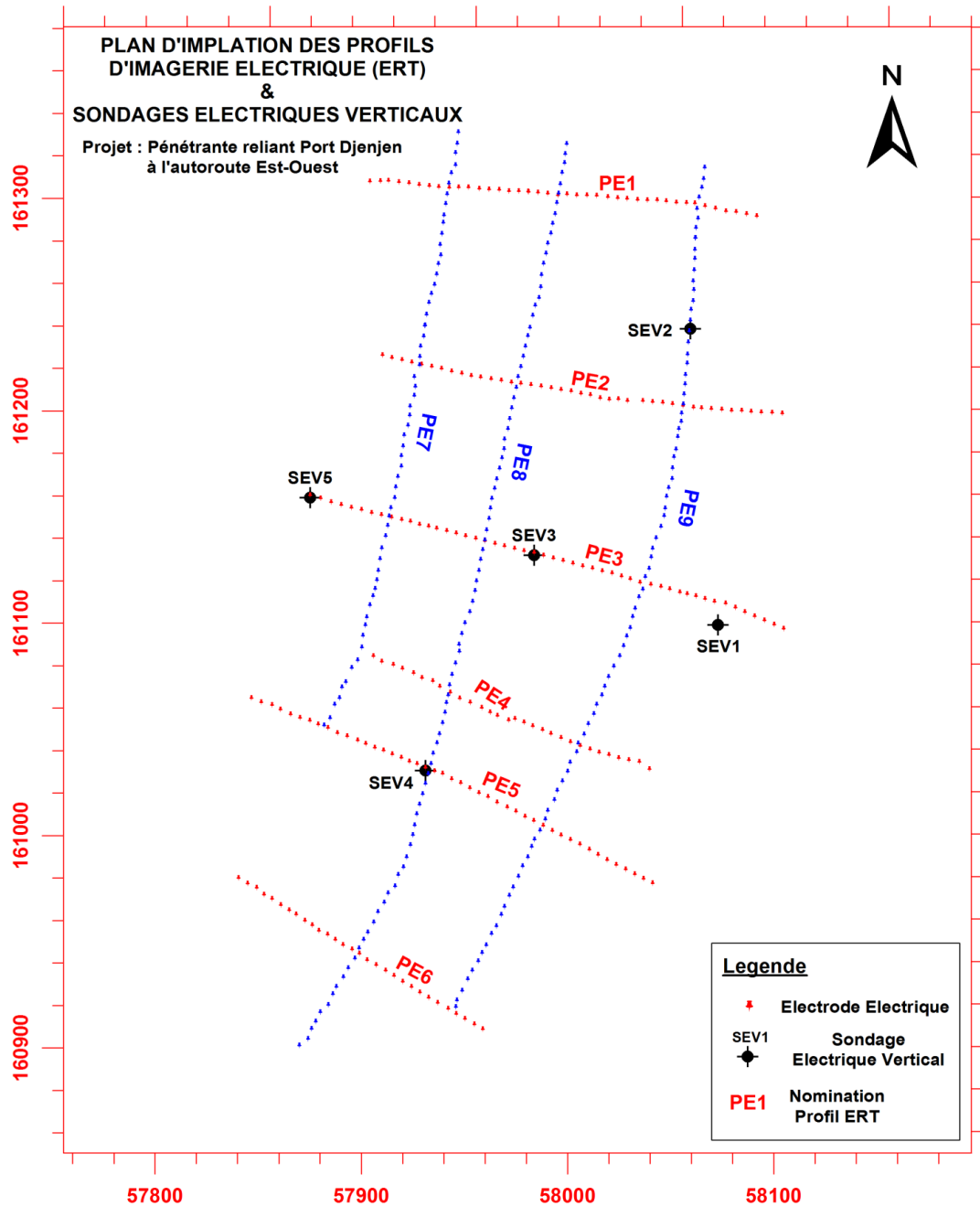


Fig. 14 : Implantation des profils d'imagerie électrique (GeoExplo, Juillet 2017)

IV.2.2. Implantation des sondages électriques verticaux

Cinq sondages électriques verticaux ont été réalisés avec un dispositif de Schlumberger et ils sont localisés par les coordonnées suivantes :

Tableau. 9 : Coordonnées des sondages électriques verticaux (GeoExplo, Juillet 2017)

	X (m) E	Y (m) N	Z (m)
SEV-1-	58072.914	161099.192	951.360
SEV-2-	58059.500	161238.460	921.050
SEV-3-	57983.815	161131.946	924.196
SEV-4-	57931.110	161030.624	930.788
SEV-5-	57875.141	161159.001	909.523

IV.2.3. Interprétation des résultats

L'interprétation des résultats est réalisée sur la base des gammes de vitesses. Ces gammes de vitesse obtenues sont calées sur les logs des sondages carottés et montre que la gamme de vitesse comprise entre :

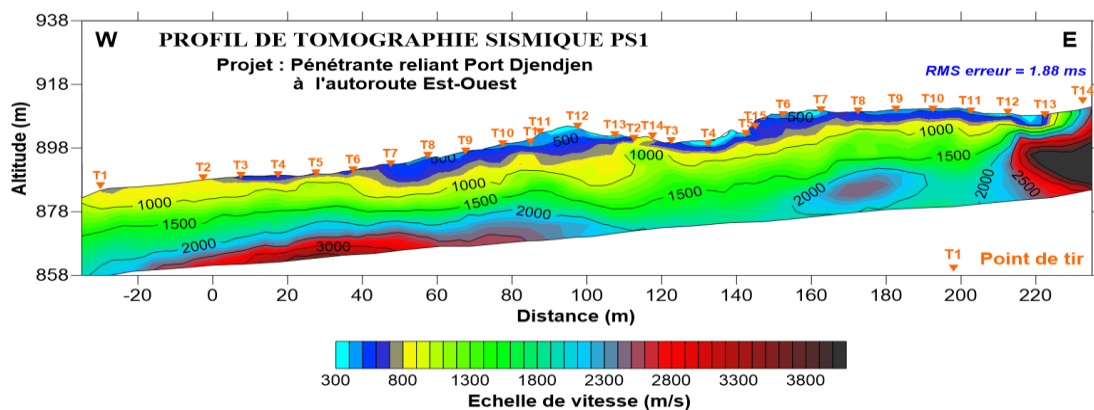
- ✓ 300 à 600 m/s est attribuée aux marnes argileux tendres et friables
- ✓ 1000 à 2000 m/s est attribuée aux marnes durs friables
- ✓ 2000 à 2500 m/s est attribuée aux marnes durs
- ✓ 3000 à 4000 m/s est attribuée aux marnes sains et compacts.

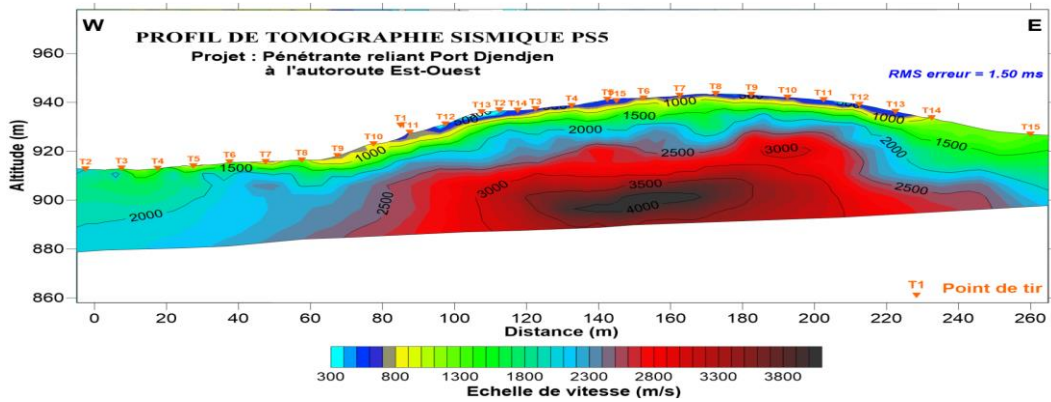
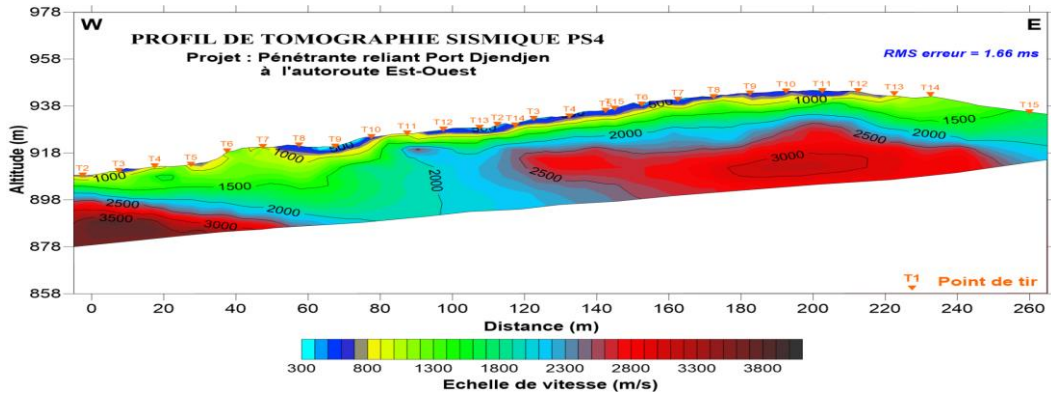
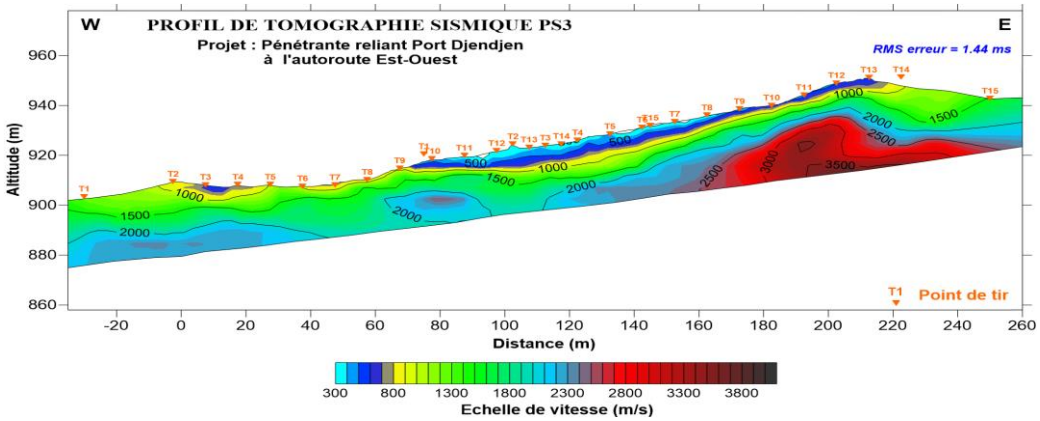
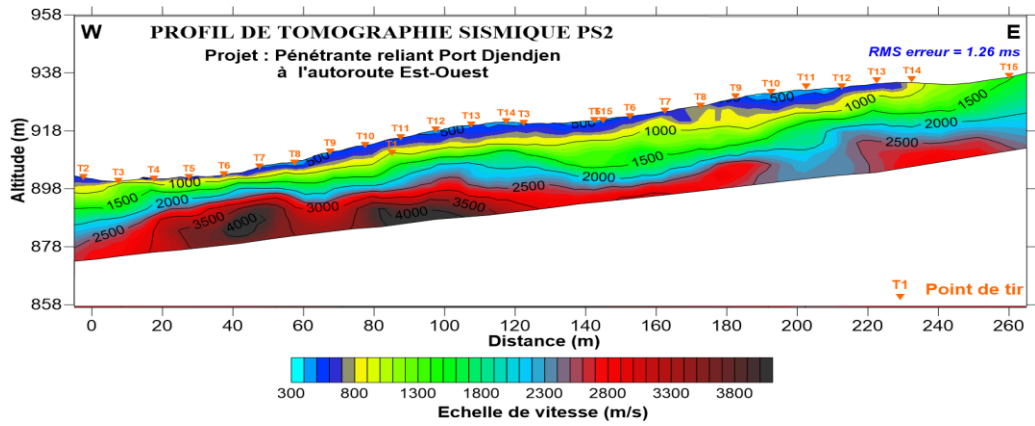
IV.3. Interprétation des résultats de la tomographie sismique de surface

➤ Coupes géosismiques transversales (PS1 à PS6)

Les coupes géosismiques transversales (PS1 à PS6) sont implantées respectivement du nord vers le sud, et d'orientation W-E. Elles sont composées par deux bases sismiques de 24 géophones chacune, et dans l'ensemble par une quinzaine de points de tirs.

L'ensemble des coupes transversales sont entrecoupées par les profils longitudinaux PS7, PS8 et PS9. Elles montrent un terrain relativement tabulaire avec quatre gammes de vitesses évoluant en fonction de la profondeur.





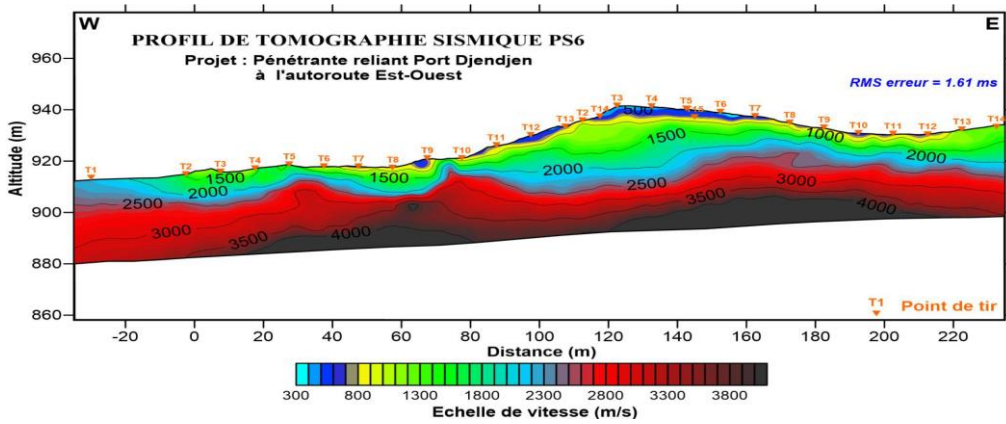


Fig. 15 : Profil en travers de la tomographie sismique (PS1 à PS6)

➤ Coupes géosismiques longitudinales (PS7 à PS9)

Les coupes géosismiques longitudinales (PS7 à PS9) sont implantées respectivement de l’Ouest vers l’Est, et d’orientation N-S. Elles sont composées par quatre bases sismiques de 24 géophones chacune, et dans l’ensemble par une quinzaine de points de tirs.

L’ensemble des coupes longitudinales sont entrecoupées par les six profils transversaux elles montrent un terrain relativement tabulaire avec quatre gammes de vitesses évoluant en fonction de la profondeur.

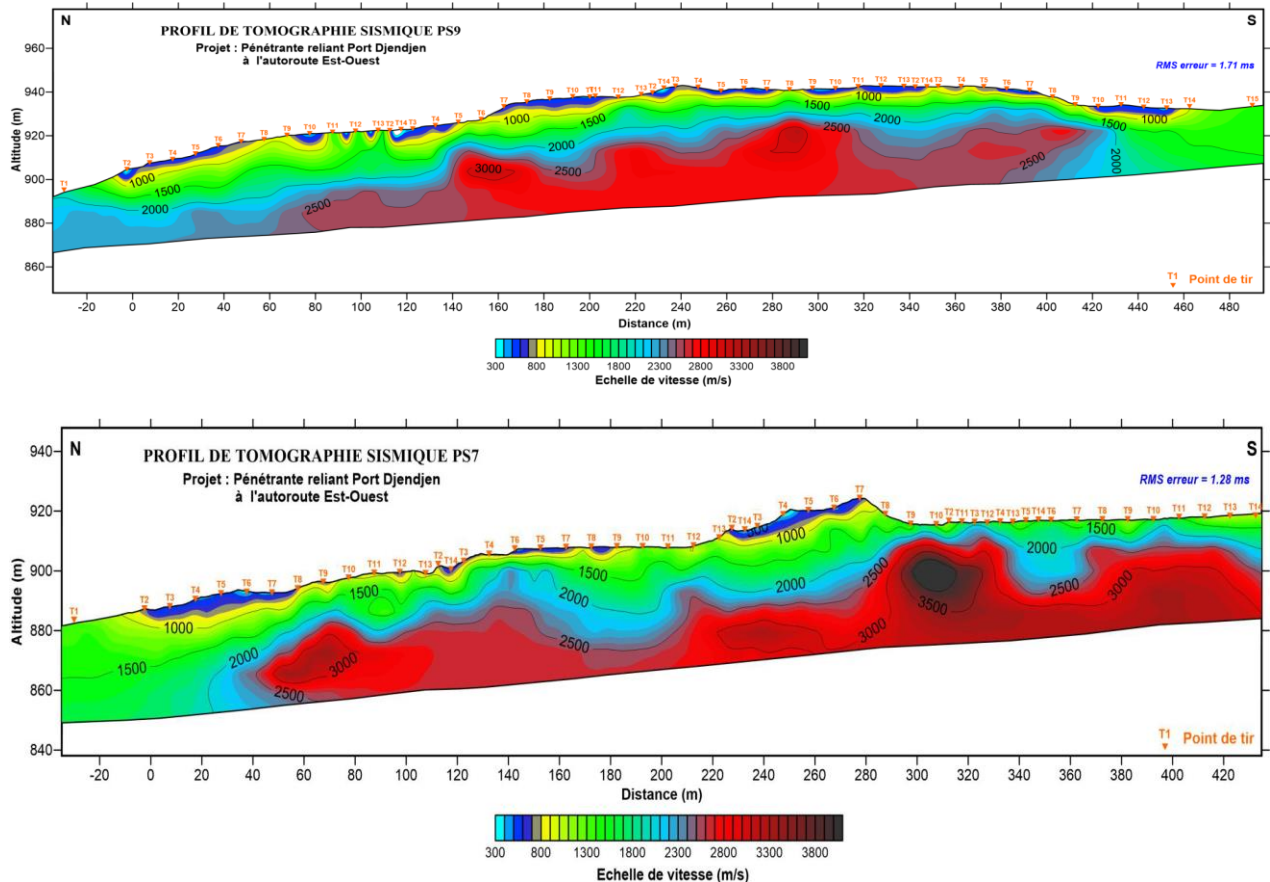


Fig. 16 : Profil en long de la tomographie sismique (PS7 à PS9)

➤ Coupes géosismiques longitudinales PS8 en onde de cisaillement

La coupe géosismiques longitudinale PS8 en onde S est implantée au milieu du site avec une orientation N-S. Elle est composée par quatre bases sismiques de 24 géophones chacune, et de cinq points de tirs.

La coupe géosismiques en onde S montre un terrain relativement tabulaire avec trois gammes de vitesses évoluant en fonction de la profondeur.

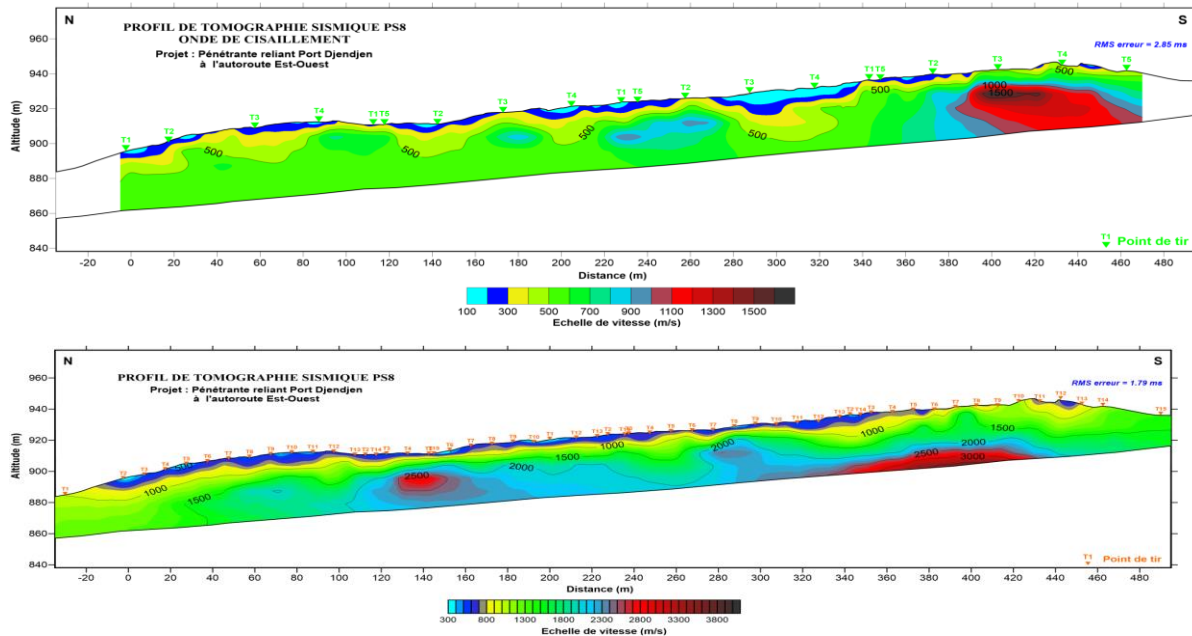


Fig. 17 : Profil en long de la tomographie sismique en onde de cisaillement PS8

IV.4. Prospection de tomographie sismique

D'une manière générale les coupes des profils de tomographie sismique montrent quatre gammes de résistivité :

- La première couche superficielle attribuée aux marnes argileuses tendres et friables, caractérisée par une vitesse comprise entre 300 et 600 m/s.
- La deuxième gamme, attribuée à marnes dures friables, est mise en évidence avec une vitesse comprise entre 900 et 2000 m/s. Elle affleure en surface d'une manière générale du côté Ouest et Est.
- La troisième gamme de vitesse comprise entre 2000 et 2500 m/s, attribuée aux marnes dures. Elle est obtenue avec une topographie assez chahutée par rapport aux couches sus-jacentes et présente par endroit des formes curvilignes. Cette formation disparaît par endroit et plonge en profondeur.
- La dernière gamme de forte vitesse (3000 - 4000 m/s), attribuée à marnes saines et compactes. Parfois Elle est présente sur tout le long du profil, et parfois elle est présente en discontinue où sous forme de lentille.

Le profil PS8 en onde S a mis en évidence une structure relativement la même que pour les ondes de compressions, avec une topographie tabulaire à chahutée, avec des vitesses de cisaillement variant de 100 à 1600 m/s.

- ✚ Les modèles de vitesse obtenus par inversion pour les profils (PS1 à PS6), présentent des RMS acceptables variant entre 1.26 et 1.88 ms.
- ✚ Les modèles de vitesse obtenus par inversion pour les profils (PS7 à PS9), présentent des RMS acceptables variant entre 1.28 et 1.79 ms.
- ✚ Le modèle de vitesse obtenu par inversion pour le profil PS8 en onde S, présente un RMS de 2.85 ms.

IV.5. Interprétation des résultats des profils d'imagerie électrique

L'interprétation des résultats est réalisée sur la base des gammes de résistivité. Ces gammes de résistivité obtenues sont calées sur les logs des sondages carottés et montrent que la gamme de résistivité comprise entre :

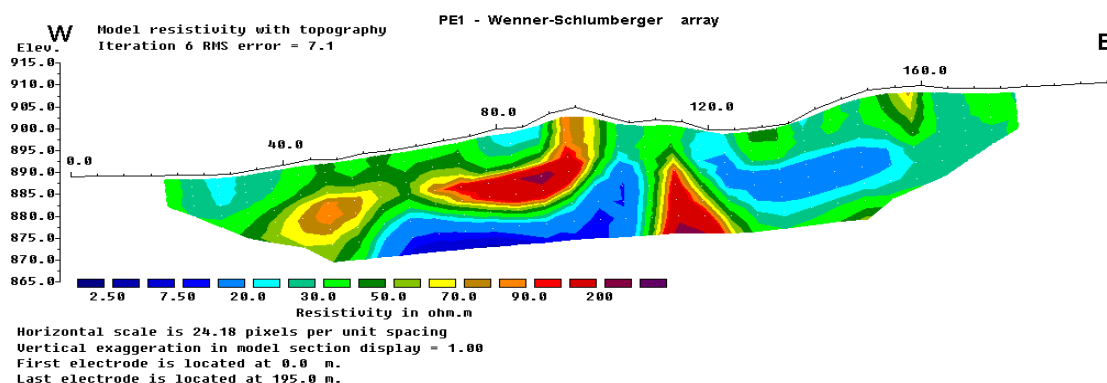
- ✓ 2 à 10 Ωm peuvent être attribuée aux formations saturées en eau.
- ✓ 20 à 25 Ωm sont attribuée aux marnes argileuses tendres et friables
- ✓ 30 à 40 Ωm sont attribuée aux marnes dures friables
- ✓ Supérieure ou égale à 50 Ωm est attribuée aux marnes dures à sains et compacts.

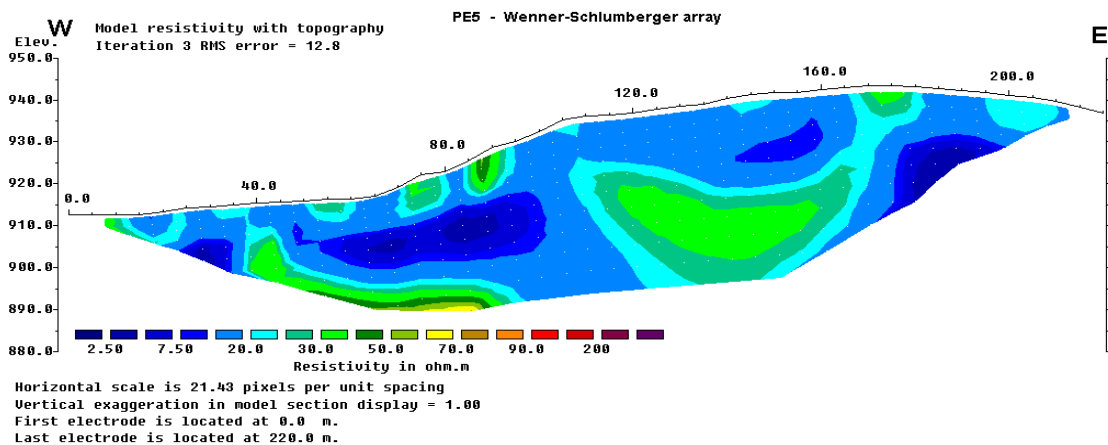
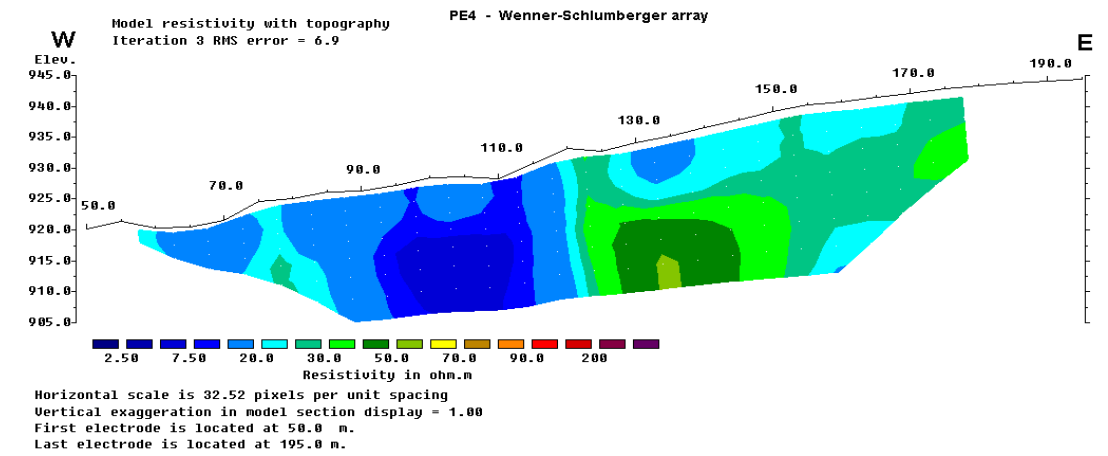
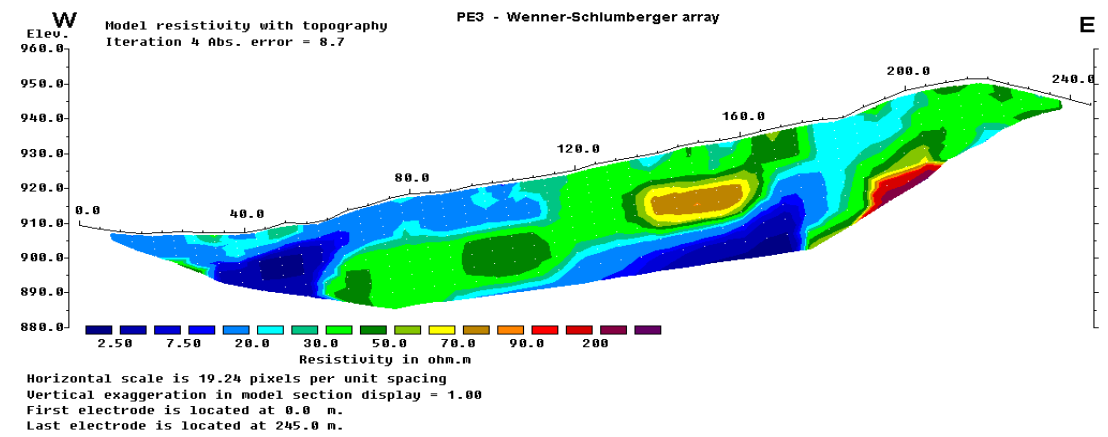
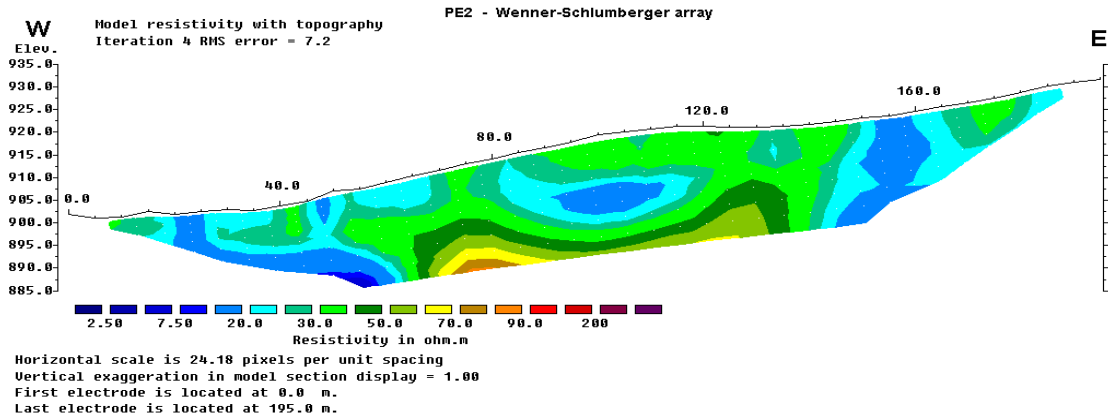
Les coupes géoélectriques sont représentées à la même échelle de résistivité.

➤ Coupes géoélectriques transversales (PE1 à PE6)

Les coupes géoélectriques transversales (PE1 à PE6) sont implantées respectivement du nord vers le sud, et d'orientation W-E de la même manière que les profils sismiques transversaux.

L'ensemble des coupes transversales sont entrecoupées par les profils longitudinaux (PS7, PS8 et PS9). Elles montrent un amalgame de terrain conducteur parsemé par des terrains peu résistants à résistants avec des formes irrégulières.





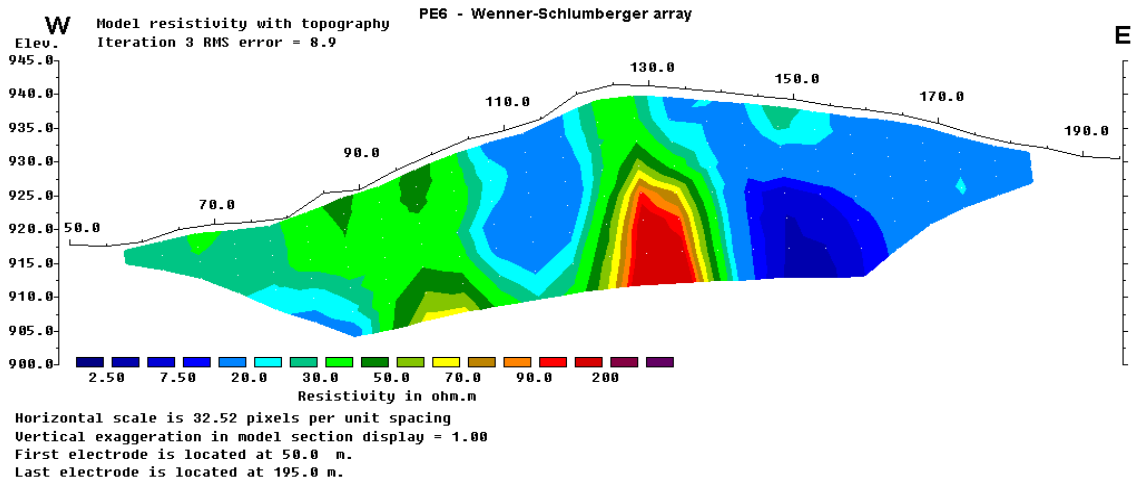


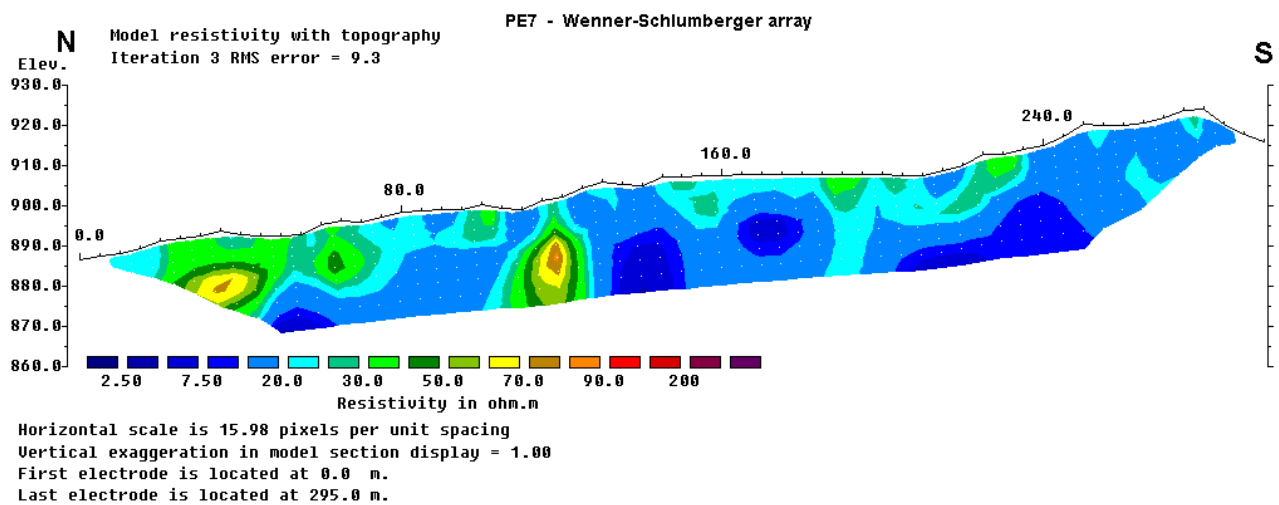
Fig. 18 : Profil en travers d'imagerie électrique (PE1 à PE6)

➤ Coupes géoélectriques longitudinales (PE7 à PE9)

Les coupes géoélectriques longitudinales (PE7 à PE9) sont implantées respectivement de l'Ouest vers l'Est, et d'orientation N-S de la même manière que les profils sismiques longitudinaux.

Les trois coupes longitudinales sont entrecoupées par l'ensemble des profils transversaux. La répartition de la résistivité sur les différents profils est comme suit :

- ❖ Les trois coupes géoélectriques montrent d'une manière générale une polarisation verticale avec une alternance des formations résistantes et conductrices. On remarque que la formation conductrice, de résistivité comprise entre 5 et 25 Ωm , diminue de proportion du côté Ouest vers l'Est (du PE7 vers le PE9). Elle est, aussi, plus présente du côté Sud, tandis que dans la partie Nord, au bas de la pente, elle est plus résistante avec des valeurs de résistivités variant de 30 à 200 Ωm .



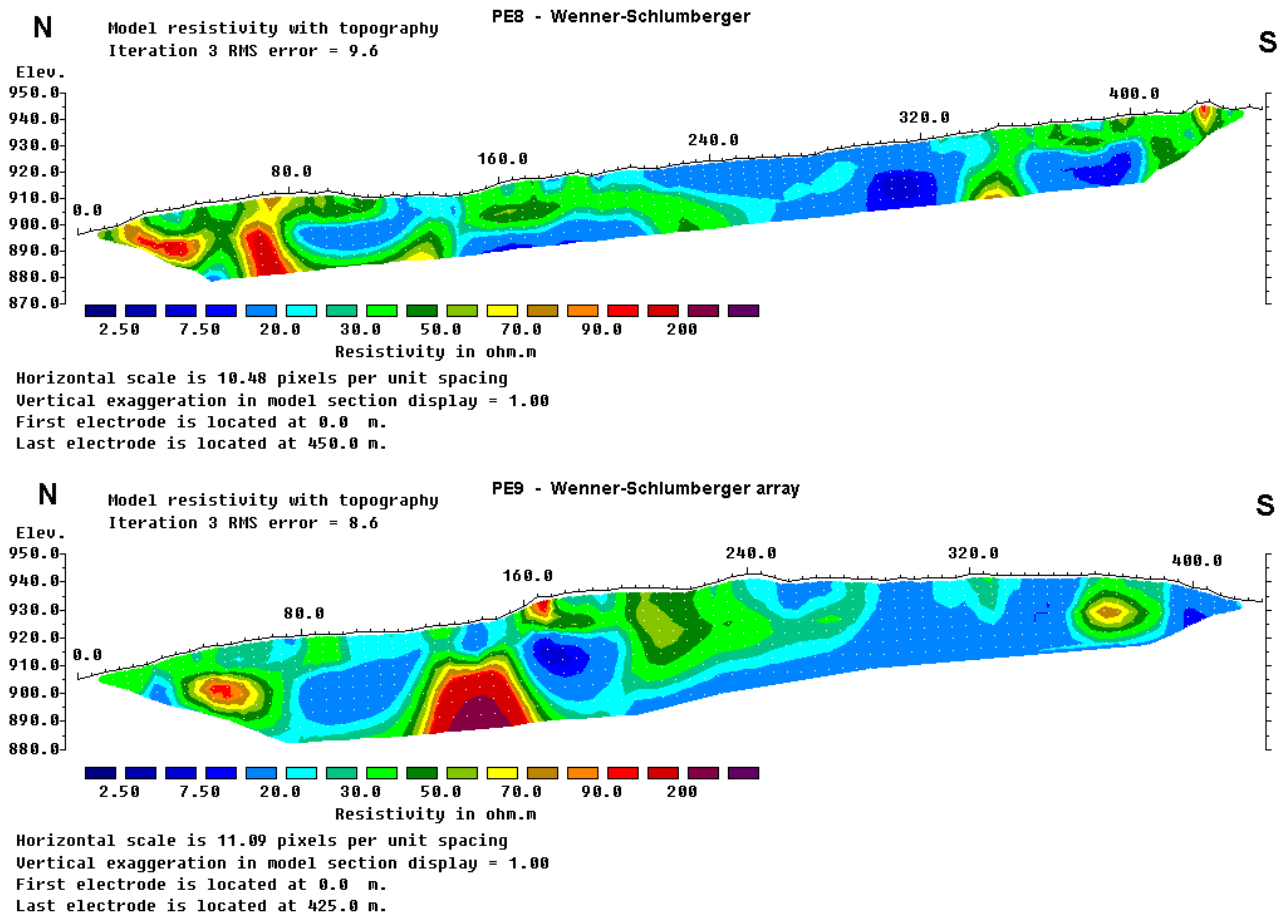


Fig. 19 : Profil en long d'imagerie électrique (PE7 à PE9)

IV.6. Prospection d'imagerie électrique

D'une manière générale les coupes des profils d'imageries électriques montrent quatre gammes de résistivité :

- La première représentant une formation très conductrice dont les valeurs de résistivité sont comprises entre 2 et 10 Ωm , qui peut être attribuée aux formations saturées en eau.
 - La deuxième gamme est obtenue pour la formation des marnes argileuses tendres et friables qui est caractérisée par une résistivité variante entre 20 et 25 Ωm .
 - La troisième gamme est obtenue pour des formations relativement résistantes caractérisées par des valeurs comprises entre 30 et 40 Ωm , qui sont attribuée aux marnes dures friables.
 - La dernière gamme de forte résistivité qui varie de 50 jusqu'à 200 Ωm , est attribuée aux marnes durs à sains et compacts.
- ✚ Les modèles de résistivité obtenus par inversion pour les profils (PE1 à PE6), présentent des RMS acceptables variant entre 7.1 et 12.8 %.
 - ✚ Les modèles de résistivité obtenus par inversion pour les profils (PE7 à PE9), présentent des RMS acceptables variant entre 8.6 et 9.6 %.

IV.7. Interprétation des résultats des sondages électriques verticaux

○ SEV01 et SEV02

Le SEV01 et le SEV02 en permis de mettre en évidence une série d’alternance de couche résistante et conductrice pour le SEV01 et peu conductrice pour le SEV02. Cette série repose sur une formation fortement résistante qui atteint les 13 mètres de profondeur.

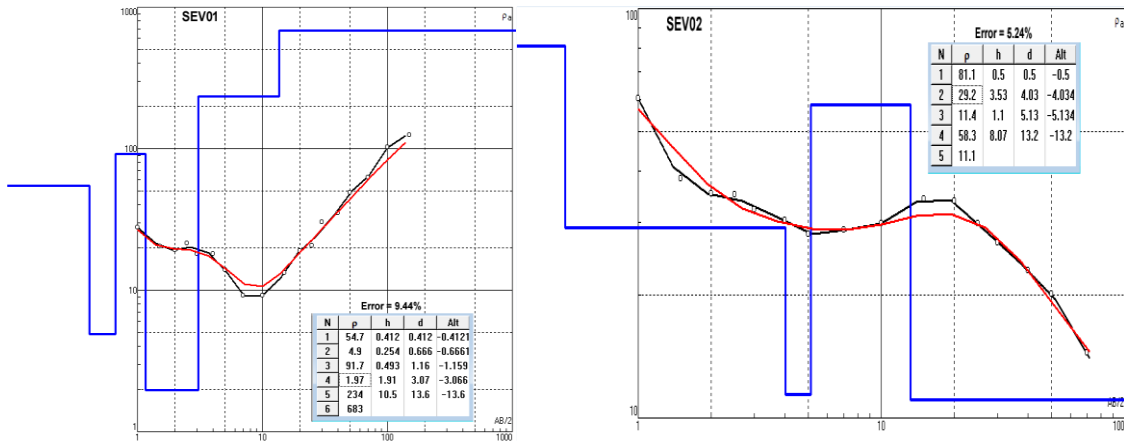


Fig. 20 : Profil du SEV01 et SEV02

○ SEV03

Le SEV03 montre la présence d’un terrain peu résistant en surface, dont la résistivité diminue en fonction de la profondeur jusqu’à 16 mètres. Au-delà de cette profondeur, on observe un terrain assez résistant.

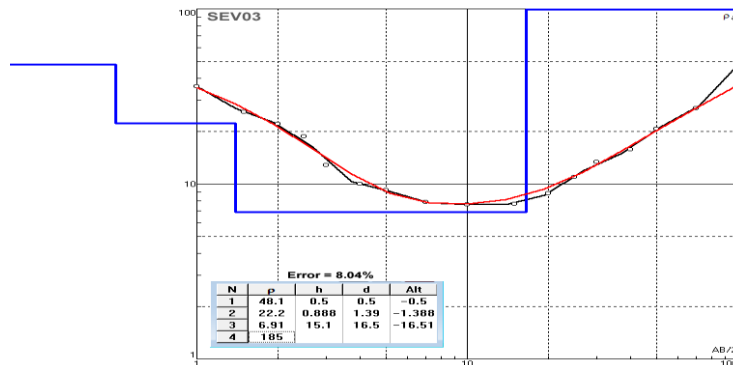


Fig. 21 : Profil du SEV03

○ SEV04

Le SEV04 est mis en évidence avec une série de 5 couches, sur une profondeur de 17 mètres, formant une alternance de couche conductrice et résistante. L’ensemble de cette alternance repose sur une couche résistante.

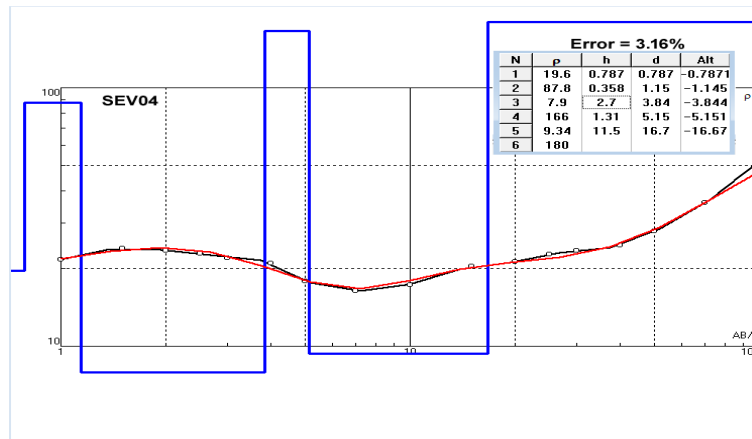


Fig. 22 : Profil du SEV04

o SEV05

Le SEV05 montre la même configuration que les autres SEV, une alternance de formation résistante et conductrice est présente jusqu'à une profondeur de 10 mètres, qui repose sur une formation très résistante.

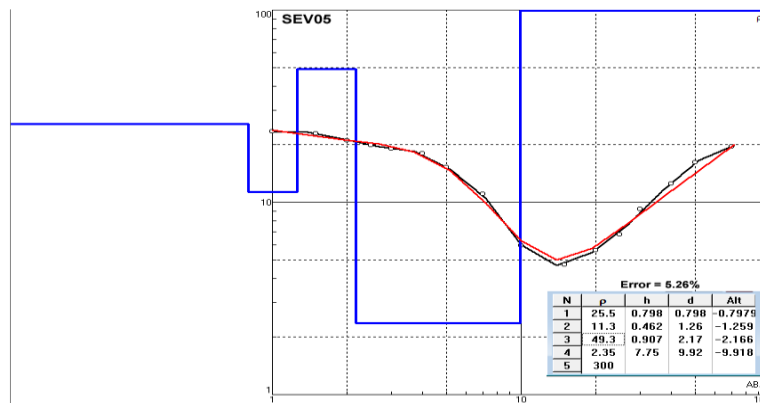


Fig. 23 : Profil du SEV05

IV.8. Conclusion

L'analyse des résultats de la tomographie sismique n'a pas permis de caractériser le glissement de terrain. Cependant a mis en évidence un terrain relativement tabulaire avec quatre gammes de vitesses évoluant en fonction de la profondeur.

L'analyse des résultats de l'imagerie électrique a permis d'atteindre certaines conclusions sur la configuration géométrique des terrains ainsi que leurs valeurs de résistivité.

Contrairement aux résultats de tomographie sismique, celle de l'imagerie électrique ont permis de caractériser le glissement de terrain. En combinant la pente de la topographie avec la morphologie des formations conductrices et résistantes. La surface de glissement peut être localisée à la surface de la couche de résistivité variant entre 2 et 10 Ωm , qui est attribuée aux formations saturées en eau.

La surface de glissement probable est représentée sur la carte ci-dessous avec un trait noir en pointillé. (Trait noir en pointillé représente la surface de glissement probable).

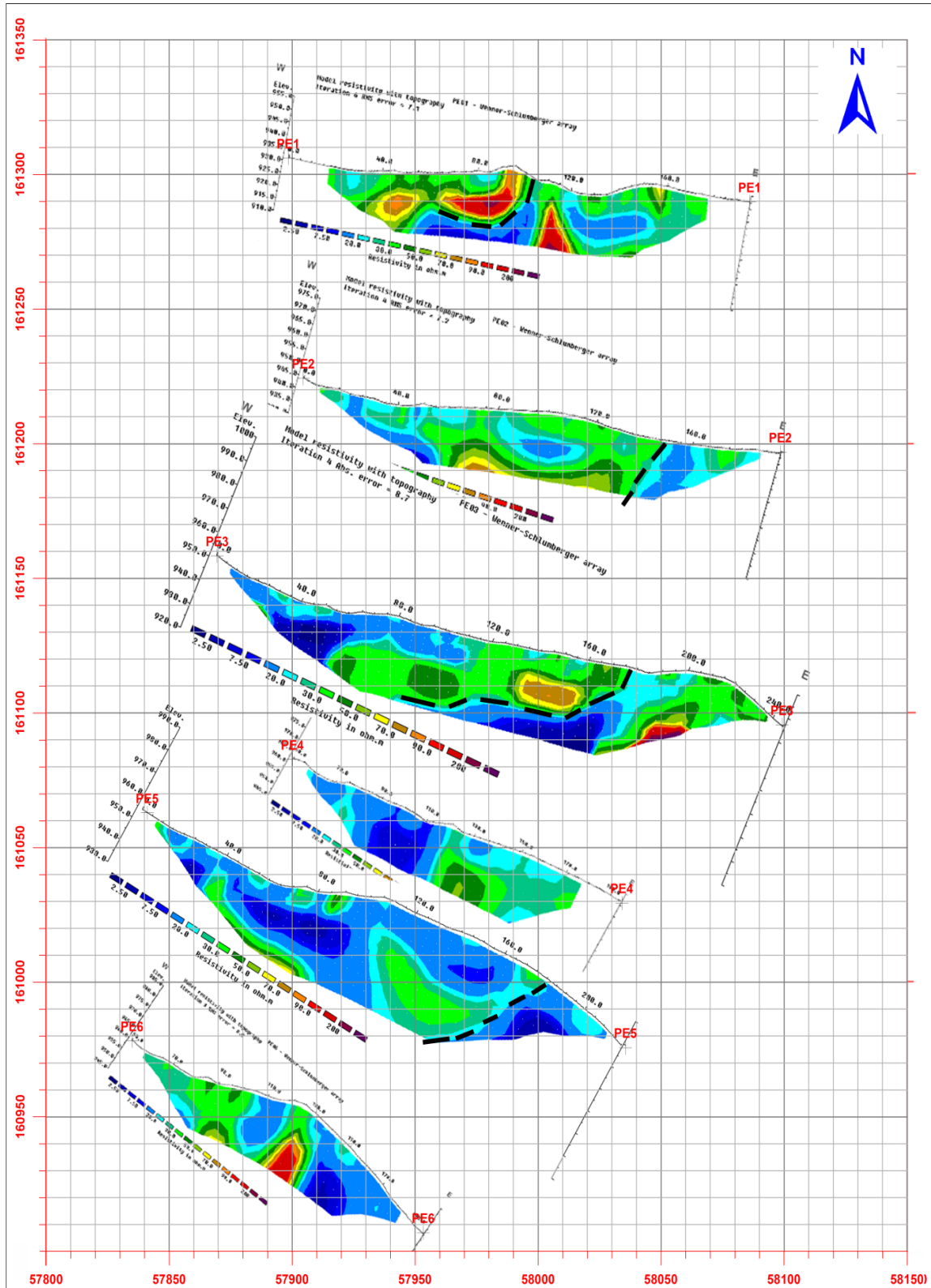


Fig. 24 : Profil en travers d'imagerie électrique (PE1 à PE6) avec localisation de la surface de glissement (trait noir en pointillé).

III.1. Introduction

Le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de terrain nous mène à réaliser une étude climatologique de la région auquel appartient notre site d'étude, autrement dit caractériser certains termes du cycle de l'eau responsables des glissements de terrains. Les variations dans les conditions climatiques et par conséquent hydrologiques, essentiellement la pluviométrie, est l'une des principales causes d'instabilité des terrains. Les auteurs montrent qu'il y a une relation directe entre les pluies de forte intensité et les différents mouvements des sols.

Cette étude consiste en la détermination des apports d'eau en déterminant le rapport entre les quantités d'eaux infiltrées dans le sol, celles perdues par évapotranspiration et celles ruisselant à la surface. Ainsi, on essaiera d'établir le bilan hydrologique afin de pouvoir comprendre les mécanismes d'alimentation et de circulation des eaux de surface et souterraines.

III.2. Aperçu général sur le climat de la région de Jijel

La région de Jijel se caractérise par un climat méditerranéen, elle fait partie du littoral marin, pluvieuse et froide en hiver, chaude et humide en été. Les températures varient entre 20 C° et 35 C° en été et de 5 C° à 15 C° en hiver. La présence des hautes montagnes des Babors le caractérise par un volume important de précipitations pendant les saisons pluviales. Elle est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie.

III.3. Analyse des paramètres climatiques

L'étude hydro-climatologique porte sur l'analyse des paramètres déterminants, telles les précipitations, les températures de l'air, le vent, l'humidité relative et l'évaporation.

III.3.1. Les précipitations

Ce sont l'ensemble des eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, tant sous forme liquide (bruine, pluie, averse) que sous forme solide (neige, grésil, grêle) et les précipitations déposées ou occultes (rosée, gelée blanche, givre...). Elles sont provoquées par un changement de température ou de pression.

Les précipitations sont un des processus hydrologiques les plus variables.

Tableau. 3 : Répartitions moyennes mensuelles et saisonnière des précipitations
(Station de Texanna 1996-2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			/
Précipitations moyennes mensuelles	71,94	73,6	180,48	235,58	146,47	125,8	99,55	115,44	71,98	17,43	7,2	9,8	1155,27
	326,02			507,85			286,97			34,43			/
	28,22 %			43,96 %			24,84 %			2,98 %			/

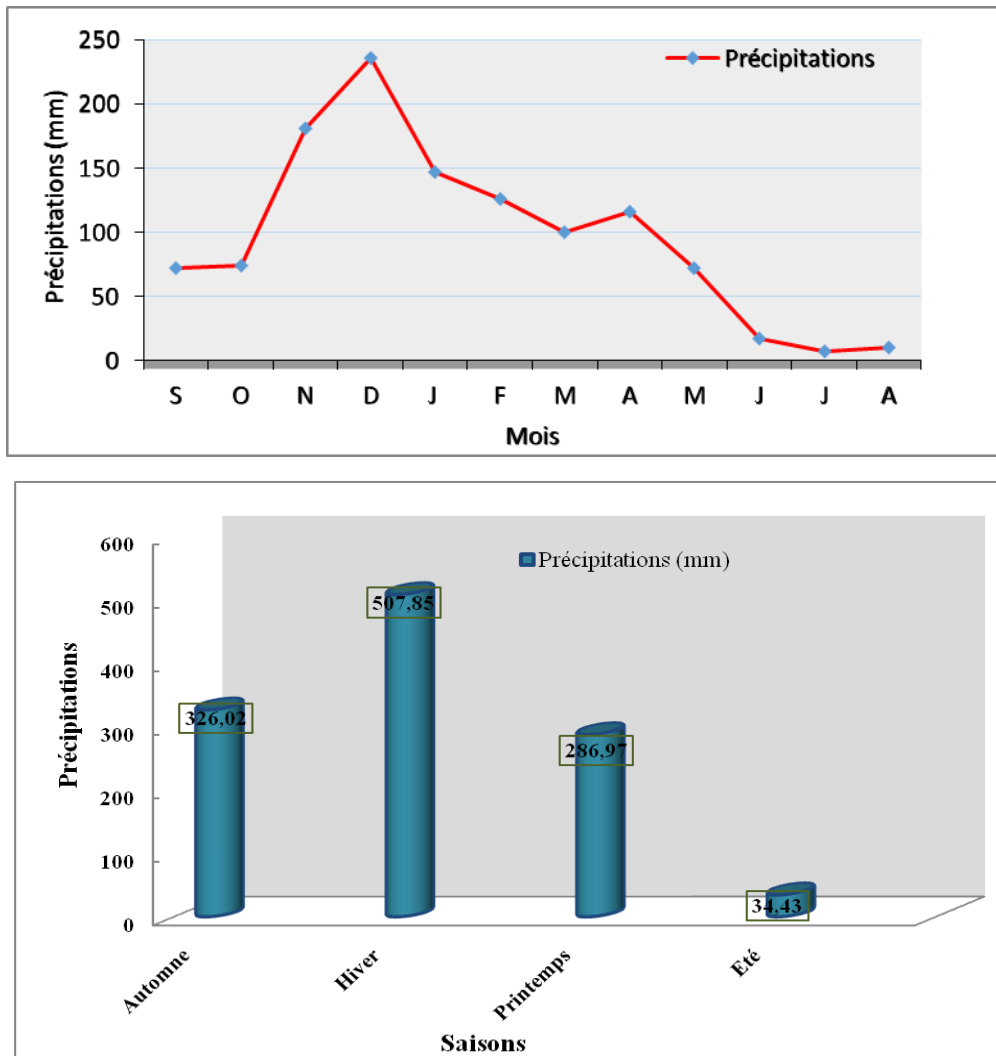


Fig. 7 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles et saisonnière (Station de Texenna 1996-2011)

A partir des données du tableau et leurs représentations sur le graphe (Fig.), On constate que :

- ❖ Les précipitations sont plus fréquentes pendant le mois de décembre ou elles atteignent leur maximum avec une valeur de 235.58 mm soit 20.41%.
- ❖ Le mois de juillet est le mois le plus sec de l'année avec une valeur de précipitations très basse 7.2 mm soit 0.62%.

Le cumul mensuel des pluies est important pendant l'hiver et l'automne, le total annuel est de 833.87 mm soit 72.17% des précipitations totales. La région de Texenna est caractérisée par une durée de sécheresse pendant les trois mois de l'été (juin, juillet et août) avec une valeur des précipitations de 34.43 mm soit 2.98 % des précipitations totale.

III.3.2. Les températures

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait de son impact sur le déficit d'écoulement

Le tableau suivant représente les données de la répartition des températures dans la station de Texenna pour une série allant de 1996-2011.

Tableau. 4 : Distribution de la température moyenne mensuelle et saisonnière (Station de Texenna 1996-2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			
Température moyenne (C°)	23,63	21,3	16,41	11,99	11,27	11,89	13,61	15,76	18,24	23,35	26,41	26,65	18.38
Température Moyenne saisonnière (C°)	20,45			11,72			15,87			25,47			

Les données météorologiques relatives à la série allant de 1996-2011 provenant de la station météo de Texenna (A.N.R.H) montrent que :

- ❖ La température moyenne annuelle est de 18,38°C, la température moyenne mensuelle des maxima la plus élevée est celle du mois d'août, où il a été enregistré la valeur de 26.65°C (le mois le plus chaud), en revanche la température moyenne mensuelle des minimas la plus basse est celle du mois de janvier ayant comme valeur de 11.27°C (le mois le plus froid).
- ❖ Pour les deux mois : septembre et octobre, la chaleur est encore forte où les températures moyennes des maxima évoluent autour de 22°C.
- ❖ Pour la température saisonnière, on constate que l'hiver est la saison la plus froide avec une valeur moyenne de 11.72 °C et la saison la plus chaude correspond à l'Eté avec une valeur moyenne de 25.47°C.

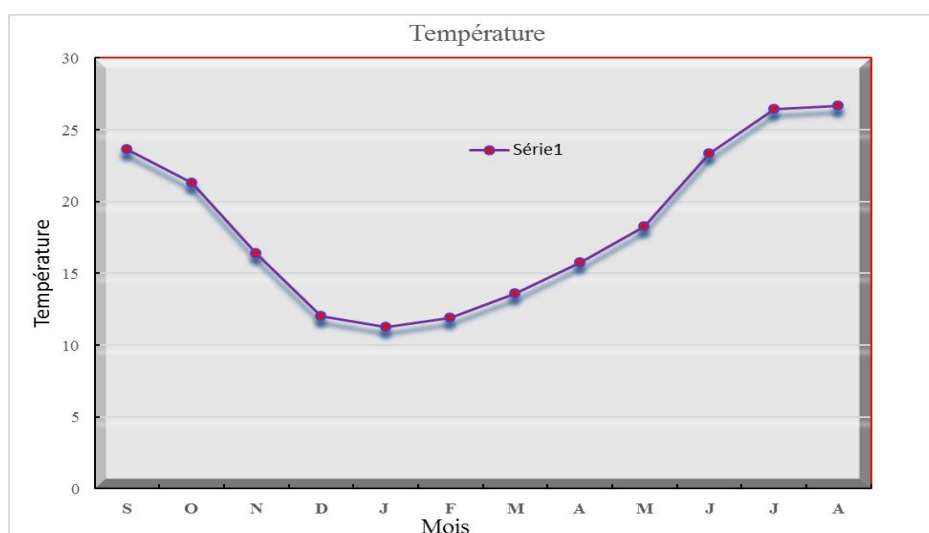


Fig. 8 : Distribution de la température moyenne mensuelle (Station de Texenna 1996-2011)

III.4. Graphe Ombro-thermique

Un diagramme ombrothermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année des températures et des précipitations selon des graduations standardisées : une graduation de l'échelle des précipitations correspond à deux graduations de l'échelle des températures ($P = 2T$). Il a été développé par *H. Gaussen* et *F. Bagnoulis* pour mettre en évidence les périodes de sécheresse définies par une courbe des précipitations se situant en dessous de la courbe des températures. Ces diagrammes permettent de comparer facilement les climats de différents endroits d'un coup d'œil du point de vue pluviosité.

Tableau. 5 : Répartition des précipitations et températures moyenne mensuelles (Station de Texenna 1996-2011)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	146,47	125,8	99,55	115,44	71,98	17,43	7,2	9,8	71,94	73,6	180,48	235,58
T (°C)	11,27	11,89	13,61	15,76	18,24	23,35	26,41	26,65	23,63	21,3	16,41	11,99

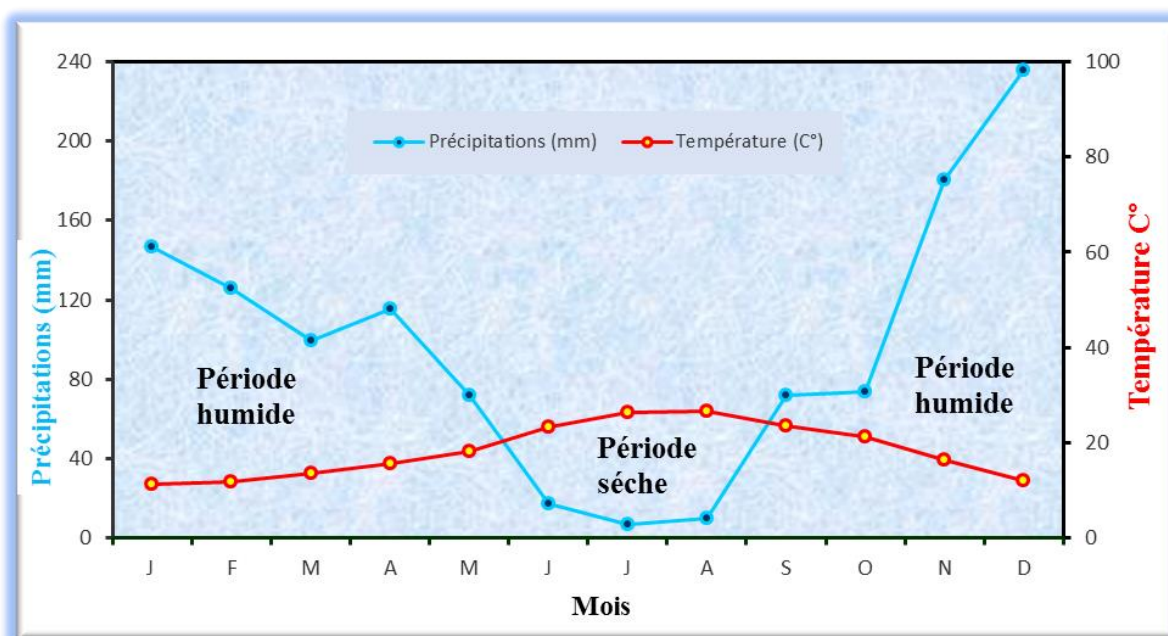


Fig. 9 : Diagramme Ombro-thermique (Station de Texenna 1996-2011)

D'après le graphe ombrothermique (Fig.9) la période de sécheresse s'étend de la fin de Mai jusqu'à la mi-septembre tandis que la période humide s'étend de la fin septembre jusqu'à la fin de Mai.

III.5. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite

L'établissement du bilan hydrologique selon *Thornthwaite* est primordial pour l'évaluation des réserves d'eau transmises ou emmagasinées dans une région. Il est exprimé par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- P** : Précipitations moyennes annuelles en mm
- ETR** : Evapotranspiration réelle en mm
- R** : Ruissellement en mm
- I** : Infiltration moyenne en mm
- Wa** : Variation des réserves (terme souvent négligeable).

Ce bilan s'effectue sur une année hydrologique, période d'environ 12 mois choisie pour que les variations des réserves soient minimales.

III.5.1. Calcul de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un transfert de l'eau de la terre vers l'atmosphère par évaporation des eaux de surface et du sol et par transpiration de la végétation.

III.5.1.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'E.T. P est un paramètre entrepris par plusieurs climatologues est d'une part favorable pour analyser les besoins en eau des cultures, et d'autre part pour y remédier aux différentes carences au niveau desquelles les plantes sont soumises à l'exemple du stress hydrique (DUBOST ,1992).

C'est la quantité d'eau nécessaire à la transpiration non ralentie d'un tapis végétal couvrant entièrement et alimenté régulièrement en eau. La formule générale utilisée pour le calcul d'ETP selon Thornthwaite est la formule suivante :

$$ETP = 16 (10T/I)^a \dots\dots\dots(2)$$

Où :

- T** : Température moyenne mensuelle exprimé en °C.
- K** : coefficient d'ajustement de la formule de Thornthwaite en fonction de la Latitude.
- I** : Indice thermique annuel égal à $I = \sum_{i=1}^{12} i$ avec : $i = (T/5)^{1,514}$
- a** : Exposant climatique défini ainsi : $a = 0,016(I) + 0,5$

$$ETP \text{ corrigée} = 16 (10T/I)^a \cdot K \dots\dots\dots(3)$$

ETPc : Evaporation potentielle mensuelle corrigée.

On trouve que : **a = 1,92**

Tableau. 6 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle
(Station de Texenna 1996-2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Précipitations (mm)	71,94	73,6	180,48	235,58	146,47	125,8	99,55	115,44	71,98	17,43	7,2	9,8	1155,27
Température (C°)	23,63	21,3	16,41	11,99	11,27	11,89	13,61	15,76	18,24	23,35	26,41	26,65	18,37
i	10,48	8,97	6,04	3,72	3,39	3,67	4,55	5,65	7,07	10,28	12,42	12,56	88,8
ETP (mm)	104,76	85,83	52,02	28,47	25,28	28,02	36,32	48,13	63,72	102,39	129,7	131,97	734,22
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,1	1,21	1,22	1,24	1,16	/
ETPc (mm)	107,90	83,26	44,74	23,91	21,99	23,82	37,41	52,94	77,10	124,92	160,83	153,09	911,90

III.5.1.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

C'est la quantité d'eau retirée d'une surface (par le sol et par les plantes) en raison du processus d'évaporation et de transpiration quand l'eau vient à manquer. Les plantes étant à un stade de développement physiologique et sanitaire spécifique.

Pour calculer l'**E.T. R** on utilise la méthode de **Thornthwaite** :

1) Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle :

L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle

(Si : $P > ETP \rightarrow ETR = ETP$).

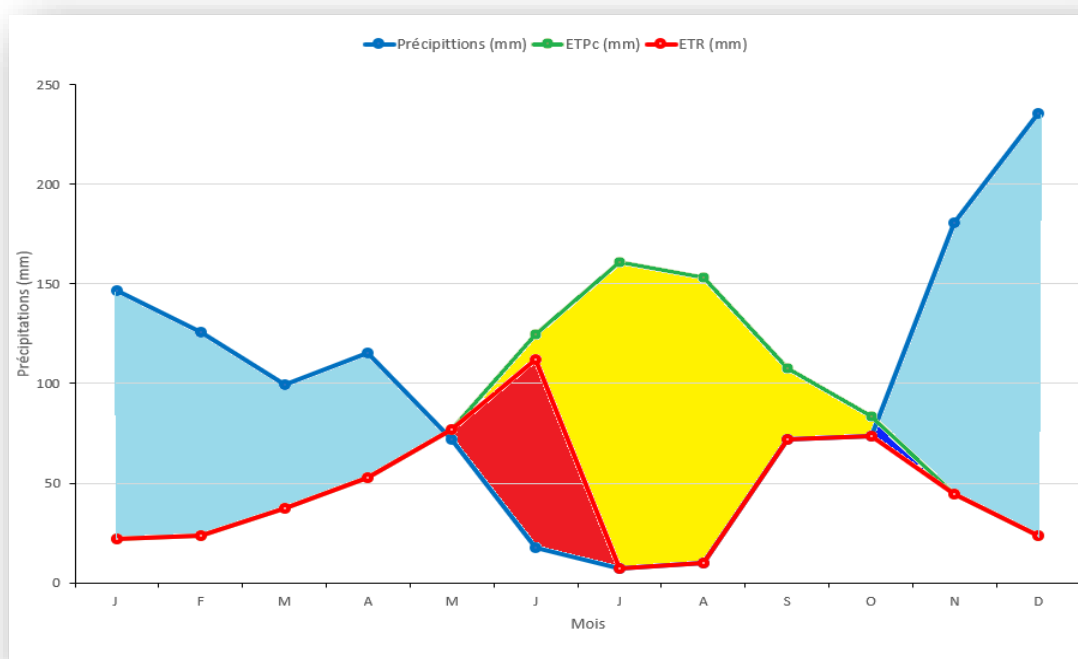
2) Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle

Si : $P + RU > ETP \rightarrow ETR = ETP$

Si : $P + RU < ETP \rightarrow ETR = P + RU$

Tableau. 7 : Calcul de bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite
(Station de Texenna 1996-2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
P (mm)	71,94	73,6	180,48	235,58	146,47	125,8	99,55	115,44	71,98	17,43	7,2	9,8	1155,27
ETPc (mm)	107,90	83,26	44,74	23,91	21,99	23,82	37,41	52,94	77,10	124,92	160,83	153,09	911,90
P-ETPc (mm)	35,96	9,66	135,74	211,67	124,48	101,98	62,14	62,50	5,12	107,49	153,63	143,29	/
RFU (mm)	0	0	100	100	100	100	100	100	94,88	0	0	0	/
EX (mm)	0	0	35,74	211,67	124,48	101,98	62,14	62,5	0	0	0	0	598,51
DA (mm)	35,96	9,66	0	0	0	0	0	0	0	12,61	153,63	143,29	355,15
ETR (mm)	71,94	73,60	44,74	23,91	21,99	23,82	37,41	52,94	77,10	112,31	7,20	9,80	556,76



Légende :

- Excédent d'eau
- Epuisement des réserves
- Déficit agricole
- Recharge en eau du sol

Fig. 10 : Graphe du bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite
(Station de Texenna 1996-2011)

D'après l'observation du graphe et du tableau on constate que :

- « RFU » atteint son maximum à partir du mois de Novembre jusqu'au mois d'avril, avec une valeur maximale de 100 mm atteint au mois de Janvier.
- L'E.T. P atteint son minimum en mois de Janvier et son maximum en mois d'Aout.
- Le déficit agricole s'étend sur la période sèche enregistré en cinq (5) mois (Juin, Juillet, Août, Septembre et Octobre) avec une valeur annuelle de 355.15mm
- Les réserves sont accessibles pendant les six mois de l'année c'est la période ou l'excédent enregistré est élevé.

III.5.1.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Pour l'estimation du ruissellement on utilise la formule de Numer Chuck qui est :

$$R = P^3/3 \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

R : ruissellement en (mm) ;

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

Application numérique P = 1155,27 mm

$$ETP = 911,90 \text{ mm}$$

$$R = 618,06 \text{ mm}$$

Application numérique :

$$P = 1155,27 \text{ mm}$$

Quantité d'eau de ruissèlement R = 513.96 mm

$$R (\%) = (R*100) / P = (513.96*100) / 1155,27 \longrightarrow R (\%) = 44.48\%$$

La valeur du ruissellement obtenue est de 513.96 mm et qui correspond à 44.48% des précipitations.

III.5.1.4. Calcul de l'infiltration

L'infiltration qualifie le transfert de l'eau à travers les couches superficielles du sol, lorsque celui-ci reçoit une averse ou s'il est exposé à une submersion. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les interstices du sol en surface et pénètre par la suite dans le sol sous l'action de la gravité et des forces de succion.

Elle est estimée à partir de la formule du bilan hydrogéologique :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Ou:

Wa : variation des réserves souvent négligeables

On aura alors :

$$P = ETR + R + I \longrightarrow I = P - (ETR+R)$$

$$\text{Où : } I = EX - R$$

Quantité d'eau infiltrée $I = 84.55 \text{ mm}$

$$I (\%) = (I \cdot 100) / P = (84.55 \cdot 100) / 1155.27 \rightarrow I (\%) = 7.31\%$$

La quantité d'eau infiltrée est de 84.55 mm, qui correspond à 7.31% des précipitations.

Tableau. 8 : Valeurs des termes du bilan hydrologique.

	Période	P (mm)	ETP (mm)	ETR (mm)	R (mm)	I (mm)
Station Texenna	1996-2011	1155,27	734,22	556,76	513,96	84,55

III.6. Conclusion

Les résultats de l'étude hydro climatologique que nous avons réalisés, nous a permis de définir les principaux paramètres du bilan hydrique de la région, ainsi que son climat.

- ✚ La région d'étude est caractérisée par un climat froid pendant la saison l'hivernale et chaud pendant la saison d'été.
- ✚ La valeur des précipitations enregistrées est de 1155,27 mm/an et une température moyenne annuelle de l'ordre de 18,37°C.
- ✚ Les précipitations sont plus fréquentes pendant l'hiver avec une valeur de 833,87 mm soit 72,17% des précipitations totales et l'été est la saison la plus chaude et la plus sèche avec une moyenne de température de 25,47°C et une valeur de précipitation de 34,43 mm soit 2,98 % des précipitations totales.
- ✚ La quantité d'eau absorbée par le sol et le sous-sol est de 84,55 mm soit 7.31% des précipitations totales, et une autre quantité d'eau d'une valeur 513,96 mm soit 44,48% des précipitations totales correspond au ruissellement.

VI.1. Introduction

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie, donc il faut faire une étude géotechnique spécifique avant d'apprécier le comportement et la nature lithologique du sol, cette campagne de reconnaissance consiste en des essais de laboratoire et des essais in situ, l'intérêt de cette étude est de collecter des informations sur :

- la nature lithologique des couches
- les propriétés physiques et mécaniques des sols
- évaluer l'aptitude des sols à supporter les différentes charges

L'objet de l'étude de sol est précisément de fournir aux constructeurs, les caractéristiques des sols dans l'emprise du projet afin de permettre le calcul des éléments de l'ouvrage par application des lois de la mécanique des sols.

VI.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

Une campagne de reconnaissance géotechnique par sondages carottés, essais au carottier « S.P.T » et essais de perméabilités a été réalisée au niveau du site objet d'étude, dont l'objectif est de définir les caractéristiques géotechniques des formations traversées et d'en préciser les limites. Le tableau ci-dessous donne dans le détail les travaux de reconnaissance in situ effectués au niveau du site.

Tableau. 11 : Programme de campagne de reconnaissance géotechnique

N° Sondage Carotté	Profondeur en (m)	Coordonnées (système local)			Type d'essai
		X	Y	Z	
SD 1 PK43+600	20	57757.367	161988.245	835.576	4 essais « SPT » 10 échantillons 1 Lefran
SD 2 PK43+700	30	57822.318	61902.821	819.542	2 essais « SPT » 2 Lugeon
SD 3 PK43+800	25	57862.339	161815.849	818.949	2 essais « SPT » 2 échantillons 1 Lugeon
SD 4 PK43+900	25	57891.753	161717.298	840.683	1 essai « SPT » 2 Lugeon

On tient aussi a signalé que trois autres sondages carottés de 30 m de profondeur ont été réalisés au niveau des PK 44+340, PK 44+420 et PK 44+460, et cela juste au niveau de la zone de glissement objet d'étude, mais sans d'autres essais.

VI.3. Essais in-situ

VI.3.1. Sondages carottés

La réalisation de quatre (03) sondages carottés allant jusqu'à 30 m de profondeur d'investigation le long du tracé de la pénétrante avec un taux de récupération de 80% a permis de décrire avec détail la lithologie du site, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. 12 : Description lithologique des sondages

N° de SC	Profondeur D'investigation (m)	Nature du Sol
SD 5 PK 44+340	0,00 - 10,00	Marne argileux de couleur marron a grisâtre et de dureté tendre friable
	10,00 - 19,00	Marne bleu relativement friable et sain
	19,00 -30,00	Marne gris bleuâtre, sain tendre et compacte
SD 6 PK 44+420	0,00 - 15,00	Marne gris bleuâtre sains, compact, tendre et friable
	15,00 - 21,00	Marne gris bleuâtre compact, tendre et friable
	21,00 - 30,00	Marne gris bleuâtre sains, compact, tendre et friable
SD 7 PK 44+460	0,00 - 6,00	Argile schisteuse marron compacte et tendre
	6,00 - 30,00	Marne gris bleuâtre sains, compact, tendre et friable

A partir des résultats trouvés, on peut conclure que le terrain est constitué principalement d'une couche de surface représentée par des argiles marneuse à marnes argileux tendre et friable, et une deuxième couche marquée par une alternance de niveaux marneux tendres et durs, parfois friables.

VI.3.2. Essai Pressiométrique

L'essai pressiométrique Menard est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique (Fig.34) et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement impose et le déplacement de la paroi de la sonde.

L'essai permet d'obtenir la courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la pression appliquée. Il permet de déterminer trois paramètres : le module de déformation du sol, la pression de fluage, et la pression limite de chargement.

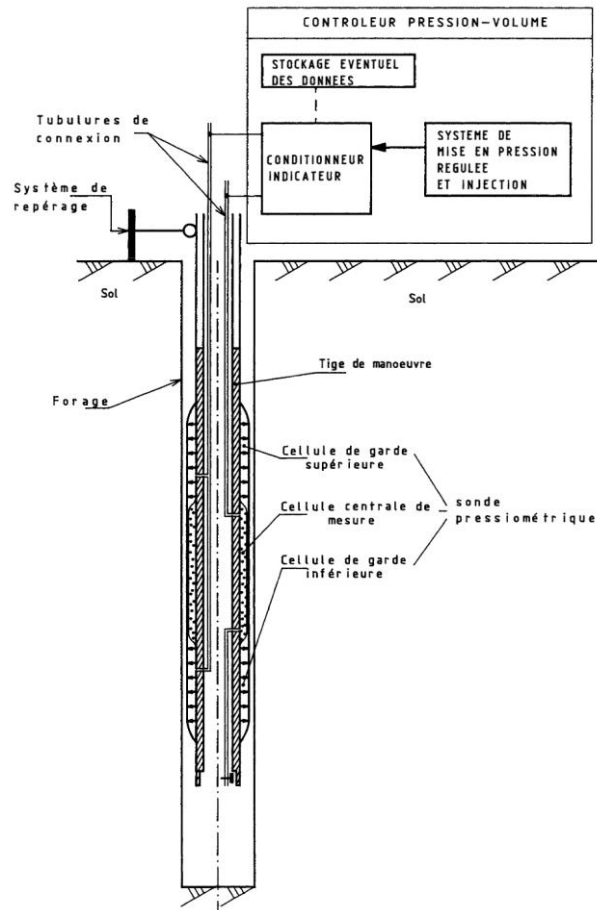


Fig. 34 : Schéma du pressiomètre

Le tableau suivant présente un résumé des résultats de l'interprétation des essais pressiométrique effectués dans la zone d'étude.

Tableau. 13 : Résultats d'essai pressiométrique au niveau des sondages

N° Sondage Carotté	Profondeur Forage (m)	Profondeur D'essai (m)	Pression Limite P_L (MPa)	Pression de fluage P_F (MPa)	Em/PL	Module pressiométrique E_m (MPa)	Coefficient Rhéologique α	Module de Young E' (MPa)
SD 1 PK43+600	20	2	0.68	0.38	17,00	11.56	1.00	11.56
		4	1.67	0.59	18,07	30.18	0.93	32.33
		6	1.70	1.01	25,51	43.36	0.65	66.54
		8	1.93	1.01	23,93	46.19	0.66	70.24
		10	2.43	1.25	19,60	47.64	0.59	80.28
		13	2.80	1.65	24,88	69.66	0.67	104.03
		16	2.81	1.60	24,42	68.62	0.68	100.24
SD 3 PK43+800	20	2	0.63	0.37	49,19	30.99	1	30.99
		4	1.28	0.71	21,66	27.73	1	27.73
		6	1.49	0.60	18,61	27.73	0.47	48.36
		8	1.98	1.17	12,56	24.86	0.57	53.05
		10	2.13	1.59	35,68	76.00	0.80	94.86

		13	2.78	1.62	29,57	82.21	0.71	115.93
		16	2.82	1.66	29,77	83.95	0.73	114.43
		19	3.12	2.02	19,23	60.01	0.59	101.22
		22	3.14	1.47	32,89	103.27	0.70	129.99
		25	3.21	1.87	25,79	82.79	0.72	115.43

Un critère de qualité très souvent utilisé est le rapport E_M/PL qui permet une classification des sols, Ménard donne pour les sols les correspondances suivantes :

Tableau. 14 : Classification des sols d’après E_M/PL d’après Ménard

Valeur E_M/PL Type de sol	Valeur E_M/PL Type de sol
$E_M/PL < 5$	sols remaniées ou triturés
$5 < E_M/PL \leq 8$	argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées
$8 < E_M/PL \leq 12$	argiles normalement consolidées
$12 < E_M/PL \leq 15$	argiles légèrement sur consolidées
$E_M/PL > 15$	argiles sur consolidées.
$6 < E_M/PL \leq 8$	sables et graviers immergés
$E_M/PL > 10$	sables, sables et graviers secs et serrés

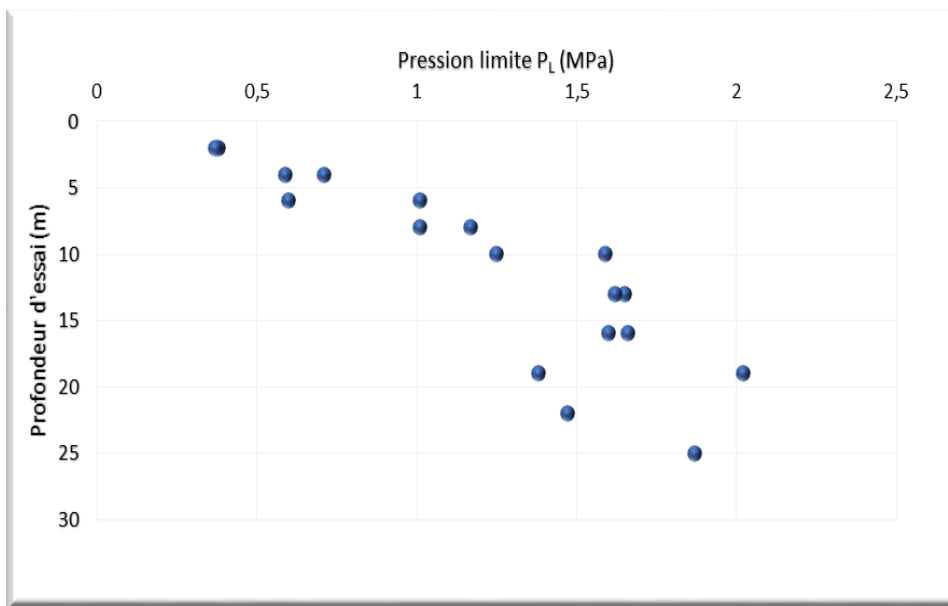


Fig. 35 : Essais pressiométrique valeurs du module P_L

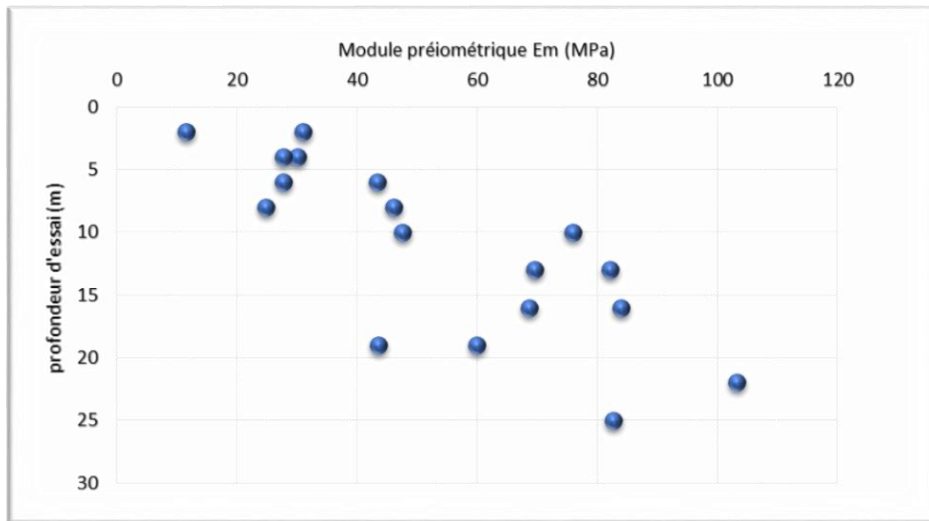


Fig. 36 : Essais pressiométrique valeurs du module E_M

D'après les résultats de l'essai, on constate que le module pressiométrique varie entre 11.6 - 103.3 Mpa, le module de Young 11.6 - 130.0 Mpa et une pression limite comprise entre 0.6 - 3.2 Mpa. Le rapport E_M/PL présente des valeurs comprises entre 12.6 - 49.2 avec une moyenne de 24.7 caractérisant des sols argileux sur consolidés.

Sur l'ensemble des sondages pressiométrique réalisés, on signale l'amélioration de la valeur de la pression limite et du module pressiométrique avec la profondeur (Fig.36). D'après les résultats trouvés, on note les bonnes caractéristiques de résistance au cisaillement des sols de fondation.

VI.3.3. Essai SPT

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fourni une caractéristiques conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

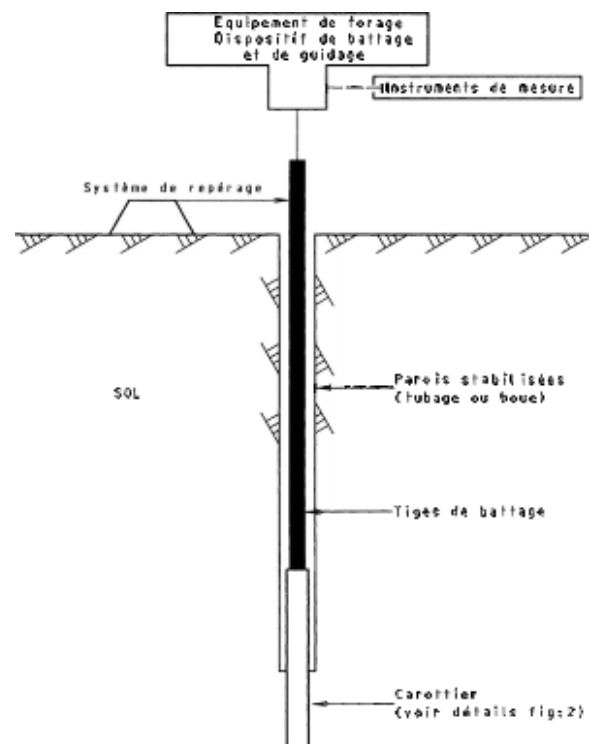


Fig. 37 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier

Les résultats de l'essai SPT sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 15 : Valeurs des essais SPT et paramètres géotechniques estimés

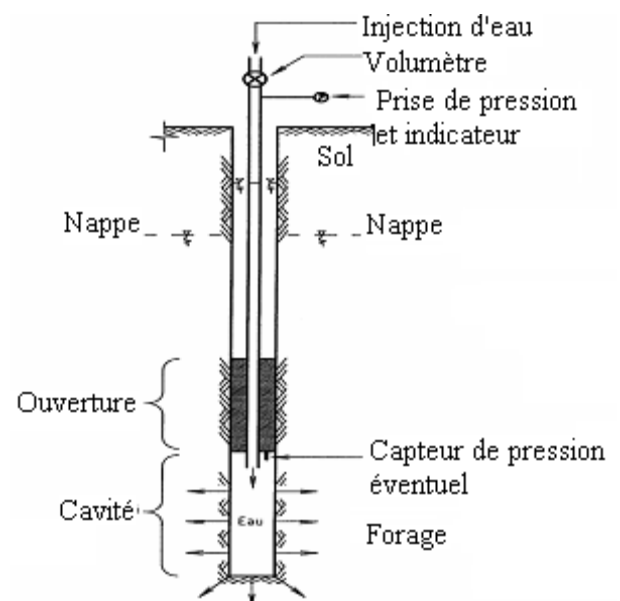
N° Sondage Carotté	Profondeur D'essai (m)	Valeur N _{SPT}	E [kg/cm ²]	ϕ°	Cu [KPa]
SD 1 PK43+600	3.00	21	187	33	103
	6.50	22	192	33	108
	9.55	50	340	41	245
	13.50	66	424	46	324
SD 2 PK43+700	2.00	R	-	-	-
	4.00	R	-	-	-
SD 3 PK43+800	2.00	55	366	43	270
	5.00	R	-	-	-
SD 4 PK43+900	3.00	R	-	-	-

Les essais SPT montrent une mauvaise consistance des sols sur des profondeurs qui atteignent les 10 mètres.

- ✓ Pour le SD 1, le sol montre une faible résistance sur une profondeur allant jusqu'à 6.50 m avec une valeur 108 kPa ce qui indique qu'il s'agit d'une formation tendre, on note aussi que au-delà de 9.55 m de profondeur le sol devient plus résistant avec une valeur de 324 kPa.
- ✓ Pour le SD 3 le sol montre une forte résistance avec une valeur de cohésion non drainée de 270 KPa sur une profondeur d'essai de 2 m (refus).
- ✓ On remarque aussi pour le sondage SD2 et SD4 des refus en surface 2 et 4 m, caractérisant des sols durs à compétant.

VI.3.4. Essais de perméabilité Lugeon

C'est un essai en place destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné puis mesuré le volume injecté dans la cavité (NFP94-131).

**Fig. 38 :** Schéma de l'essai d'eau Lugeon

Le tableau 16, permet de classer les roches à partir des valeurs de perméabilité exprimées en cm/s (G. CASTANY, réf : le forage d'eau).

Tableau. 16 : Classification des roches en fonction de la perméabilité

Valeur de perméabilité K		Nature de la roche
K en (cm/s)	K en (UL)	
$K > 10^{-2}$ cm/s	UL > 1000	Roche très perméable
$10^{-2} > K > 10^{-3}$ cm/s	1000 > UL > 100	Roche perméable
$10^{-3} > K > 10^{-4}$ cm/s	100 > UL > 10	Roche moyennement perméable
$10^{-4} > K > 10^{-5}$ cm/s	10 > UL > 1	Roche peu perméable
$K < 10^{-5}$ cm/s	UL < 1	Roche pratiquement imperméable

Les résultats des essais de perméabilité de type Lugeon réalisés au niveau de la rive droite et gauche ainsi qu'au niveau de la vallée sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 17 : Résultat de l'essai de perméabilité Lugeon

N° Sondage Carotté	Profondeur d'essai (m)	Lithologie	Coefficient de perméabilité K [UL]	Coefficient de perméabilité K (m/s)
SD 2 PK43+700	10	Argiles grisâtres altérée parfois broyée	0.77	$1.001 \cdot 10^{-7}$
	19	Argiles grisâtres altérée parfois broyée	1.47	$1.911 \cdot 10^{-7}$
SD 3 PK43+800	19	Marnes	4.83	$6.279 \cdot 10^{-7}$
SD 4 PK43+900	15	Argiles grisâtres altérées parfois broyée	1.58	$2.054 \cdot 10^{-7}$
	25	Argiles grisâtres altérées parfois broyée	0.74	$0.962 \cdot 10^{-7}$

L'examen des résultats récapitulés dans le tableau 17, permet de conclure qu'on est en présence de sols pratiquement imperméables sur les 25 premiers mètres avec des valeurs de K compris entre variant entre $1 \cdot 10^{-7} - 6 \cdot 10^{-7}$ m/s

VI.3.5. Mesures piézométriques

La détermination du niveau piézométrique au moyen d'un piézomètre consiste à :

- placer verticalement dans le terrain une crépine dont l'extrémité inférieure est placée au point M au sein d'une zone saturée ;
- attendre que l'eau s'élève dans le tube jusqu'à son point A d'équilibre ;
- mesurer :
 - ◆ Soit directement la distance entre la surface du sol (point N) et le niveau de l'eau dans le tube (point A)
 - ◆ Soit la pression hydrostatique au point M considéré dans le liquide de masse volumique connue (NF P94-157-1 mars 1996).

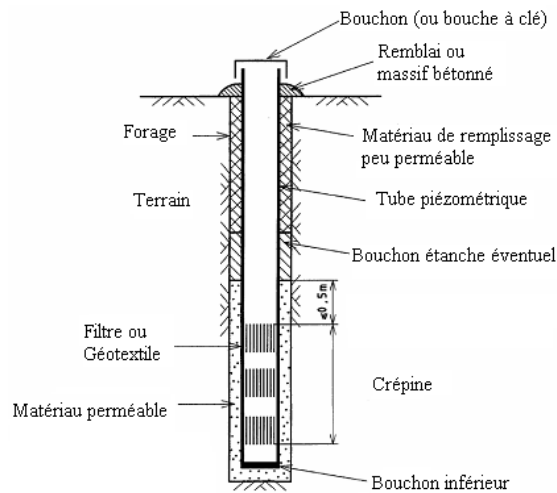


Fig. 39 : Schéma de l'essai piézométrique

Dans le tableau suivant sont résumées les mesures effectuées dans les sondages SD1, SD2, SD3 et SD4 :

Tableau. 18 : Levé piézométrique au niveau des sondages.

N° du SC	Profondeur		Date de Mesure	Profondeur de la nappe (m)
	Sondage (m)	Piézomètre (m)		
SD 1 PK43+600	20	20	31/08/2014	10.40
			01/09/2014	10.38
			02/09/2014	10.38
			03/09/2014	10.39
			07/09/2014	10.48
			10/09/2014	10.56
			13/09/2014	10.70
SD 3 PK43+800	25	25	24/09/2014	7.60
			25/09/2014	7.60
			26/09/2014	7.61
			31/09/2014	7.76
			03/09/2014	7.93
			07/09/2014	8.11
			13/08/2015	8.23
			13/08/2015	12.07
			15/08/2015	12.10
			16/08/2015	12.30
SD 2 PK43+700	30	30	13/08/2015	4.60
			15/08/2015	4.64
			16/08/2015	4.70
			17/08/2015	4.80
SD 4 PK43+900	25	25	13/08/2015	15.00
			15/08/2015	15.05
			16/08/2015	15.07
			17/08/2015	15.10

A partir des résultats de variations des niveaux piézométrique au niveau des sondages, on note que le niveau de la nappe pour les sondages SD1, SD2 et SD4 est respectivement 10.47 m, 4.69 m et 15 m avec une faible variabilité le long de la période de suivi. Par contre pour le sondage SD3 le niveau de la nappe fluctue entre 7.6 et 12.3 m suivant la période de mesure.

Dans l'ensemble et fonction des sondages le niveau piézométrique a été intercepté à une profondeur variable entre 4.60 m et 15.10 m de la côte du terrain naturel.

VI.4. Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire peuvent être classés en deux catégories : les essais physiques et les essais mécaniques. Pour le cas du site d'étude des essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés à partir des sondages de reconnaissances.

VI.4.1. Essais physiques

VI.4.1.1. Poids volumique et teneur en eau

La connaissance des caractéristiques physiques du sol est très importante car elles permettent avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état de consistance dans lequel se trouve le sol (Magnan .J.P, 2001).

Le détail des résultats est récapitulé dans le tableau 19, ci-après :

Tableau. 19 : Caractéristiques physiques des sols.

N° Sondage Carotté	Profondeur d'essai en (m)	Teneur en eau	Masse volumique sèche	Masse volumique humide	Degré de Saturation	Indice des vides	Porosité
		W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Sr (%)	e %	n %
SD 1 PK43+600	2.00 - 2.40	17.55	1.85	2.17	100	-	-
	7.50 - 7.90	14.94	1.90	2.18	95.10	0.45	32.00
	8.40 - 8.70	13.67	1.88	2.14	84.43	0.44	31.60
	9.00 - 9.70	14.92	1.76	2.02	75.05	0.45	36.50
	10.30 - 10.60	22.63	1.68	2.07	100	0.55	38
	11.00 - 11.30	18.66	1.80	2.14	100	0.61	-
	12.00 - 12.50	-	-	-		0.52	35
SD 3 PK43+800	16.20 - 16.35	17.63	1.85	2.18	100	0.47	35
	11.50 - 11.80	12.42	2.01	2.26	97.60	0,36	28
	22.20 - 22.40	8.88	2.15	2.34	93.47	0.28	24

D'après les résultats trouvés, on peut conclure que :

- La valeur de la teneur en eau varie entre 8.88% - 22.63% le sol est légèrement humide ;
- Le sol est moyennement dense avec une masse volumique sèche comprise entre (1.68 - 2.15 t/m³) et humide une masse volumique humide comprise entre (2.02 - 2.26 t/m³) ;
- Le sol est partiellement saturé.

VI.4.1.2. Analyse granulométrique (NFP 94-056 / 94-057)

L'analyse granulométrique permet de déterminer la répartition des grains suivant leur dimension. Les résultats sont reportés granulométriquement permettant d'obtenir les courbes granulométriques des matériaux, et qui se présentent par deux phénomènes :

- Analyse granulométrique par tamisage : pour les gains $> 0,08$ mm.
- Analyse granulométrique par sédimentométrie : pour les particules inférieures à $0,08$ mm et passants sont plus de 20%

Deux paramètres sont utilisés pour caractériser l'allure de la courbe granulométrique d'un matériau (Philipponnat et Hubert, 2003) :

- Le coefficient d'uniformité **Cu**
- Le coefficient de courbure **Cc**

Des analyses granulométriques ont été réalisées sur des échantillons prélevés des sondages de profondeurs variables et sont récapitulés dans le tableau 20, ci-après.

Tableau. 20 : Résultat de l'analyse granulométrique.

N° Sondage Carotté	Profondeur d'essai en (m)	Fraction du sol en %				
		Gravier < 5 mm	Sable < 2 mm	Sable fin < 0.08 mm	Limon < 0.02 mm	Argile < 2 μ m
SD 1 PK43+600	2.00 - 2.40	90	89	73	60	39
	2.47 - 3.00	100	94	70	57	37
	6.00 - 6.54	90	89	71	62	46
	7.50 - 7.90	87	67	36	30	20
	8.40 - 8.70	96	82	46	38	26
	9.00 - 9.70	92	80	36	30	24
	10.30 - 10.60	100	81	57	50	37
	11.00 - 11.30	76	61	30	25	17
	12.00 - 12.50	82	58	21	18	14
SD 3 PK43+800	16.20 - 16.35	78	63	31	26	18
	11.50 - 11.80	100	100	100	87	54
	22.20 - 22.40	90	88	73	62	48

On se basant sur les passants sur les différents tamis mentionnés dans le tableau 20, tirés directement des courbes granulométriques, on peut dire qu'on est présence de sols fins dont la proportion des éléments inférieures à 80μ m sont supérieures à 50.

VI.4.1.3. Limites d'Atterberg

Cet essai a pour but de déterminer la consistance d'un sol fin, qui varie de façon continue selon la teneur en eau lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide (Fig. 40). L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états.

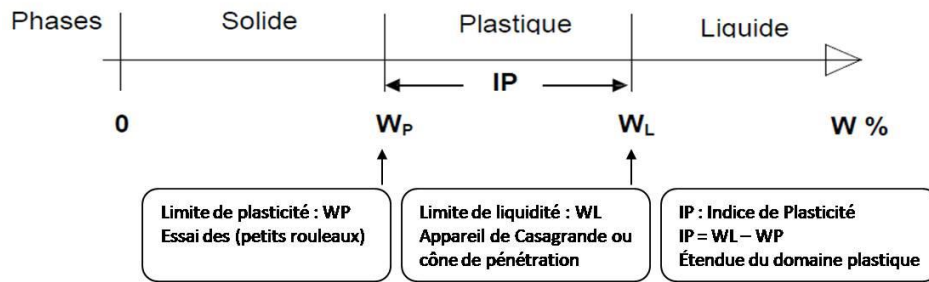


Fig. 40 : Représentation des limites d'Atterberg (Head, 1992).

VI.4.1.4. Indice de plasticité

Rappelons que : $IP = W_L - W_P$

Il reflète l'étendue de la zone pour laquelle le matériau est plastique. Un sol, dont l'indice IP est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus IP est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants.

On peut également connaître le type du sol et leur état de plasticité à partir de la valeur de cet indice, comme présenté dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. 21 : État du sol d'après l'indice de plasticité (Sanglerat, & Costet, 1983).

Indice de plasticité « Ip »	
$0 < Ip < 5$	Sol non plastique (sol peu sensible à l'eau)
$5 < Ip < 10$	Faiblement plastique
$10 < Ip < 20$	Moyennement plastique
$20 < Ip < 40$	plastique
$Ip > 40$	Très plastique

Tableau. 22 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (Sanglerat, & Costet, 1983).

Indice de plasticité IP	Type du sol
$IP > 30$	argile
$20 < IP < 30$	Argile limoneuse
$10 < IP < 20$	Limon
$5 < IP < 20$	Sable argileux
$5 < IP < 15$	Sable limoneux

VI.4.1.5. Indice de consistance

Rappelons que : $I_c = (W_L - W) / I_p$

Le tableau.23 ; ci dessous, présente la variation de l'état de consistance du sol en fonction de l'indice de consistance :

Tableau. 23 : État de consistance du sol en fonction de I_c (Sanglerat, & Costet, 1983).

Indice de consistance I_c	État du sol
$I_c \leq 0$	liquide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c = 0$	Solide plastique
$I_c > 1$	Solide ou semi solide

Les résultats des essais de limites d'Atterberg réalisés sur les l'ensemble des échantillons prélevés sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 24 : Résultats des essais de limites d'Atterberg

N° Sondage Carotté	Profondeur d'essai en (m)	Limites d'Atterberg En %				
		W_L	W_P	I_c	I_L	I_P
SD 1 PK43+600	2.00 - 2.40	38,14	22,87	1,35	-0,35	15,27
	2.47 - 3.00	47,81	34,79	3,67	-2,67	13,02
	6.00 - 6.54	26,9	20,68	4,32	-3,32	6,22
	7.50 - 7.90	36,05	22,78	1,59	-0,59	13,27
	8.40 - 8.70	39,88	26,77	2,00	-1,00	13,11
	9.00 - 9.70	35,9	23,74	1,73	-0,73	12,16
	10.30 - 10.60	41,86	22,7	1,01	0,00	19,08
	11.00 - 11.30	35,85	26,43	1,82	-0,82	9,42
	12.00 - 12.50	36,91	26,87	3,67	-2,67	10,05
SD 3 PK43+800	16.20 - 16.35	35,84	21,76	1,29	-0,29	14,08
	11.50 - 11.80	36,97	26,87	2,43	-1,43	10,1
	22.20 - 22.40	33,68	23,93	2,59	-1,54	9,75

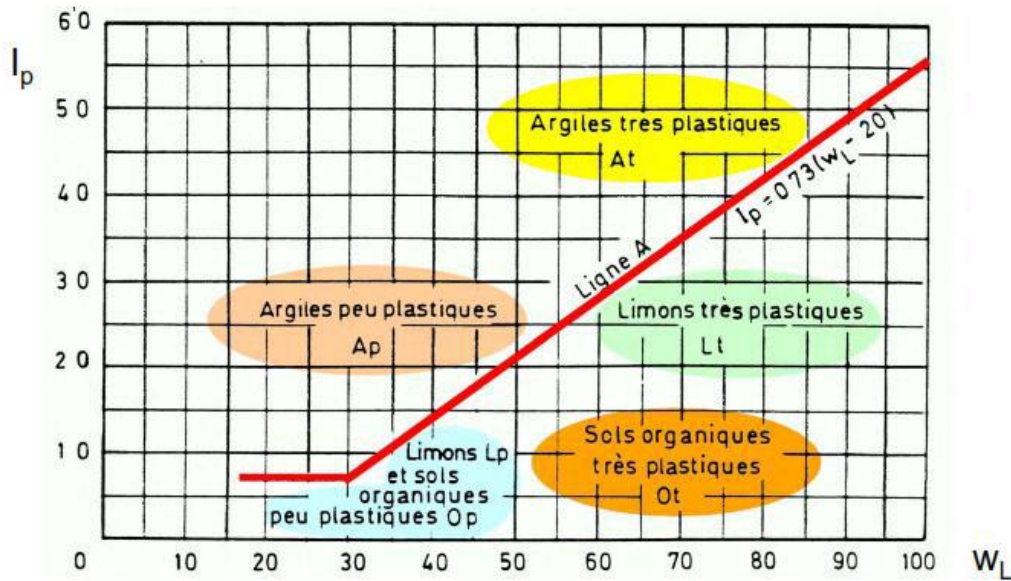


Fig. 41 : Diagramme de classification des sols fins de Casagrande.

Les limites d’Atterberg montrent que les terrains investigués ont une nature peu plastique à moyennement plastique. Le ratio entre la limite de plasticité et la limite de liquidité est typique des sols marneux et limoneux. Il faut signaler que les limites d’Atterberg ont été réalisés sur la matrice limoneuse-marneuse. On rappelle que la nature des terrains en place est représentée par une alternance de marnes et grés.

La classification des sols fins réalisée à partir du diagramme *CASAGRANDE* basée sur la limite de liquidité et l’indice de plasticité (Fig.41), nous a permis de constater, que les points sont situés au-dessus de la droite A : $[IP = 0.73 (WL - 20)]$ caractérisant un sol argileux à moyennement argileux, peu plastique (Ap).

VI.4.2. Essais mécaniques

VI.4.2.1. Cisaillement rectiligne

Les essais de cisaillement ont pour but de déterminer l’angle de frottement ϕ et la cohésion C . Ces deux paramètres servent aux différents calculs de stabilité en mécanique des sols.

Les caractéristiques intrinsèques (C, ϕ), ont été mesurées par des essais de cisaillement direct de type non-consolidé non-drainé (UU) à l’aide de la boîte de Casagrande. Les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. 25 : Résultats des essais de cisaillement UU

N° Sondage Carotté	Profondeur de prélèvement en (m)	Cisaillement rectiligne	
		C_{UU} (Kpa)	ϕ_{UU} °
SD 1 PK43+600	7.50 - 7.90	10.4	25.35
	10.30 - 10.60	10.7	23.68
SD3 PK43+800	11.50 - 11.80	8.5	25.45

D'après les résultats obtenus par l'essai non drainé non consolidé « UU » (essai à court terme), on peut déduire ce qui suit :

- Les valeurs de la cohésion C_{uu} obtenues sont moyennes, est varient de 8.5 à 10.7 Kpa,
- L'angle de frottements ϕ_{uu} compris entre 23 et 25° caractérisant des sols argilo-sableux.

Dans l'ensemble ces résultats caractérisent des sols moyennement frottant à caractéristiques de cisaillement acceptable.

VI.5. Conclusion

La campagne de reconnaissance géotechnique menée au niveau du Pk 43 a permis de définir l'ensemble des caractéristiques lithologiques et physico-mécaniques des terrains en place :

- Le relevé des colonnes lithologiques au niveau des sondages carottés, on a pu constater que le terrain est constitué principalement d'une couche de surface représentée par des argiles marneuse à marnes argileux tendre et friable, et une deuxième couche marquée par une alternance de niveaux marneux tendres et durs, parfois friables.
- D'après les résultats de l'essai, on constate que le module pressiométrique varie entre 11.6 -103.3 Mpa, le module de Young 11.6 - 130.0 Mpa et une pression limite comprise entre 0.6 -3.2 Mpa. Le rapport E_m/PL présente des valeurs comprises entre 12.6 - 49.2 avec une moyenne de 24.7 caractérisant des sols argileux sur consolidées. Sur l'ensemble des sondages pressiométrique réalisés, on signale l'amélioration de la valeur de la pression limite et du module pressiométrique avec la profondeur (Fig.35).
- Les courbes granulométriques caractérise des sols fins dont la proportion des éléments inférieurs à 80 μm est supérieure à 50%.
- Les limites d'Atterberg montrent que les terrains investigués ont une nature argileuse, peu plastique à moyennement plastique. Le ratio entre la limite de plasticité et la limite de liquidité est typique des sols marneux et limoneux.
- Les résultats obtenus par l'essai non drainé non consolidé « UU » (essai à court terme), ont donnés des valeurs de la cohésion C_{uu} comprises entre 8.5 à 10.7 Kpa et un angle de frottement ϕ_{uu} compris entre 23 et 25° caractérisant des sols argilo-sableux.

I.1. Situation de la zone d'étude

La wilaya de Jijel est située à environ 360 km au nord-est de la capitale Alger. Elle est traversée par la route nationale N° 43 d'Est en Ouest et RN N°77 du nord au sud. Elle est comprise entre les méridiens 5°50 et 6°30 Est, et entre les parallèles 36°00 et 36°50 Nord.

Le site d'étude est localisé à 5.5 Km au sud-ouest de la ville de Djimla le long de la RN 77 dans la localité nommée Taous à proximité de la RN 77, et plus précisément au niveau du PK 400 de la nouvelle pénétrante autoroutière.

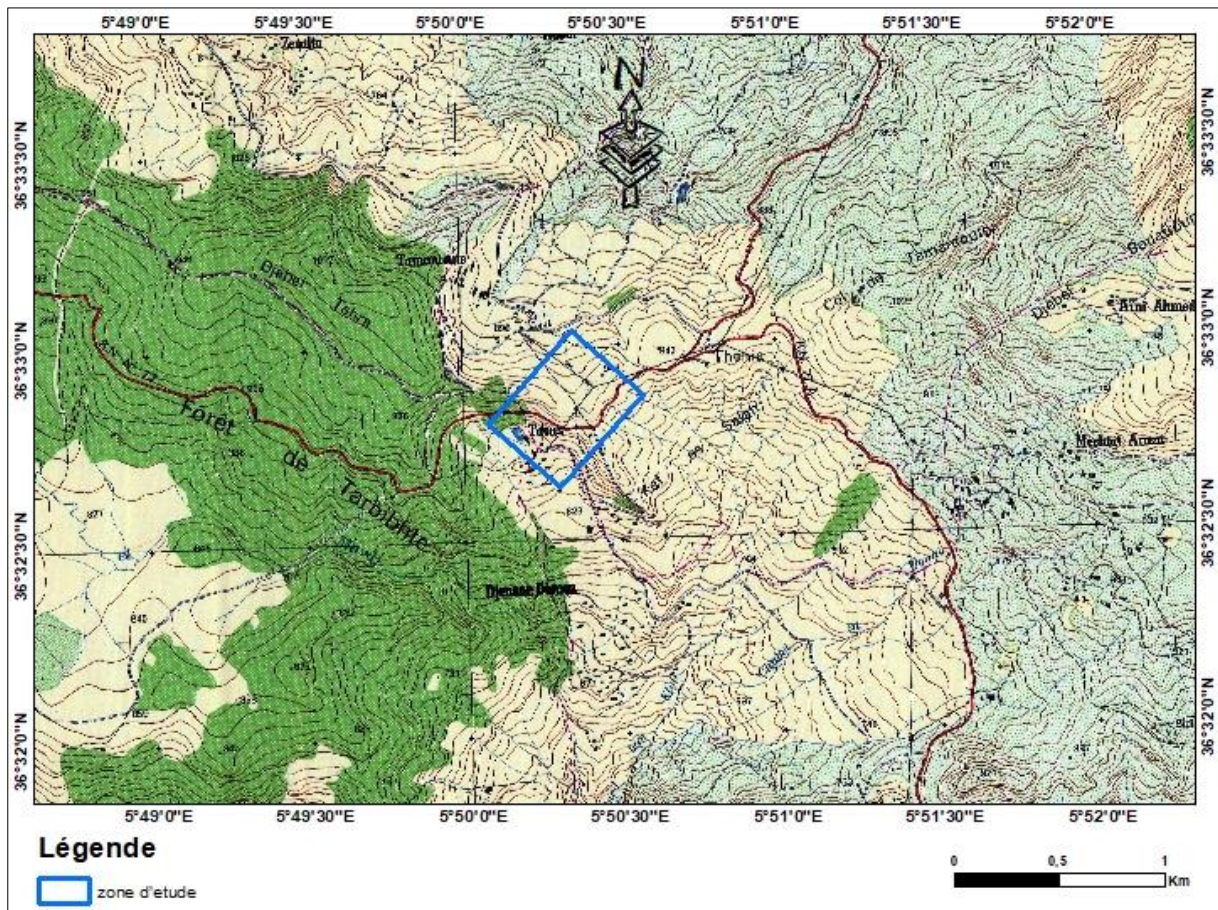


Fig. 1 : Situation géographique de la zone d'étude (Extraite de la carte topographique (1/25000, TEXENNA NJ-31-VI-44 Est, Ouest).

I.2. Climat

La région de Jijel est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été. Les températures varient entre 20C° et 35C° en été à 5C° à 15C° en hiver. La saison de pluie dure environs 06 mois. Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya varient de 800 à 1200 mm/an.

I.3. Orographie et relief

La Wilaya de Jijel est caractérisée par un relief montagneux. Bien que l'altitude moyenne soit de 600 à 1000 m, on distingue principalement deux régions physiques :

- **Les zones de plaines :** Situées au nord, le long de la bande littorale allant des petites plaines de Jijel, les plaines d'El-Aouana, le bassin de Jijel, les vallées d'Oued Kebir, Oued Boussiaba et les petites plaines de Oued Z'hor.
- **Les zones de montagnes :** Elles constituent l'essentiel du territoire de la wilaya (82 %) et sont composées de deux groupes :

Groupe 1 : Zones moyennes montagnes situées dans la partie littorale et centrale de la wilaya, caractérisée par une couverture végétale très abondante et un réseau hydrographique important.

Groupe 2 : Zones de montagnes difficiles situées à la limite sud de la wilaya, elles comportent les plus hauts sommets de la wilaya dont les principaux sont : Tamasghida, Tababour, Bouazza et Seddat.

I.4. Topographie du site

L'examen de la carte topographique de la région étudiée fait apparaître que la région de Tamentout est caractérisée par des pentes moyennes à fortes, car elle appartient à la zone des montagnes au sud de Jijel.

Dans le site étudié, le terrain prospecté présente une topographie en pente qui évolue dans les directions SN et EW, avec des changements brusques de pentes. La globalité le site présente une topographie irrégulière (Fig. 2).

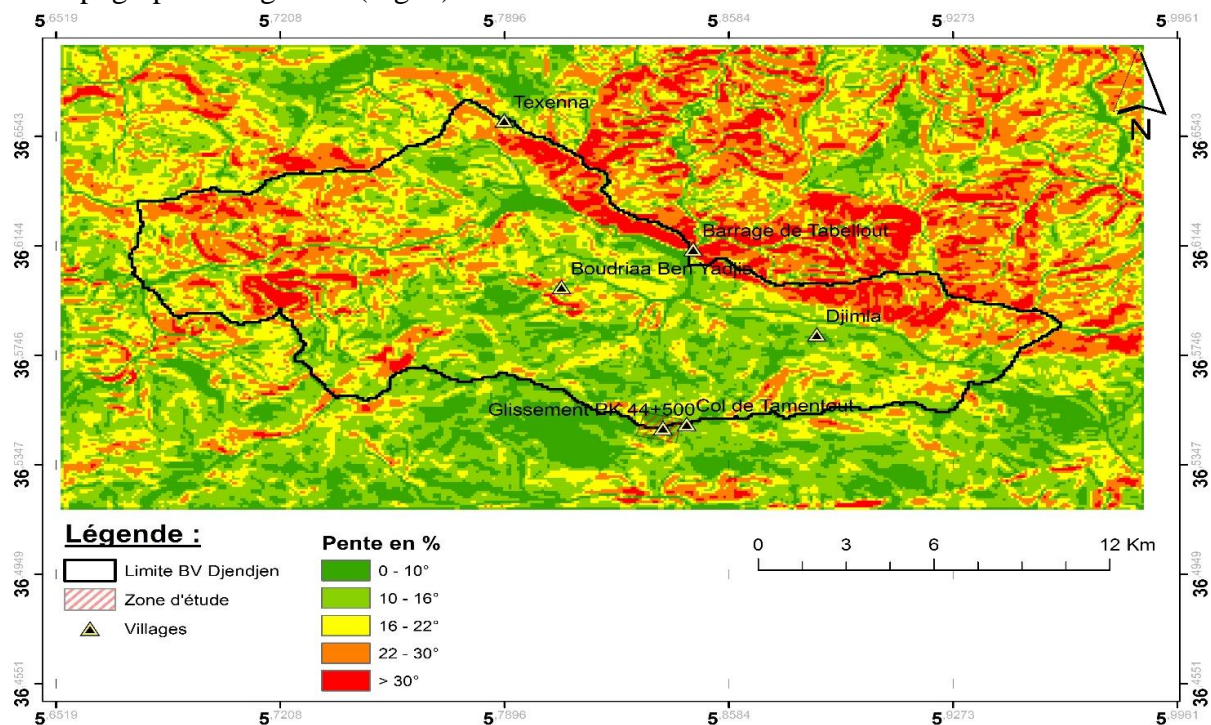


Fig. 2 : Carte des pentes de la zone d'étude.

Les pentes représentent un élément important pour caractériser les aspects du relief.

Le tableau .1 ci-dessous montre la surface en % de chaque classe des pentes :

Tableau. 1 : Statistiques sur les classes de pentes au niveau de la région d'étude.

Pente (degré)	Surface %
0 - 10°	39,43
10 - 16°	27,22
16 - 22°	10,82
22 - 30°	12,88
>30°	9,65
Total	100%

Selon la carte des pentes et le tableau, notre zone d'étude fait partie de la classe des pentes comprise entre 0-10%.

I.5. Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense, favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses. Ces forêts sont représentées essentiellement par du chêne-liège, des chêne-zen, des broussailles, et autres arbres fruitiers, à l'image de la forêt de Djimla au niveau de Dj. Bouafroune et la forêt de Dj. Tamezguida. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière.

I.6. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la wilaya de Jijel est très dense. La zone d'étude localisée à proximité du col de Tamantout est caractérisée par un ravinement profond le long de nombreux talwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers favorisent la convergence des eaux de ruissellement qui entaillent fortement les dépôts de couverture et de l'équilibre du versant.

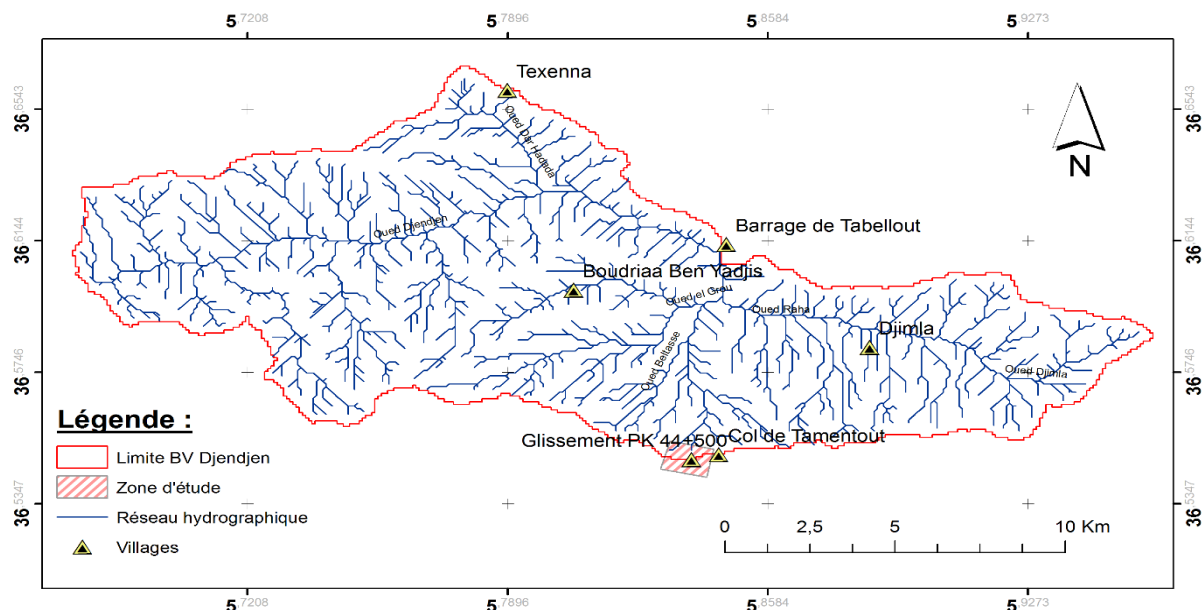


Fig. 3 : Carte du réseau hydrographique dans la zone d'étude.

I.7. Sismicité

Par suite du tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS), et conformément à RPA version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes), le territoire Algérien est subdivisé en quatre zones de sismicité (Fig. 4) :

- ✓ Zone 0 sismicité négligeable.
- ✓ Zone I sismicité faible.
- ✓ Zone IIa et IIb sismicité moyenne.
- ✓ Zone III sismicité élevée.

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismique Algériennes, RPA 99, version 2003, doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance
- ✓ Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance

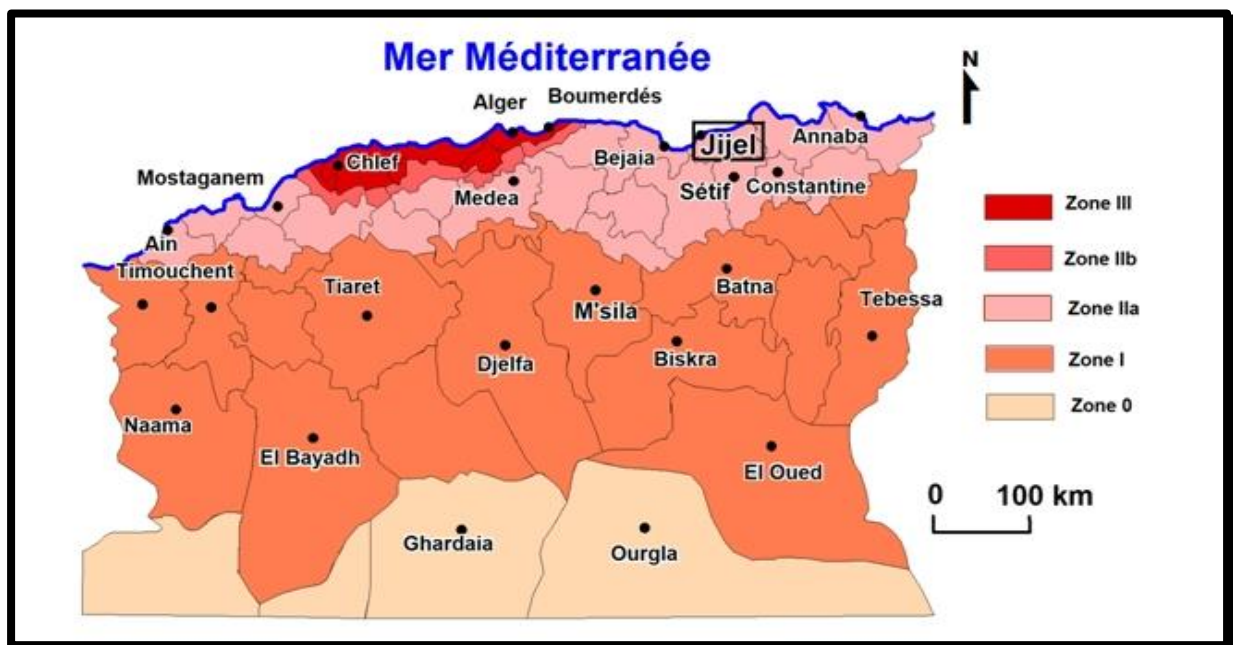


Fig. 4 : Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003.

Pour tout calcul d'ouvrage de génie civil et selon le RPA, un coefficient d'accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, suivant le tableau, ci-après

Tableau. 2 : Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné sous forme de tableau

Zone				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

I.6. Conclusion

La région de Tamentout ou se situe le glissement de terrain sujet de cette étude est caractérisée par une faible pente de 0% à 10%, et un coefficient d'accélération 0,14.

V.1. Introduction

Les glissements de terrain apparaissent lorsque les sols ou des roches se déplacent, fragilisés par les activités humaines ou par des phénomènes naturels qu'ils soient climatiques, géologiques ou encore géomorphologiques. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les glissements, la solifluxion, le fluage. Les mouvements rapides se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

V.2. Principales familles de mouvements de pente

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.

De façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales (fig. 25) :

- les glissements,
- les mouvements sans surface de rupture (fluage),
- les écroulements et chutes de blocs,
- les coulées boueuses et laves torrentielles.

Ces deux dernières familles présentent la particularité de mettre en jeu des déplacements de matériaux importants et rapides ; il n'est généralement pas possible d'intervenir au cours du phénomène ni de remettre en état le site après rupture. L'intervention de l'ingénieur est orientée, dans ces conditions, vers la prévention, la prévision et la protection.

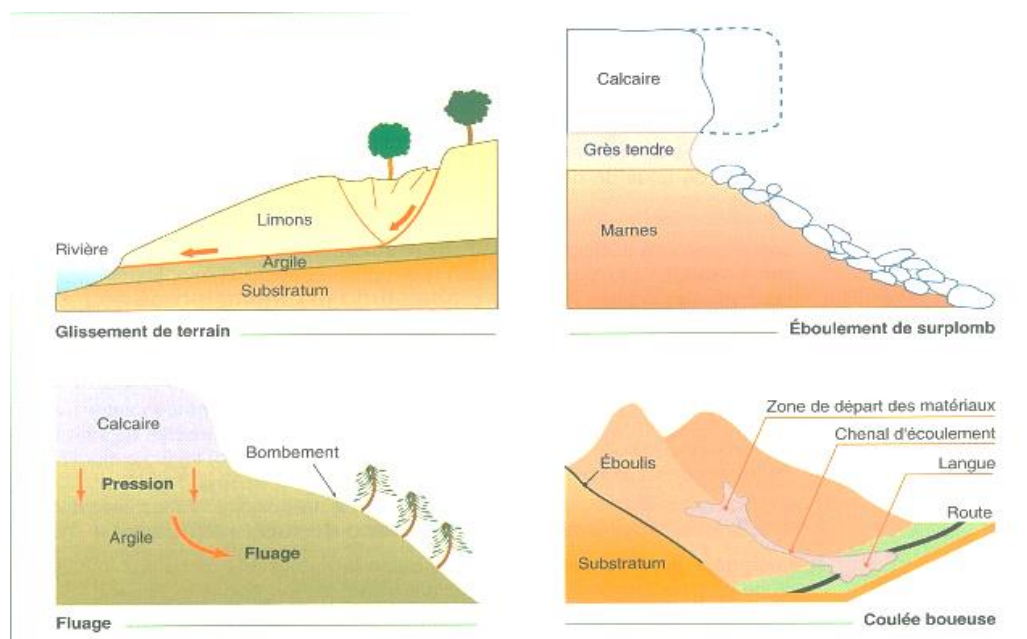


Fig. 25 : Les quatre grands types de mouvements de terrain

V.2.1. Glissement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol sur un plan de glissement incliné. Ils résultent le plus souvent d'une rupture par cisaillement à la limite inférieure de la masse en mouvement.

Les facteurs déclenchants sont généralement :

- les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc.) ;
- les terrassements ;
- l'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ; les accélérations produites par des séismes.

En fonction de la géométrie de la surface de rupture, on distingue :

➤ Les glissements plans

Mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement plane pouvant être un joint stratigraphique, un plan de faille, une surface de schistosité ou de foliation, une interface entre formation de pente.

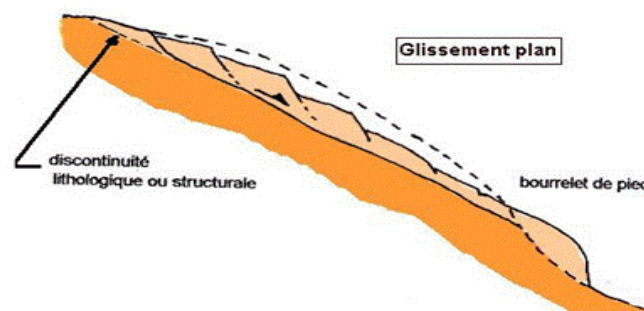


Fig. 26 : d'un glissement plan

➤ Les glissements circulaires ou rotationnels

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué. Ils se produisent en particulier en terrains assez homogènes, à dominante argileuse ou marneuse.

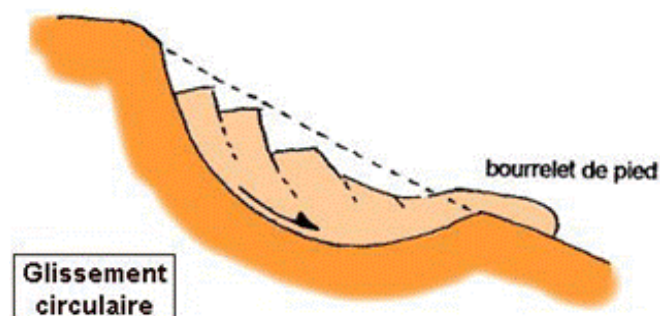


Fig. 27 : d'un glissement circulaire ou rotationnel

➤ Les glissements quelconques, composites ou complexes

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais les surfaces de rupture sont de forme générale convexe et passent au travers de différents niveaux de faiblesse du massif.

V.2.2. Les mouvements sans surface de rupture (fluage)

Complexe à prédire, ce type de mouvement apparaît lorsqu'un sol malléable est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler.

Le fluage est souvent très visible, les troncs des arbres sont distordus et les poteaux électriques penchés. Installer des drains limite ce phénomène, souvent dévastateur pour les installations souterraines amenées à rupture. Une zone susceptible au fluage à long terme est souvent difficile à identifier, les vitesses d'évolutions sont en effet très lentes et la simple incorporation d'eau dans la terre meuble, diminuant sa résistance mécanique, peut entraîner une situation de fluage.

V.2.3. Les écroulements et chutes de blocs

Dans ce type de mouvement, un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous son propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels phénomènes génèrent une chute de gros rochers, qui peuvent par la suite emporter avec eux d'autres gravats, ce qui amène à une avalanche de débris.

Généralement avant l'éboulement, des fractures et des variations géométriques faibles apparaissaient dans la roche. Si reconnaître les zones à risque est aisé, être capable de prédire le moment exact de l'éboulement est très complexe, souvent impossible.

Les facteurs déclenchants sont les apports d'eau, les cycles de gel-dégel, l'érosion, le sous-cavage et les séismes. Peu de mesures existent pour prévenir contre des chutes d'ampleur. Des filets installés peuvent bloquer les petits gravats, les plus gros rochers ne peuvent être arrêtés. Le positionnement de zones à risque rend souvent impossible le renforcement de l'aplomb.

V.2.4. Coulées boueuses et laves torrentielle

Ces phénomènes sont des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable pouvant aller des limons aux blocs rocheux. La taille de ces blocs est généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres.

Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie. Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines de milliers de mètres cubes.

Les vitesses atteintes sont « très rapides » pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres. Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles. C'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de ruptures de digues ou de barrages.

V.3. Principales causes des glissements

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc.

D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche, le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau, etc.

Si les causes des mouvements de versants sont diverses, il existe toujours un seul facteur de déclenchement, c'est-à-dire un stimulus externe (fortes précipitations, secousses sismiques, éruptions volcaniques, etc.) apte à provoquer rapidement le mouvement. Dans la plupart des cas, les fortes précipitations enregistrées lors des saisons pluvieuses ou cycloniques, demeurent le principal responsable de la majorité des glissements.

V.4. Les techniques de stabilisation

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée au :

- les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux ;
- la pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : en allant des solutions les plus simples aux plus complexes. De plus, dans certains cas, les actions peuvent être graduées dans le temps : par exemple, mise en place progressive de diverses actions de drainage après appréciation de l'efficacité de chacune d'entre elles.

La réalisation d'une étude de stabilité adaptée à l'ampleur des problèmes fournit une bonne connaissance des causes des désordres et permet de s'inscrire dans un schéma méthodologique qui assure une aide réelle à la décision. C'est la connaissance des particularités locales et régionales, ainsi que l'analogie avec des chantiers réussis, qui permettront d'adapter les règles générales au site considéré.

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de (Tableau. 10) :

- l'analyse des paramètres techniques du site,
- la connaissance des techniques de stabilisation,
- les impératifs technico-économiques.

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20 à 1,30	- accès et emprises nécessaires - présence d'un horizon résistant à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,50	- s'applique à de petits volumes - protection de la surface mise à nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,50	- terrassements importants - ancrer sous la surface de rupture - travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution	1,20	- ancrer sous la surface de rupture - travail par plots - gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,20	- terrassements réduits - protection du matériau allégé - gérer les circulations d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- implique une surface supérieure à celle du glissement - entretien indispensable
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Tranchée, barveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastiques, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - vérification du rabattement - entretien indispensable
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Soutèvements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée, murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1,50 1,20	- ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture - gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F=1,5)	1,20	- problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) - associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1,5)	1,20 à 1,30	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux béton, profilés H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F=1,5)	1,10 à 1,20	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage

Tableau. 10 : Techniques de stabilisation des glissements de terrain

V.5. Présentation du site d'étude

Le mouvement de terrain objet de ce mémoire est localisé sur la pénétrante autoroutière n°77 reliant la wilaya de Jijel à la wilaya de Sétif. La zone d'étude se situe à environ 5.5 Km au sud de la ville de Djimla au niveau du point Pk 44+500.

Du point de vue géologique, la zone d'étude présente un contexte géologique un peu particulier où les formations marneuses du sénonien (crétacé Sup) forme le substratum du site. La couverture de ce dernier est représentée par des formations superficielles épaisses (éboulis de pente) résultantes des différents processus d'altération et qui constituent la partie affectée par les différents désordres observés.

On note aussi, que le site marque la limite (contact anormal) entre les formations telliennes à l'Est et les formations du flysch numidien à l'ouest. Ce contact présente une zone de faiblesse qui a contribué dans l'apparition de ces instabilités, qui se manifestent essentiellement dans la période hivernale, où les circulations d'eau contribuent dans l'altération des caractéristiques physico-mécaniques des formations géologiques.

V.5.1. Description des désordres

Pendant la réalisation des travaux de terrassement entre les PK 44+280 et PK44+640, des désordres se sont apparus (Fig. 28). Par la suite un nouveau glissement a été défini à Sud du précédent glissement, pour cela les travaux de fouille ont été donc gelés temporairement. Néanmoins, et après la réalisation des nouvelles excavations les phénomènes d'instabilité ont subi une ultérieure dégradation et évolution.

Il faut signaler que les terrassements entre le PK44+280 et PK44+640 prévoient la réalisation d'une fouille en tranche. Dans certaines zones les terrassements prévoient la réalisation de talus de hauteur de 8 m avec pendage 3H/2V ou 2H/1V et un maximum de 6 risbermes larges 3 m (Fig. 28).

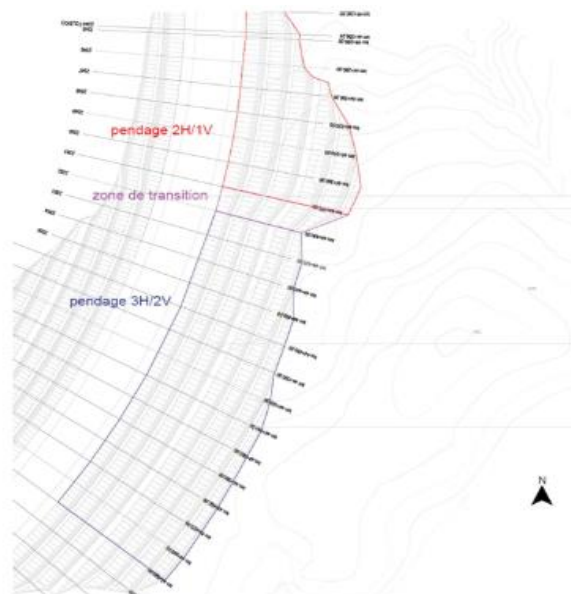


Fig. 28 : Vue en plan Terrassement.

Après l'apparition des désordres les travaux ont été gelés. Ils avaient été réalisés jusqu'à la troisième risberme. Avec la continuation des travaux, le glissement a continué son évolution, en fournissant nouvelles informations sur ses caractéristiques, mais en confirmant approximativement les suppositions formulées précédemment.

Les observations in-situ et l'interprétation des données de la campagne de reconnaissance spécifique, ont permis de définir deux différents glissements (voir Fig. 30):

✚ Le Glissement 1

Entre le PK 44 + 520 et PK 44 + 640 consiste en un glissement rotationnel avec des fissures bien visibles jusqu'au-dessous du premier talus (voir Fig. 29). Ces fissures se propagent visuellement jusqu'à au troisième talus. Le pied n'était pas clairement identifiable jusqu'à l'arrêt des travaux. Néanmoins, sa position il était vraisemblablement identifié entre la base du troisième talus.

La direction du mouvement est présumée transversale à l'axe routier. Ces désordres du talus ont toutefois, évolué pendant la période pluvieuse entraînant une rupture globale d'une partie du talus.

✚ Le Glissement 2

Entre le PK 44 + 280 et PK 44 + 520 se caractérise par la présence, en gauche, d'une faille orientée avec direction $N130^{\circ} \div 140^{\circ}E$ et pendage d'environ 60° , la direction du mouvement est présumée parallèle à la direction de la faille (Fig. 29). Cette affirmation est, par ailleurs, confirmée par les observations in-situ effectuées après les inspections.

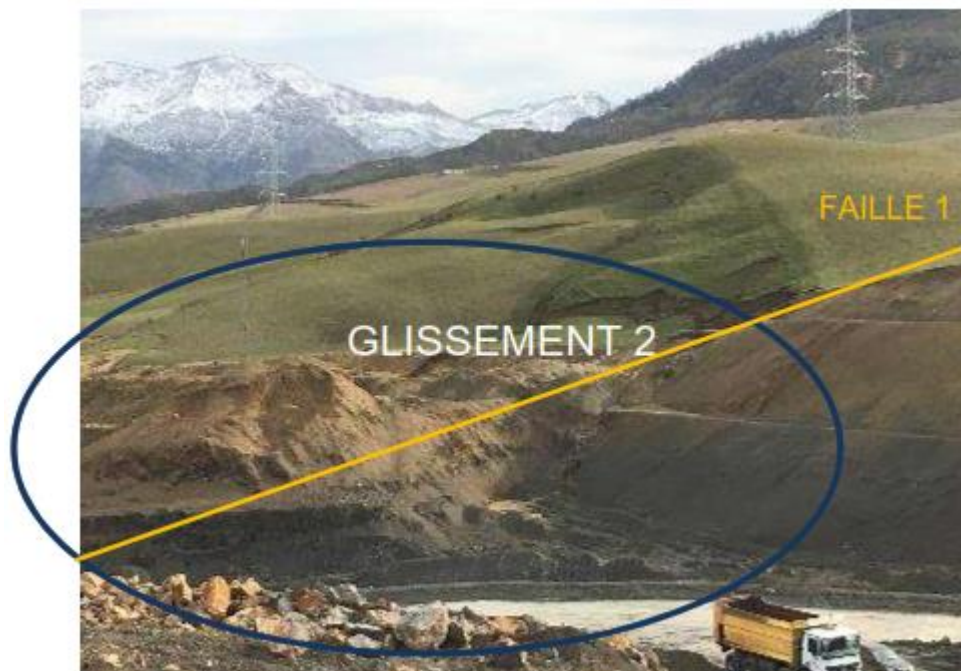


Fig. 29 : Photo du Glissement 2 (GeoExplo, juillet 2017)

Il est raisonnable de penser que, en complément de la faille principale précitée, les caractéristiques cinématiques du glissement 2 sont influencées par la présence des autres systèmes de discontinuités (failles, bancs...). Dans les deux cas, la fouille a produit un allègement du talus au pied et elle a réactivé des désordres probablement liés aux anciens glissements présents dans une zone fortement tectonisée.

Il est possible de supposer aussi la présence d'une interface entre les formations concernées par les désordres et le substratum rocheux. Cette interface, confirmée in situ, est localisée moyennement entre le deuxième et le troisième talus (en partant du bas) de la configuration actuelle. Cette affirmation a été aussi partiellement confirmée avec l'interprétation des essais sismiques (vitesses supérieures d'environ 2500 m/s – voir chapitre étude géophysique).

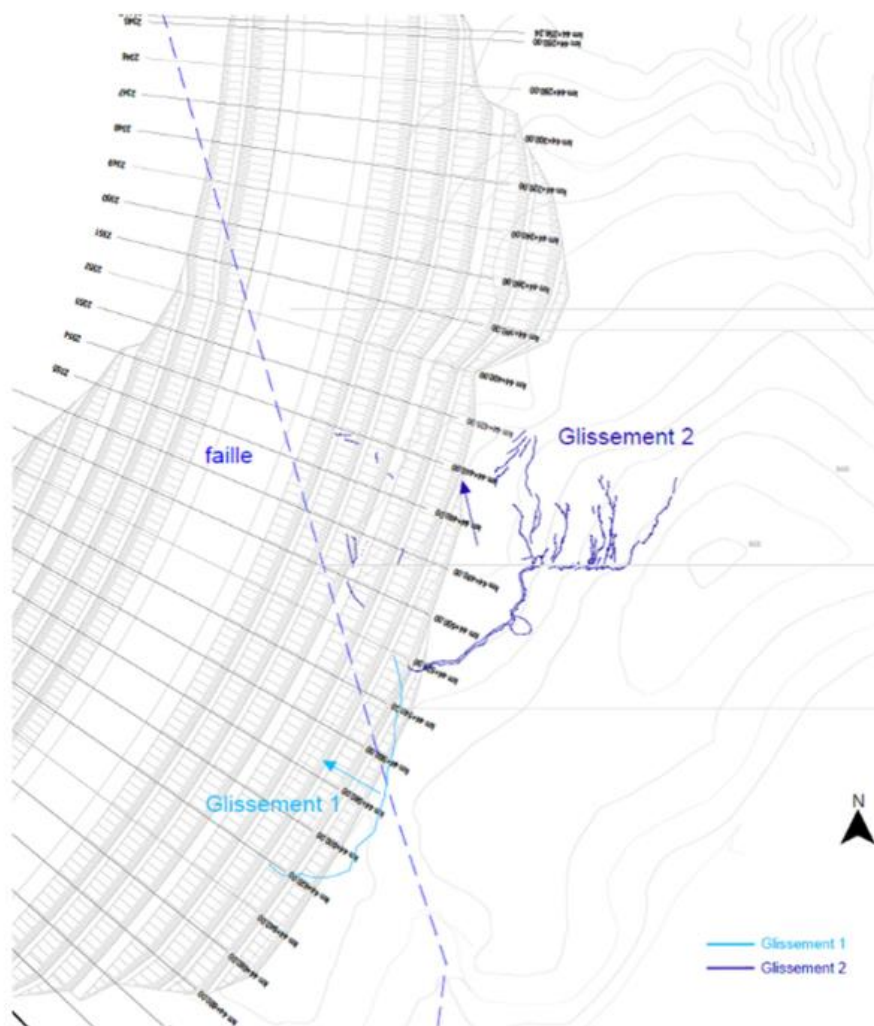


Fig. 30 : Vue en plan des glissements.



Fig. 31 : Vue générale des désordres observés au niveau du site (glissement1)

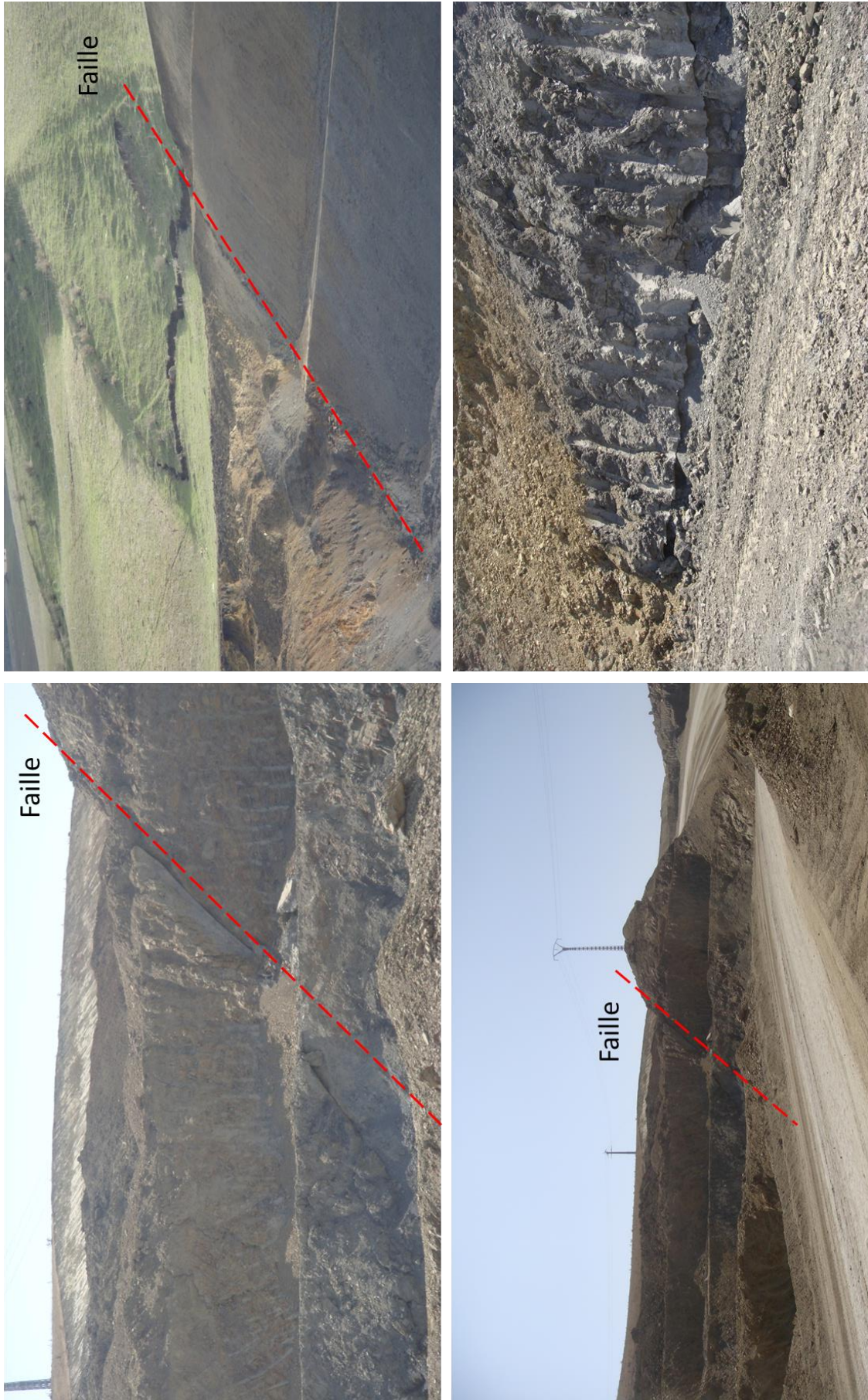


Fig. 32 : Vue de la faille observée au niveau du site (Glissement 2)



Fig. 33 : Allure générale du glissement de terrain

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les mouvements de terrains qu'on peut fréquemment observé dans les sites touchés par ses problèmes. A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que le traitement et l'étude de ces instabilités, nécessite des visites de terrain et une documentation approprié à savoir : levé topographie, carte géologiques, carte hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site.

Les désordres et instabilités observés au niveau de notre site d'étude, se traduisant par une manifestation du terrain par des fissures de traction en amont du talus, dû essentiellement aux travaux de terrassement entrepris au niveau du site (section en déblai) qui ont dégagés des talus de part et d'autre de la route.

Ces fissures ont évoluées suite aux variations de la pluviométrie (intempéries) et une prédisposition du sol, ou la pente à apporter sa contribution.

Dans ce chapitre, un ensemble d'observation a été décrit en relation avec les désordres. Ces remarques de terrains nous permettent de bien comprendre les principales causes de ce glissement de terrain et de fournir au concepteur (géotechnicien) les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement efficace.

Tableau. 10 : Techniques de stabilisation des glissements de terrain

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20 à 1,30	- accès et emprises nécessaires - présence d'un horizon résistant à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,50	- s'applique à de petits volumes - protection de la surface mise à nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,50	- terrassements importants - ancrer sous la surface de rupture - travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution	1,20	- ancrer sous la surface de rupture - travail par plots - gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,20	- terrassements réduits - protection du matériau allégé - gérer les circulations d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- implique une surface supérieure à celle du glissement - entretien indispensable
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastiques, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - vérification du rabattement - entretien indispensable
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée, murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1,50 1,20	- ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture - gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F= 1,5)	1,20	- problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) - associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F = 1,5)	1,20 à 1,30	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - - associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F = 1,5)	1,10 à 1,20	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire a pour but l'étude de stabilité du glissement de terrain survenu au niveau du PK44+500, et de proposer une méthode convenable pour son confortement.

Il faut signaler que ce glissement est survenu à l'occasion des travaux de terrassements qui consistés en la réalisation d'une fouille en tranche ou dans certaines zones les terrassements prévoient la réalisation de talus de hauteur de 8 m avec pendage 3H/2V ou 2H/1V et un maximum de 6 risbermes larges 3 m. Néanmoins lors des travaux des désordres se sont apparues, pire que ça des dégradations et une évolution du phénomène a continué juste après l'arrêt et la reprise des travaux.

Du point de vue géologique la zone d'étude fait partie du domaine externe caractérisé par des lithofaciés caractéristiques d'âge Mésozoïque (formations telliennes) d'où en note la présence de la nappe qui repose en discordance sur ces formations.

Les résultats de l'étude hydro climatologique mettent en relief un climat méditerranéen caractérisé par un hiver froid et été chaud, la valeur des précipitations enregistrées est de 1155,27 mm/an et une température moyenne annuelle de l'ordre de 18,37°C.

L'analyse des résultats de la tomographie sismique a mis en évidence un terrain relativement tabulaire avec quatre gammes de vitesses évoluant en fonction de la profondeur. L'analyse des résultats de l'imagerie électrique ont permis de caractériser le glissement de terrain. En combinant la pente de la topographie avec la morphologie des formations conductrices et résistantes. La surface de glissement peut être localisée à la surface de la couche de résistivité variant entre 2 et 10 Ω m, qui est attribuée aux formations saturées en eau.

La campagne de reconnaissance géotechnique a permis de caractériser des sols fins, de nature argilo-marneuse à marnes argileux tendre et friable en surface et une alternance de niveaux marneux tendres et durs, parfois friables. Ils sont peu plastiques à moyennement plastique caractérisant des sols marneux et limoneux.

L'expertise menée au niveau du site afin d'expliquer les causes du glissement, a permis de décrire un ensemble d'observation en relation avec les désordres. Ces remarques de terrains ont permis de bien comprendre les principales causes de ce glissement de terrain et de fournir au concepteur (géotechnicien) les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement efficace.

En effet les solutions de reprofilage proposées, ont permis d'amélioration les conditions de stabilité des talus, les coefficients de sécurité obtenus sont supérieurs à ceux prévus par les règlementations dans les conditions statique et dynamique (sismique). Pour cela, on recommande de procéder après la réalisation des travaux à une observation et suivi du comportement de l'ouvrage, en particulier pendant la phase de retalutage, ou il devra être effectué un suivi visuel des travaux, afin de surveiller des éventuels venus d'eau et un levé topographique de la faille qui amis à jour des couches très dégradée et des volumes de sol compris entre la faille et le profil d'excavation.

Références Bibliographiques

- **ANRH, Station de Texenna**, données climatologique série **1996-2011**.
- **Bouillin J.P., (1977)**, Géologie alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'Elmilia (Algérie). Thèse Doctorat. Univ. P. et M. Curie, p.511.
- **Jean-Marie Vila., (1978)** Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte structurale au 1/500000 de la chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des confins Algéro-Tunisiens).
- **Durand-Delga M., (1955)**, Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique (Thèse Paris). Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 2^{ème} Série, stratigr. Descriptions régionales, N^o24, 533 p. Alger.
- **Ehrmann M.F., (1941)**, Carte géologique à 1/50.000^{ème} de la feuille de Tamesguida, feuille N^o 49.
- **Gominet, S., (2005)**, Définitions et typologie des mouvements de terrain. Bull. Liais.16, 28p.
- **Obert, D., (1981)**, Etude géologique des Babors orientaux (Domaine Tellien, Algérie). Thèse de Doc. Univ de Paris, p.635.
- **Philipponnat, G., (2003)**. Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548 p.
- **Wildi W., (1983)**, La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : Structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. Rev. Géol. dyn. Géogr. Phys., vol.24, fasc. 3, pp. 201-297.
- **GeoExplo, Juillet 2017.**, Etude géophysique du glissement de Tamentout PK44+500, rapport géophysique.
- **RIZZANI DE ECHERE.,** Terrassement PK 43-44+000, Rapport géotechnique
- **Eurl Europea92.,algeria.,** Rapport des investigations géotechniques complémentaires. Rapport des Sondages Pk 44+340-Pk 44+460.

❖ Les Normes Françaises :

- **Norme française NF P94-051.**, Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg-Limite de liquidité à la coupelle, limite de plasticité au rouleau.
- **Norme française NF P94-053 :** Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire, méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau, afnor le 20september 1991.
- **Norme française NF P94-056 :** identification granulométrique, méthode par tamisage à sec après lavage, afnor le 5 février 1996.

Annexes



Résumé

Le mouvement de terrain objet de ce mémoire est localisé sur la pénétrante autoroutière, plus précisément dans la localité nommée Taous au niveau du PK44+600 présentant une section en déblai. Lors des travaux des terrassements qui prévoient la réalisation d'une fouille en tranche, des désordres se sont apparues qui a conduit à geler les travaux. Après la reprise des travaux les phénomènes d'instabilité ont subi une ultérieure dégradation et évolution.

Une campagne de reconnaissance géologique, géotechnique et géophysique a été menée au niveau du site afin d'expliquer et de comprendre les causes de ce glissement de terrain et de ce fait proposer des solutions techniques. L'étude a permis de déduire que la lithologie du site est composée essentiellement de marnes grises bleuâtre tendres et friables. La circulation des eaux pendant la période hivernale, la présence d'une faille et le facteur anthropique ont contribué dans l'accélération de ce glissement.

Suite à cette interprétation, nous avons pu proposer deux solutions de stabilisation qui consiste à modifier la géométrie des talus (reprofilage) avec des risbermes intermédiaires de largeur variable et ainsi de purger les couches les plus faibles. L'analyse de stabilité effectuée par le code SLOPE/W sur les solutions proposées a permis d'atteindre des coefficients de sécurité largement au-dessus des spécification, permettant d'améliorer les conditions générales de la stabilité des talus, et en limitant le risque d'une future réactivation du glissement.

Mots clefs : Tamentout, glissements de terrain, désordres, reprofilage, analyse de stabilité, SLOPE/W.

Abstract

This end of studies project treats the highway penetrating, more precisely in the Taous zone at the level of the PK44 + 500, which presents an excavated section. During the earthwork (excavation), some disorders appear which conduct to freeze the work temporarily. Also after the resume of the work, the instability submits further degradation and evolution.

To explain and understand the causes of this landslide and to propose some technical solutions a geological, geotechnical and geophysical reconnaissance campaign was installed in situ. The studies of this field showed that the lithology of the site is composed mainly of crumbly gray marls. The water circulation during the winter period, the presence of a fault and the anthropogenic factor contributed to the acceleration of the land sliding.

We were able to propose two solutions of stabilization after the interpretation which consists of modifying the geometry of the slopes (reprofiling) with intermediate risbermes of variable width and thus to purge the weakest layers. The stability analysis carried out by the code SLOPE / W on the proposed solutions has made it possible to reach safety factors well above the specification, making it possible to improve the general conditions of slope stability, and by limiting the risk of a future slipping.

Key words: Tamentout, landsliding , disorders, reprofiling, stability anlasys, SLOPE/W.

ملخص

يقع الانزلاق الارضي موضوع هذه المذكرة على الطريق السريع، وبصورة ادق في منطقة طاوس على مستوى قسم قطع. خلال أعمال التسوية التي تنص على انجاز حفر شريحة، نتجت اضطرابات أدت إلى تجميد العمل. بعد استئناف الاشغال، شهدت ظواهر عدم الاستقرار مزيداً من التدهور والتطور.

أجريت حملة استكشاف جيولوجية، جيوتقنية وجيوفيزيائية على مستوى الموقع لشرح أسباب هذه الانزلاقات وفهمها، وبالتالي اقتراح حلول تقنية. خلصت الدراسة الأولية إلى أن ارضية الموقع تتكون أساساً من مارن رمادية الى زرقاء، ناعمة قابلة للتفتت. سيلان المياه خلال فترة الشتاء، وجود فالق اضافة الى العامل البشري أدى الى تسريع هذا الانزلاق.

انطلاقاً من هذا التفسير، تمكنا من اقتراح حلين من اجل الاستقرار والذي يتمثل في تعديل هندسة المنحدرات (إعادة التهيئة) مع ستائر متوسطة ذات عرض متغير إضافة الى تطهير الطبقات الأضعف. لقد أتاح تحليل الاستقرار الذي أجريناه ببرنامج SLOPE /W على الحلول المقترحة الوصول إلى عوامل السلامة فوق المواصفات، مما يجعل من الممكن تحسين الظروف العامة لاستقرار المنحدرات والحد من مخاطر إعادة بروز الانزلاقات من جديد.

الكلمات المفتاحية: تامنتوت، انزلاقات أرضية، اضطرابات، إعادة التشكيل، تحليل الاستقرار، SLOPE /W

Résumé

Le mouvement de terrain objet de ce mémoire est localisé sur la pénétrante autoroutière, plus précisément dans la localité nommée Taous au niveau du PK44+600 présentant une section en déblai. Lors des travaux des terrassements qui prévoient la réalisation d'une fouille en tranchée, des désordres se sont apparus qui a conduit à geler les travaux. Après la reprise des travaux les phénomènes d'instabilité ont subi une ultérieure dégradation et évolution.

Une campagne de reconnaissance géologique, géotechnique et géophysique a été menée au niveau du site afin d'expliquer et de comprendre les causes de ce glissement de terrain et de ce fait proposer des solutions techniques. L'étude a permis de déduire que la lithologie du site est composée essentiellement de marnes grises bleuâtre tendres et friables. La circulation des eaux pendant la période hivernale, la présence d'une faille et le facteur anthropique ont contribué dans l'accélération de ce glissement.

Suite à cette interprétation, nous avons pu proposer deux solutions de stabilisation qui consiste à modifier la géométrie des talus (reprofilage) avec des risbermes intermédiaires de largeur variable et ainsi de purger les couches les plus faibles. L'analyse de stabilité effectuée par le code SLOPE/W sur les solutions proposées a permis d'atteindre des coefficients de sécurité largement au-dessus des spécifications, permettant d'améliorer les conditions générales de la stabilité des talus, et en limitant le risque d'une future réactivation du glissement.

Mots clés : Tamentout, glissements de terrain, désordres, reprofilage, analyse de stabilité, SLOPE/W.

Abstract

This end of studies project treats the highway penetrating, more precisely in the Taous zone at the level of the PK44 + 500, which presents an excavated section. During the earthwork (excavation), some disorders appear which conduct to freeze the work temporarily. Also after the resume of the work, the instability submits further degradation and evolution.

To explain and understand the causes of this landslide and to propose some technical solutions a geological, geotechnical and geophysical reconnaissance campaign was installed in situ. The studies of this field showed that the lithology of the site is composed mainly of crumbly gray marls. The water circulation during the winter period, the presence of a fault and the anthropogenic factor contributed to the acceleration of the land sliding.

We were able to propose two solutions of stabilization after the interpretation which consists of modifying the geometry of the slopes (reprofiling) with intermediate risbermes of variable width and thus to purge the weakest layers. The stability analysis carried out by the code SLOPE / W on the proposed solutions has made it possible to reach safety factors well above the specification, making it possible to improve the general conditions of slope stability, and by limiting the risk of a future slipping.

Key words: Tamentout, landsliding , disorders, reprofiling, stability analysis, SLOPE/W.

ملخص

يقع الانزلاق الارضي موضوع هذه المذكرة على الطريق السريع، وبصورة ادق في منطقة طاوس على مستوى قسم قطع. خلال أعمال التسوية التي تنص على انجاز حفر شريحة، نتجت اضطرابات أدت إلى تجميد العمل. بعد استئناف الأشغال، شهدت ظواهر عدم الاستقرار مزيداً من التدهور والتطور.

أجريت حملة استكشاف جيولوجية، جيوتقنية وجيوفيزيائية على مستوى الموقع لشرح أسباب هذه الانزلاقات وفهمها، وبالتالي اقتراح حلول تقنية. خلصت الدراسة الأولية إلى أن ارضية الموقع تتكون أساساً من مارن رمادية إلى زرقاء، ناعمة قابلة للتفتت. سيلان المياه خلال فترة الشتاء، وجود فائق إضافة إلى العامل البشري أدى إلى تسريع هذا الانزلاق.

انطلاقاً من هذا التفسير، تمكنا من اقتراح حلين من أجل الاستقرار والذي يتمثل في تعديل هندسة المنحدرات (إعادة التهيئة) مع ستائر متوسطة ذات عرض متغير إضافة إلى تطهير الطبقات الأضعف. لقد أتاح تحليل الاستقرار الذي أجريناه ببرنامج SLOPE /W على الحلول المقترحة الوصول إلى عوامل السلامة فوق الموصفات، مما يجعل من الممكن تحسين الظروف العامة لاستقرار المنحدرات والحد من مخاطر إعادة بروز الانزلاقات من جديد.

الكلمات المفتاحية: تamentout، انزلاقات أرضية، اضطرابات، إعادة التشكيل، تحليل الاستقرار، SLOPE /W.

