

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث 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

**ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'UNE INSTABILITÉ DE  
TERRAIN SUR LE CW137A AU (PK00+100)  
TEXENNA - WILAYA DE JIJEL**

#### Membres de Jury

Président : M<sup>me</sup> KHERROUBA Hassiba

Examineur: M<sup>me</sup> TEBIB Houria

Encadrant : D<sup>r</sup> BENZAID Riad

M<sup>me</sup> BOUROUDI Nihad

#### Présenté par:

SAHEL Moussa

KIRAT Yaakoub

Année Universitaire 2017-2018

Numéro d'ordre (bibliothèque) : .....

## *Remerciements*

*Nous remercions tout d'abord Dieu le Tout Puissant qui nous a donné l'aide, la patience et le courage pour accomplir ce travail.*

*Nous tenons à formuler notre profonde gratitude et reconnaissance à l'égard de nos directeurs de mémoire.*

*Nos vifs remerciements s'adressent à monsieur BENZAID Riad et madame BOUROUDI Nihad et bien sûr à monsieur ROUIKHA Youcef, pour leurs efforts et leurs suivis continus.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de Jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et pour avoir accepté de l'examiner.*

*Nous tenons aussi à remercier tous nos enseignants, pour leurs participations à notre formation, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sentiments les plus respectueux et notre profonde gratitude pour leur gentillesse, disponibilité et soutien durant les années de notre formation.*

*Nous remercions également tout le personnel de la direction des travaux publics en particulier M<sup>me</sup>. Kholoud, qui a accepté de répondre à toutes nos questions.*

*Nous remercions également toutes les personnes qui, malgré leurs occupations, nous ont aidé, et qui n'ont pas hésité à nous tendre leurs mains.*

*Nos meilleurs remerciements vont également aux personnes qui nous ont encouragé, nous ont aidé pour la réalisation de ce travail.*

*Sahel Moussa*

*Kirat Yaakoub*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*A mes parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur. De l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que Dieu leur procure une bonne santé et une longue vie.*

*A ceux que j'aime beaucoup et qui m'ont soutenu tout au long de ce projet : mon ami Boudraà Amine, et bien sûr à mes frères qui étaient avec moi tout le temps.*

*A toute ma famille, et mes amis.*

*A mon collègue Faàkoub*

*A toute la famille SAHEL.*

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.*

*Sahel Moussa*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à la meilleure mère du monde qui j'aime sans limite et l'homme qui a éclairci mon chemin, à mon père.*

*A mes chers frères A-El hak, A-El Karim, Tshak ;*

*A mes sœurs Leyneb et Fasmin et à ma petite nièce Alaà*

*A toute ma famille.....*

*Je pense aussi à tous mes amis surtout Abderraouf, Mehdi, Tahar et Habila qui m'ont épaulé énormément aux moments les plus difficiles de ce travail*

*A tout mes collègues.....*

*Sans oublier bien sur mon collègue Moussa et ceux qui pensent à moi*

*Xirat Paakoub*

## **Résumé**

L'instabilité de terrain étudiée dans ce mémoire se situe sur le CW137A à l'intersection entre Texenna et Selma, à 20 km du Sud-Est de la wilaya de Jijel. Ce phénomène d'instabilité affectant ce tronçon routier continue malgré les nombreux travaux de confortement effectués jusqu'à présent. Ces remèdes sont parfois inappropriés car le traitement est symptomatique et ne prend pas en considération les propriétés intrinsèques des sols ni les facteurs déclenchants et/ou accélérateurs de ce mouvement de terrain.

La pente de terrain naturel est assez forte au niveau de l'instabilité. Sa mesure a donné une valeur de 26% à 38%. Le réseau hydrographique est dense et est marqué par la présence de nombreux oueds et chàabats.

L'instabilité de terrain constatée s'est manifesté au niveau des alternances schisto-gréseuses du flysch massylien Albo-Aptien très altéré en surface.

Les précipitations moyennes annuelles sont d'environ 1057.65 mm, dont 17.74% des précipitations s'infiltrent et 37.34% s'écoulent à la surface.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs : la pente du talus, la lithologie du sol, la forte pluviométrie et la surcharge en tête du talus. Les désordres observés résident dans le renversement du mur de soutènement, une forte érosion, due à la circulation des eaux derrière le mur de soutènement ainsi une déformation du gabionnage.

Les solutions proposées pour la stabilisation de terrain et la reconstruction du remblai routier consistent à :

- La réalisation d'un massif de soutènement en terre armée à parement en béton avec terre-plein taluté.

- La réalisation d'un système de drainage des eaux de surface (caniveaux) et souterraine (tranchées drainantes).

## **Mots clés :**

Texenna, CW137A, instabilité de terrain, mur de soutènement, terre armée, géotextile.

## ملخص

تقع حالة عدم استقرار الارضية التي تمت دراستها في هذه المذكرة على الطريق الولائي CW137A عند نقطة التقاطع بين منطقتي تاكسنة وسلمى، على بعد 20 كم جنوب شرق ولاية جيجل. هذه الظاهرة من عدم الاستقرار التي حصلت على هذا المقطع من الطريق لازالت مستمرة على الرغم من الحلول المطبقة و التي نفذت حتى الان. هذه الحلول احيانا غير مناسبة لانها لا تاخذ بعين الاعتبار الخصائص الجوهريية للتربة، ولا العوامل المؤثرة و / أو المسرعة لعدم الاستقرارية.

يعتبر ميل التضاريس على مستوى الارضية المدروسة كبير نوعا ما، حيث أعطى قياسه نسبة 26 % إلى 38 %. تتميز الشبكة الهيدروغرافية بالكثافة ووجود العديد من الوديان والشعاب.

حالة عدم استقرار الارضية الملاحظة واقعة على مستوى التركيبية الجيولوجية المتميزة بوجود تناوبات بين الشيبست و الحجر الرملي المسماة فليش ماسيليان ذو العمر البو-ابسيان، و المتأكلة بكثرة على السطح. يبلغ معدل هطول الأمطار السنوي حوالي 1057.65 ملم ، يتسرب منها 17.74% من مياه الأمطار ويتدفق 37.34% منها على السطح.

الاضطرابات التي لوحظت في منطقة الدراسة هي نتيجة لمزيج من عدة عوامل : ميل المنحدر ، طبيعة التربة ، ارتفاع هطول الأمطار والثقل الزائد عند رأس المنحدر. تكمن الاضطرابات المرصودة في سقوط جدار الدعامة ، تعرية كبيرة بسبب تدفق الماء خلف جدار الدعامة وتشوه صفوف الحجارة الداعمة من الخلف.

تتضمن الحلول المقترحة لاستقرار الأرض وإعادة بناء الطرق ما يلي:

- بناء دعامة بتقنية الارض المقواة ذات واجهة اسمنتية.

- بناء نظام صرف للمياه السطحية (البالوعات) وتحت الأرض (تجفيف الخنادق).

## الكلمات الرئيسية:

تاكسنة ، CW137A ، عدم الاستقرار الارضي ، جدار الدعامة ، ، الارض المقواة ، جيوتكستيل.

## **Abstract**

The ground instability studied in this memoir is located on the city road CW137A at the intersection between Texenna and Selma, 20 km from the Southeast of Jijel city. This instability's phenomenon affecting this road section continues despite the many works of comfort carried out so far. These remedies are sometimes inappropriate because the treatment is symptomatic and does not take into account the intrinsic properties of the soil nor the triggering factors and / or accelerators of this movement of ground.

The natural ground's slope is quite strong at the level of the instability. Its measurement gave a value of 26% to 38%. The hydrographic network is dense and, is it marked by the presence of many wadis and chàabats.

The observed ground instability is manifested at the level of the schisto-sandstone alternans of the Massylian albo-Aptian flysch very altered on the surface.

The average annual rainfall is about 1057.65 mm, of which 17.74% of the precipitation infiltrates and 37.34% flows on the surface.

The disorders observed in the study area are the result of the combination of several factors: slope ground, soil lithology, high rainfall and overload at the head of the slope. The observed disorders lie in the reversal of the retaining wall, a strong erosion, due to the water circulations behind the retaining wall and a deformation of the gabionage.

Proposed solutions for land stabilization and road embankment reconstruction include:

- The realization of a reinforced concrete earthen base with concrete face and talcum.
- The realization of a drainage system of surface water (gutters) and underground (draining trenches).

## **Key words:**

Texenna, CW137A, ground instability, retaining wall, reinforced earth, geotextile.

# *Liste des figures*

<b>Figure. I.1a.</b> Situation géographique du site étudié.	4
<b>Figure. I.1b.</b> Situation géographique du site étudié sur la carte topographique de Texenna 1/25000	5
<b>Figure. I.2.</b> Carte des pentes de la région d'étude	7
<b>Figure. I.3.</b> Réseau Hydrographique de la région étudiée	7
<b>Figure. I.4.</b> Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2006	8
<b>Figure II.1.</b> Carte géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique et des régions voisines, 1/50.000	11
<b>Figure. II.2 .</b> Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel	14
<b>Figure. II.3.</b> Coupe géologique SE-NE passant de Djebel Sendouah Talweg de oued Dar Hadada (Réalisée en collaboration avec Mr Rouikha.Y ,2018)	15
<b>Figure. III.1.</b> Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H, 1996)	18
<b>Figure III.2.</b> Variations mensuelles des pluies (station de barrage EL AGREM)	19
<b>Figure III.3.</b> Variations saisonnières des pluies dans la station de barrage EL AGREM	20
<b>Figure.III.4 .</b> Températures moyennes mensuelles (Station de barrage EL AGREM, période 2001/2015)	22
<b>Figure.III.5.</b> Diagramme Ombro-thermique de la station de barrage EL AGREM (Période 2001/2015)	23
<b>Figure. III.6.</b> Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite de la période (2001-2015), [Station de barrage EL AGREM]	26
<b>Figure. VI.1.</b> Photo satellitaire de tracé du CW137A	29
<b>Figure. VI. 2.</b> Profil critique du glissement PK0+100	29
<b>Figure. VI.3.</b> Situation géographique de la zone instable étudiée (PK00+100)	30
<b>Figure.VI.4.</b> Schéma d'implantations des essais géotechniques in situ	31
<b>Figure.VI.5.</b> Photos illustrant la lithologie rencontrée dans notre site d'étude	36
<b>Figure.VI.6.</b> Coupe géotechnique au niveau du PK 00+100	36
<b>Figure.VI.7.</b> Profil en travers géotechnique au droit du glissement (Pk 00+100)	38
<b>Figure. VI.8.</b> Etat des lieux du site étudié	39
<b>Figure.VI.9.</b> Désordres affectant le glissement de terrain étudié	40
<b>Figure VI.10.</b> Géométrie du profil utilisé dans l'étude de stabilité	42



<b>Figure.VI.11.</b> Etude de stabilité dans son état actuel	43
<b>Figure.VI.12.</b> Vue en perspective d'un mur en terre armée	45
<b>Figure.VI.13.</b> Concept de base de la terre armée	45
<b>Figure.VI.14.</b> La variation de la force de traction et la contrainte de cisaillement dans le renforcement	45
<b>Figure.VI.15.</b> Géométrie et surcharge de l'ouvrage en terre armée	47
<b>Figure.VI.16.</b> Choix des épaisseurs d'écaillés en béton constituant le parement	48
<b>Figure.VI.17.</b> Efforts transmis au sol de fondation	49
<b>Figure.VI.18.</b> Renforcement des murs et des talus par géotextiles	54
<b>Figure.VI.19.</b> Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire	56
<b>Figure.VI.20.</b> Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre	56
<b>Figure.VI.21.</b> Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus	56
<b>Figure.VI.22.</b> Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu	57
<b>Figure.VI.23.</b> Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile	57
<b>Figure .VI.24.</b> Géométrie et surcharge de l'ouvrage en sol renforcé par géotextiles	58
<b>Figure. VI.25.</b> Schéma récapitulative des solutions proposées de la terre armée	62
<b>Figure. VI.26.</b> Schéma récapitulative des solutions proposées du géosynthétiques	63

# *Liste des tableaux*

<b>Tableau.III.1.</b> Caractéristiques de la station pluviométrique de Texenna. (A.N.R.H) la station de barrage EL -AGREM.	18
<b>Tableau.III.2.</b> Moyennes mensuelles des précipitations (station de barrage EL AGREM, 2001-2015) (A.N.R.H, 2017)	18
<b>Tableau.III.3.</b> Taux des participations des saisons dans les hauteurs des pluies annuelles (Station d'EL AGREM 2001-2015)	19
<b>Tableau.III.4.</b> Exemple de la variation des intensités pluviométriques (mm)	20
<b>Tableau.III.5.</b> Nombre des jours de grêle (Station Aéroport F.Abbès de Taher, période (1996/2006)	21
<b>Tableau.III.6.</b> Données des températures moyennes mensuelles (Station de barrage EL AGREM, période 2001/2015).	21
<b>Tableau.III.7.</b> Paramètres du diagramme Ombro-thermique (Station de barrage EL AGREM, Période (2001/2015)	22
<b>Tableau.III.8.</b> Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle Station de barrage EL AGREM (période 2001/2015).	24
<b>Tableau.III.9.</b> Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle (Station de barrage EL AGREM, (période 2001/2015)	25
<b>Tableau.III.10.</b> Valeurs des corrections (C) des lame écoulées (Re) $Re = 0.26P + C$	27
<b>Tableau.VI.1.</b> Organisation des reconnaissances géotechniques in situ (SETS Sétif, 2017)	31
<b>Tableau.VI.2.</b> Lithologie du site de glissement au PK 00+100	32
<b>Tableau.VI.3.</b> Les levés piézométriques par rapport au terrain naturel	33
<b>Tableau.VI.4.</b> Résultats des essais au pénétromètre dynamique (Pk 00+100)	34
<b>Tableau.VI.5.</b> Résultats des essais d'identification physique	34
<b>Tableau.VI.6.</b> Résultats des analyses chimiques sommaires	35
<b>Tableau.VI.7.</b> Résultats des essais mécaniques	35
<b>Tableau.VI.8.</b> Caractéristiques géométriques du profil en travers critique	37
<b>Tableau.VI.9.</b> Colonnes lithologiques des sondages sur amont et aval	37
<b>Tableau.VI.10.</b> Caractéristiques mécaniques des sols en question	38
<b>Tableau.VI.11.</b> Caractéristiques physico-mécaniques du sol étudié	43
<b>Tableau.VI.12.</b> Différentes valeurs de facteur de sécurité (Fs) (état actuel)	43

<b>Tableau.VI.13.</b> Géométrie et surcharge	51
<b>Tableau.VI.14.</b> Caractéristiques du remblai	51
<b>Tableau.VI.15.</b> Charge transmise au sol de fondation	52
<b>Tableau.VI.16.</b> Répartition des écaillés et des armatures	52
<b>Tableau.VI.17.</b> Différents types de géosynthétiques et la fonction disponible	53
<b>Tableau.VI.18.</b> Données géométriques du massif étudié	60
<b>Tableau.VI.19.</b> Valeurs des caractéristiques physico-mécaniques des remblais utilisés	60
<b>Tableau.VI.20.</b> Valeur de la charge transmise au sol de fondation	60
<b>Tableau.VI.21.</b> Répartition des contraintes en fonction de la profondeur Z(m)	60
<b>Tableau.VI.22.</b> Caractéristiques du géotextile utilisé	61
<b>Tableau.VI.23.</b> Différentes valeurs du facteur de sécurité (Fs) (après confortement)	62

# Sommaire

Remerciements.....	I
Dédicace.....	II
Dédicace.....	III
Résumé.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des tableaux.....	VI
Sommaire.....	VII
Introduction générale.....	VIII

1

## Chapitre I : Généralité

I-1- Situation géographique	4
I.2.Végétation	4
I.3.Géomorphologie (relief)	6
I.4.Réseau hydrographique	6
I. 5. Sismicité	8

## Chapitre II : contexte géologique

### II. Contexte géologique de l'étude

<b>II.1. Grands traits géologiques de la région de Jijel</b>	10
II.1.1. Domaine Kabyle ou domaine interne	10
II.1.1.1. Socle Kabyle	10
II.1.1.2. Couvertures sédimentaires	10
II.1.3. Domaine tellien	12
II.1.4. Roches magmatiques	12

II.1.5. Dépôts « post-nappes »	12
II.1.6. Formations quaternaires	13
<b>II.2. Synthèse sur la géologie du site</b>	13
II.2.1. Formations cristallophylliennes du « Socle Kabyle »	13
II.2.2. Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna (C.V.S.)	13
II.2.3. Formations de type flysch massylien	14
II.2.4 Formations du Trias	15
II.2.5 Formations du Quaternaire	15
<b>II.3. Conclusion sur la géologie du site</b>	
<b>CHAPITRE III : Synthèse hydro-climatologique</b>	15
<b>III. Synthèse hydro-climatologique</b>	17
<b>III.1. Aperçu général sur le climat</b>	17
<b>III.2. Analyse des paramètres climatiques</b>	17
III.2.1. Précipitations	17
a). Précipitations liquides	17
b). Précipitations solides	20
III.2.2. Températures	21
<b>III.3. Diagramme ombro-thermique et établissement du bilan hydrologique</b>	22
III.3.1. Diagramme ombro-thermique	22
III.3.2. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite	23
<b>III.4. Conclusion sur le bilan hydrologique</b>	27
<b>Chapitre VI : Etude géotechnique</b>	
<b>VI.1. Introduction</b>	29
<b>VI.2. Méthodologie d'étude des glissements de terrain</b>	30
VI.2.1. Repérage de la zone instable	30
VI.2.2. Compagne de reconnaissances géotechniques	31

VI.2.2.1-Essais géotechniques in situ	31
VI.2.2.2-Essais géotechniques en laboratoire	32
<b>VI.3. Résultats des reconnaissances géotechniques</b>	<b>32</b>
VI.3.1. Essais in situ	32
VI.3.1.1. Sondages carottés	32
VI.3.1.2. Installations Piézométriques	33
VI.3.1.3. Essais au Pénétrromètre Dynamique	33
VI.3.2. Essais en laboratoire	34
VI.3.2.1. Essais Physiques	34
VI.3.2.2. Analyses chimique sommaires	35
VI.3.2.3 Caractéristiques mécaniques	35
VI.3.3. Discussion des résultats des sondages carottés	36
<b>VI.4. Diagnostic et causes probables de glissement étudié</b>	<b>38</b>
VI.4.1. Description du glissement	38
VI.4.1.1. Présentation du site et état des lieux	38
VI.4.2. Causes probables de l'instabilité	40
<b>VI.5. Analyse de stabilité</b>	<b>40</b>
VI.5.1. Hypothèse de calcul	41
VI.5.2. Calcul numérique par le logiciel GEO-SLOPE	42
VI.5.3. Description générale du logiciel GEO-SLOPE	42
VI.5.4. Validation de l'approche de calcul considérée	42
<b>VI.6. Techniques de confortement</b>	<b>44</b>
VI.6.1. La terre armée (Variante 01)	44
VI.6.1.1. Introduction	44
VI.6.1.2. Principe et avantage de la terre armée	45
VI.6.1.3. Calcul d'un massif de soutènement en terre armée à parement en béton armée avec terre-plein taluté et surchargé	46

VI.6.1.3.1. Application numérique au projet étudié	48
VI.6.2. Les Géosynthétiques (Variante 02)	53
VI.6.2.1. Introduction	53
VI.6.2.1.1. Les géotextiles	53
VI.6.2.1.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols	53
VI.6.2.1.3. L'interaction sol-géotextile	55
VI.6.2.1.4. Les différents procédés de construction utilisés jusqu'à présent	55
VI.6.2.2. Calcul d'un massif de soutènement renforcé avec des géotextiles	57
<b>VI.7. Conclusion</b>	<b>63</b>
<b>Conclusion générale et recommandations</b>	
<b>Références bibliographiques</b>	
<b>Annexes</b>	

## ***Introduction Générale***

De nombreux ouvrages en géotechnique routière sont exposés continuellement au risque d'instabilité qui peut même aller jusqu'à l'effondrement de la structure. Le résultat est souvent catastrophique car cela provoque des dégâts matériels considérables et peut causer aussi des pertes en vies humaines. Chaque site potentiellement instable pose des problèmes spécifiques et est lié à des causes très variables, notamment un mauvais dimensionnement de la structure, une surcharge excessive exercée sur un talus, combinés à l'action conjuguée des facteurs géologiques, géomorphologiques, et hydro-climatologiques divers, notamment lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées. On se trouve alors confrontés à des problèmes variables où, soit l'étude que l'on entreprend va permettre d'approfondir la connaissance du phénomène d'instabilité, soit le secteur d'étude est vierge de reconnaissance.

Pour se prévenir de ces catastrophes, on cherche dans la mesure du possible à comprendre le phénomène d'instabilité rencontré, d'éviter ou de s'en protéger, et dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles.

L'instabilité étudiée dans ce mémoire se situe dans la commune de Texenna à la wilaya de Jijel, Algérie nord orientale. Elle est localisée précisément après quelques dizaines de mètres de l'intersection entre le chemin de wilaya CW 137A reliant et la route nationale RN77. L'instabilité de terrain à laquelle on s'intéresse a joué pas mal de fois pendant des années, son effet toujours continu malgré les nombreux travaux de confortement portés. Malheureusement les facteurs qui favorisent cette instabilité restent encore mal compris, nous essayerons alors dans ce qui suit d'étudier et de comprendre le problème posé afin de proposer des solutions de soutènement adéquates.

Dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de cette instabilité de terrain et des facteurs qui sont à leur origine, nous allons viser notre démarche sur la combinaison des données géologiques, hydrologiques et géotechniques-

En effet, à partir de la géologie on détermine la nature, la géométrie et l'extension des différentes unités lithologiques. L'étude hydrologique, nous a permis de caractériser le comportement hydro-climatique du secteur étudié. Quant à l'étude géotechnique, elle permet de connaître les paramètres physico-mécaniques du sol étudié.

La méthodologie utilisée dans cette étude s'est basée sur :

- Une consultation des travaux et des études antérieures en rapport avec le sujet d'étude que se soit sur les plans géologique, hydrologique ou géotechnique, Aussi des cartes géologiques et topographiques en relation avec le sujet.
- Des sorties de terrain sur le site étudié avec la réalisation d'observations d'ordre géologique et géotechniques, à savoir, une enquête sur les nombreux désordres trouvés sur le site avec la réalisation des coupes.
- Une analyse des résultats d'essais géotechniques obtenus lors des études réalisées par la Direction des Travaux Publics (D.T.P.) de Jijel.



Le mémoire est construit alors, après une introduction d'un premier chapitre essentiellement descriptif qui sera consacré aux généralités sur le thème étudié.

-Le deuxième chapitre donne une synthèse sur le contexte géologique de la région étudié.

-Le troisième chapitre présente une analyse des données hydro-climatologiques (précipitations/températures) suivi de l'établissement du bilan hydrologique nécessaire pour la compréhension de son influence sur l'instabilité objet de ce mémoire.

-Le quatrième chapitre met l'accent sur la méthodologie utilisée pour l'étude géotechnique de l'instabilité. Dans une première partie, on passe par la réalisation des calculs afin d'estimer l'état d'instabilité. En deuxième partie on propose les solutions de confortements que l'on juge nécessaires à réaliser.

En guise de conclusion, on évoquera les principales synthèses et recommandations retenues.

# *Chapitre I*

## *Généralités*

### I.1. Situation géographique

La commune de Texenna, a été créée lors du découpage administratif de 1984. Elle se situe à 20 Km au Sud-Est de la ville de Jijel, longeant la route nationale RN77 qui relie cette dernière à la ville de Sétif. Ses coordonnées géographiques sont :

- Longitude : 776-778
- Latitude : 377-379

La commune de Texenna est limitée administrativement par les communes suivantes (Fig I.1a) :

- Au Nord par la commune de Kaous.
- Au Sud par la commune d'Erraguène et Beni Yadjiss.
- A l'Est par la commune d'Oudjana et de l'Emir Abdelkader.
- A l'Ouest par la commune d'El Aouana et Selma.

La zone instable que l'on va étudier est située précisément vers l'Ouest du village de Texenna quelques mètres après l'intersection de la RN 77 et le CW 137 A (Fig I.1b)

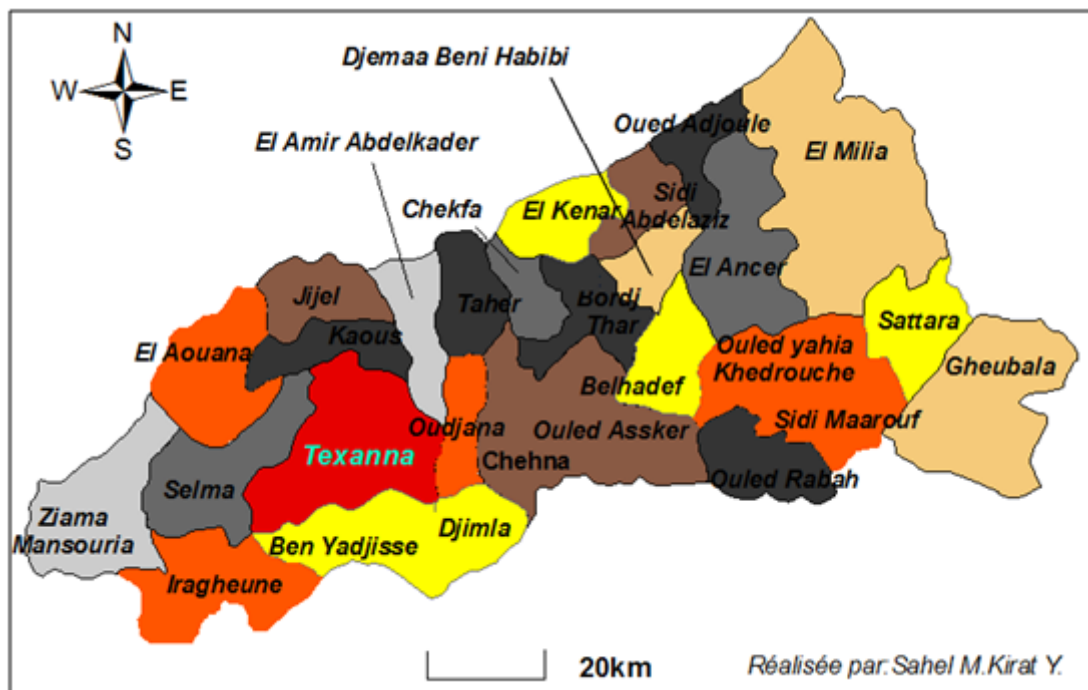
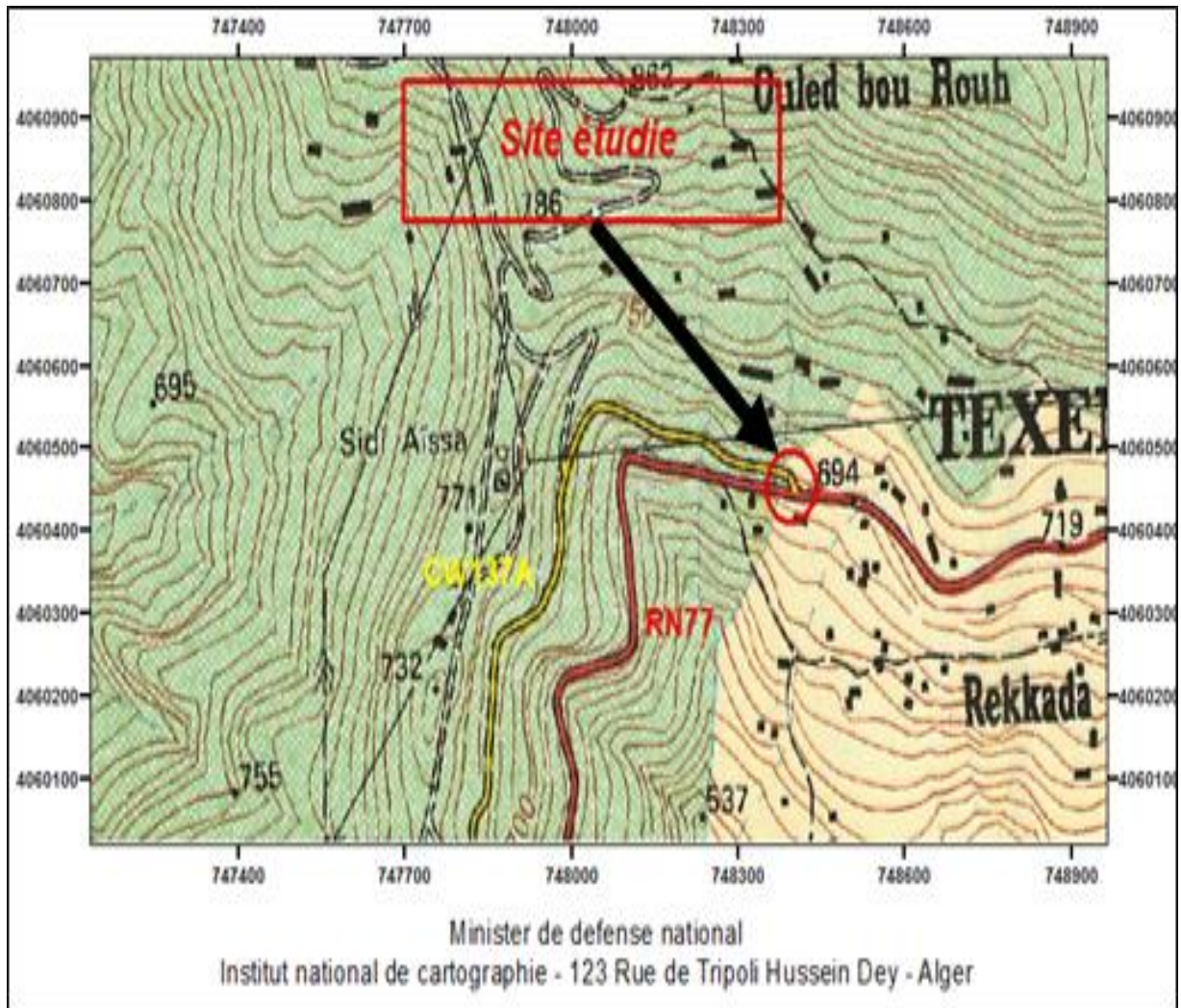


Figure. I.1a. Situation géographique de la zone du site étudié (Texenna)



**Figure. I.1b.** Situation géographique du site étudié sur la carte topographique de Texenna 1/25000.

### ***1.2. Végétation***

La région d'étude (Fig. I.1b) est caractérisée par une couverture végétale assez dense. La végétation couvre une grande partie du territoire de la commune cette dernière est favorisée par l'importance des précipitations avec une moyenne annuelle qui peut atteindre les 1200 mm/an. 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, du chêne-zen, des broussailles et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière qui joue un rôle important dans la stabilisation des terrains.

### ***1.3. Orographie (relief)***

Le relief dans la région de Texenna est le résultat de son histoire géologique et géomorphologique, il est marqué par de grands contrastes topographiques (Fig. I.2).

Les principales formes de relief rencontrées sont :

#### ***a) Montagnes***

Ils sont présentés en deux chaînons, l'un se trouve à l'Est et l'autre à l'Ouest (Fig I.2). Avec des altitudes qui peuvent dépasser les 1000 m (Djebel Sendouah) et des pentes topographiques variant entre 38% et 45%.

#### ***b) Dépressions***

Situées entre les chaînes de montagne, ce sont des zones basses où se concentrent la plupart des agglomérations et mechtats. Cette zone s'étend jusqu'à la limite de la commune de Kaous au Nord et la pente de ces terrains varie entre 0 et 26% alors que l'altitude de cette zone varie entre 400 et 800 m composées de terres cultivables le long des oueds qui se dirigent du sud vers le nord.

Cependant l'instabilité objet de ce mémoire est localisée dans une zone à pente topographique estimée moyenne à forte, qui est de l'ordre de 26% à 38% (Fig I.2).

### ***1.4. Réseau hydrographique***

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année. Ce réseau est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les sources et les eaux de ruissellement en liaison surtout avec la fonte des neiges. Ces différents drains alimentent les principaux Oueds de la région (Oued Dar hadada et Oued Sliman) (Fig. I.3).

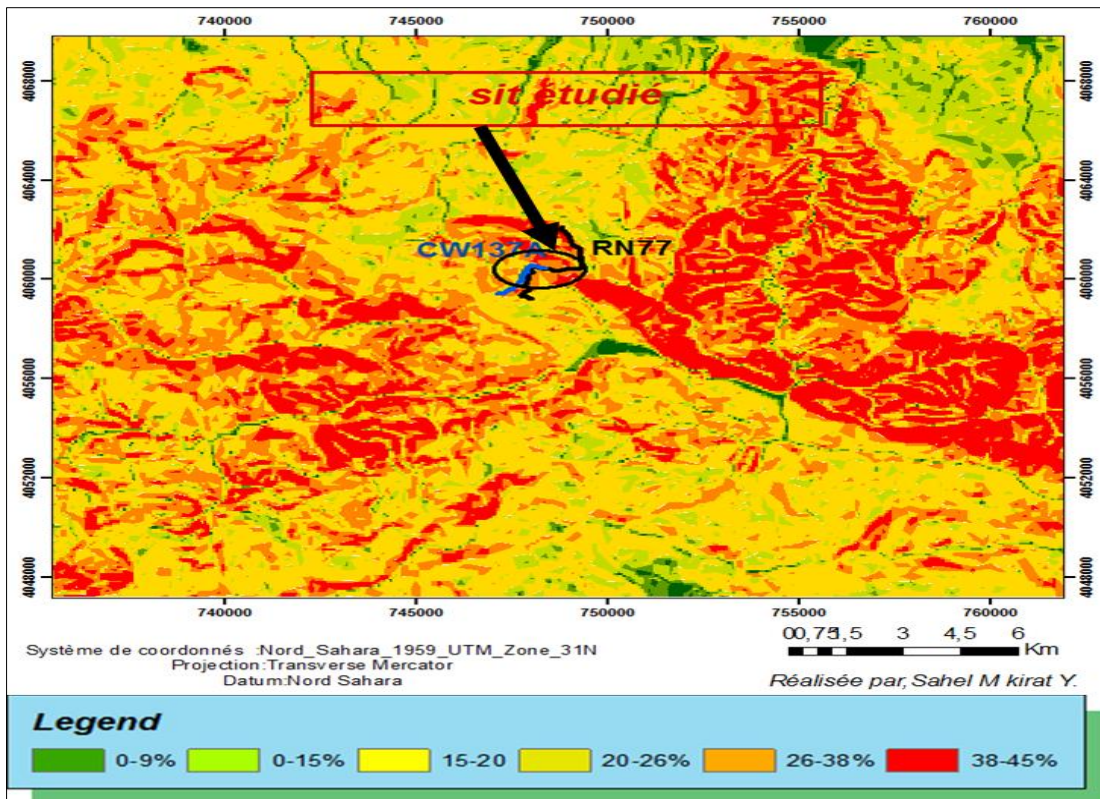


Figure. I.2. Carte des pentes de la région d'étude.

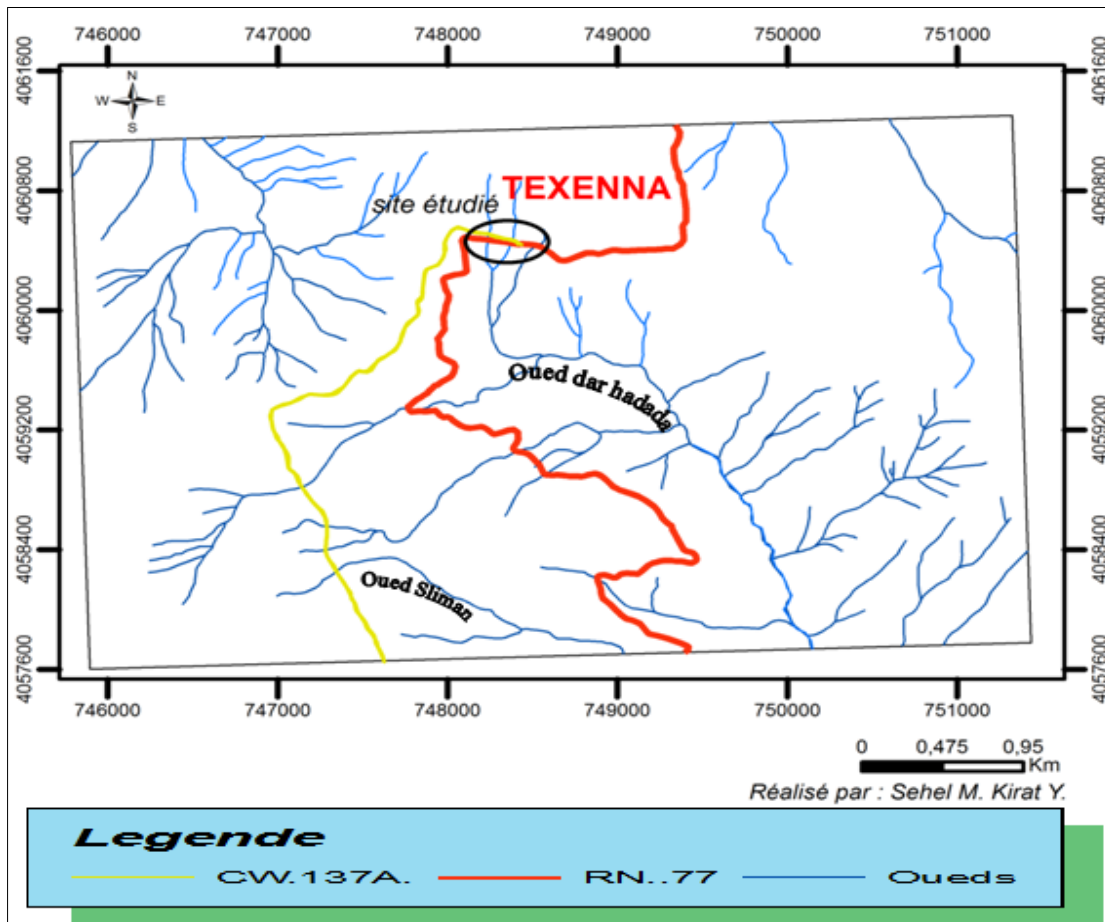


Figure. I.3. Réseau Hydrographique de la région étudiée.

### I. 5. Sismicité

Le Nord de l'Algérie est connu par son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopentrale. A titre d'exemple, le violent séisme, du 21 mai 2003, de Boumerdès, de par son intensité, à causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA, 2006), cinq zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (Fig I.4).

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II- a : sismicité moyenne.
- Zone II- b : sismicité élevée ; et.
- Zone III : sismicité très élevée.

La région de Jijel dont fait partie la zone d'étude est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a).

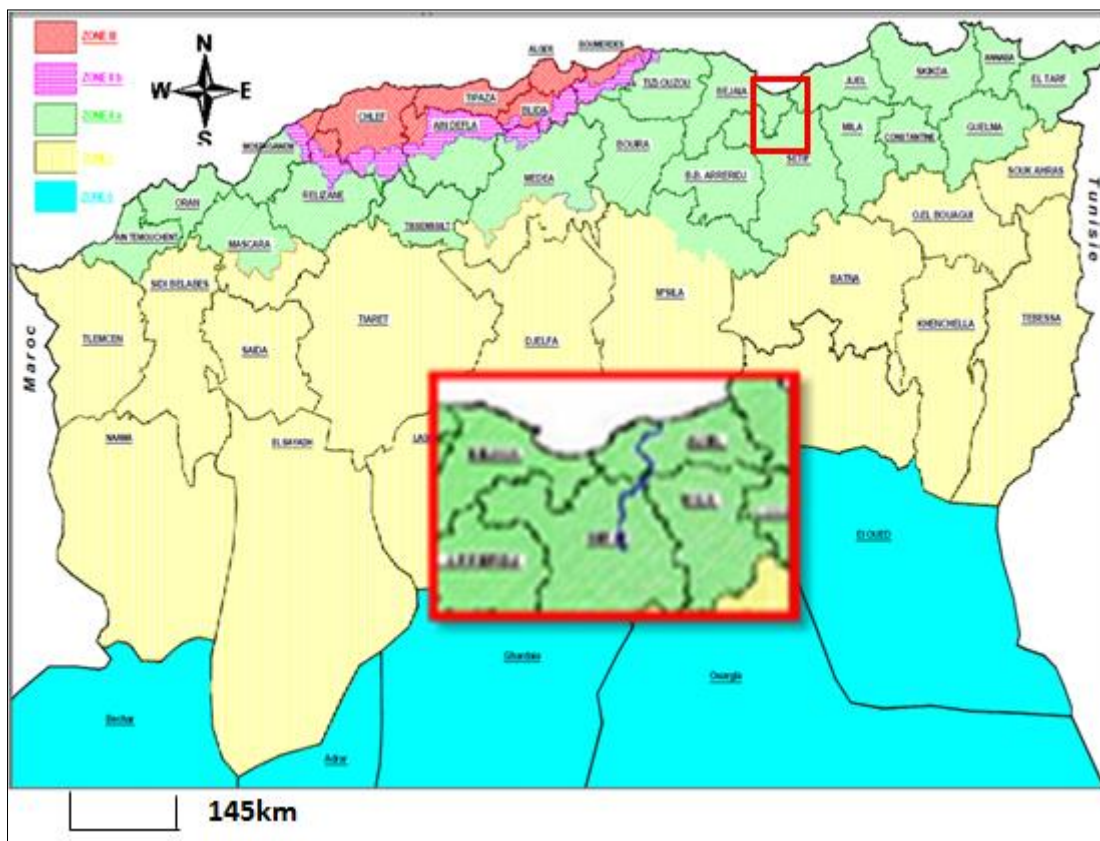


Figure. I.4. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2006.

*Chapitre II*  
*Contexte Géologique*  
*de l'étude*



## ***II. Contexte géologique de l'étude***

La géologie est un outil précieux au service de l'étude d'instabilité des sols, elle permet de définir les formations et les structures constituant la région étudiée et d'estimer leur rôle dans l'activation des glissements de terrain.

La wilaya de Jijel faisant partie des zones dites du domaine de la « Petite Kabylie ». Elle est formée en grande partie par des roches métamorphiques, sur lesquelles s'est déposé des couvertures sédimentaires anciennes et récentes Afin de mieux cerner le problème, nous allons présenter dans leur cadre géologique, les formations affleurantes dans la région, puis dans un deuxième temps nous allons préciser lesquelles des formations sont le siège de l'instabilité de terrain objet de ce mémoire.

### ***II.1. Grands traits géologiques de la région de Jijel***

L'Algérie du Nord est généralement subdivisée en trois domaines distincts. Transversalement on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne ce qui suit (Fig II.1)

- Domaine Kabyle.
- Domaine des flyschs.
- Domaine tellien.

#### ***II.1.1. Domaine Kabyle ou domaine interne***

Le domaine interne caractérisée par des massifs du Socle Kabyle, revêtus par des couvertures sédimentaires.

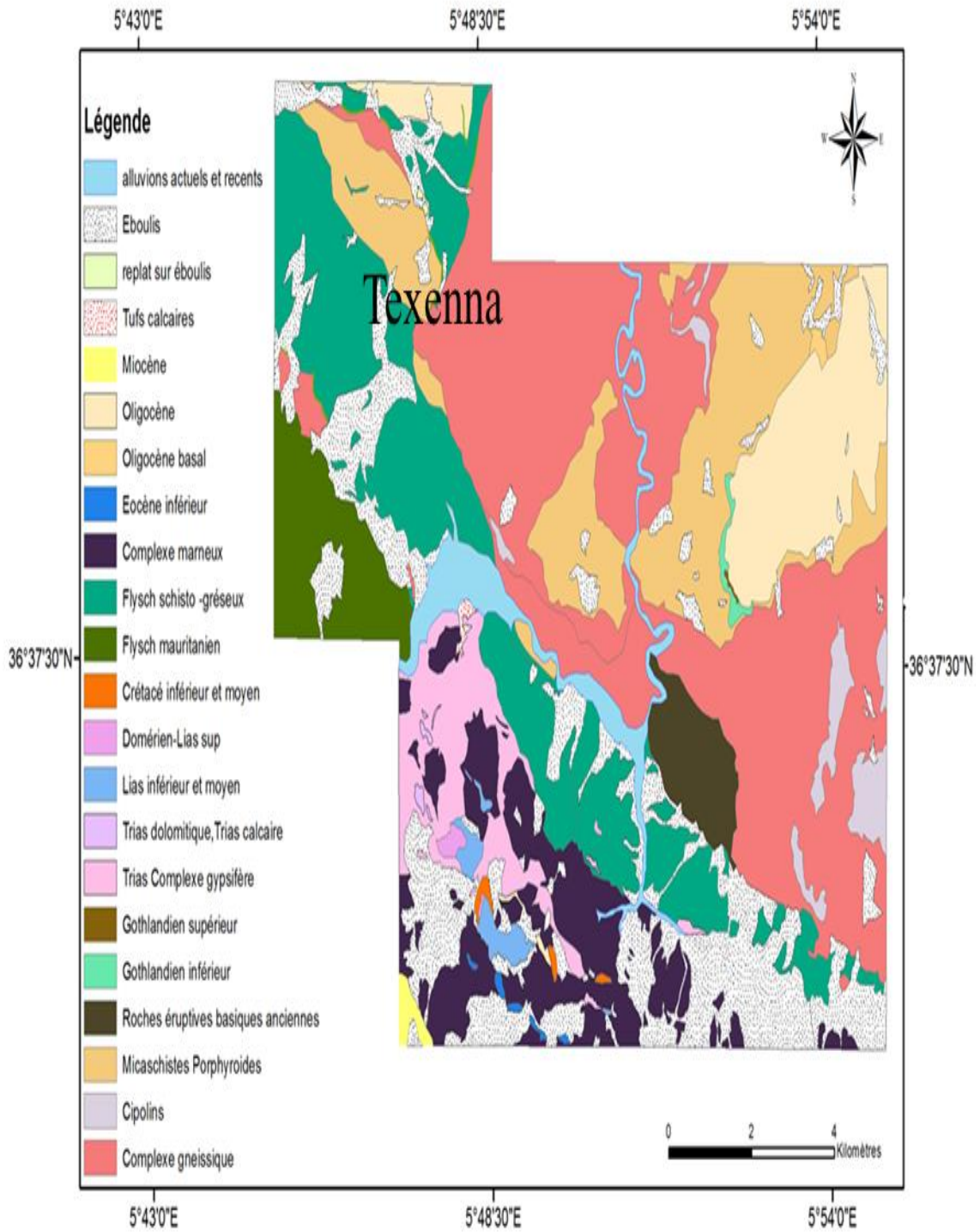
##### ***II.1.1.1. Socle Kabyle***

En « Petite Kabylie », le Socle Kabyle comporte deux ensembles cristallophylliens : un ensemble inférieur formé principalement de gneiss et un ensemble supérieur moins métamorphique comportant des schistes satinés ou des phyllades (Wildi, 1980 ; Djellit, 1987).

##### ***II.1.1.2. Couvertures sédimentaires***

- *Couverture paléozoïque du Silurien*

Constituée principalement de roches détritiques conglomératiques. Elle affleure à Beni Affeur et Chahna. (Durand Delga, 1955).



**Figure.II.1.** Carte géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique et des régions voisines, 1/50.000 (Durand Delga, 1955) in Berdi, 2017

➤ *Couverture méso à cénozoïque*

Constituée par les formations sédimentaires de la Dorsale Kabyle. Elle est caractérisée par des affleurements très étroits bordant au Sud les massifs de la Petite Kabylie. Leurs âges variant du Trias à l'Eocène (Durand Delga, 1955).

➤ *Couverture cénozoïque*

Représentée par des formations de l'Oglio-Miocène Kabyle (O.M.K.) et les olistostromes. Les formations de l'O.M.K. sont représentées par une série sédimentaire comportant à la base des conglomérats et au sommet des grés micacés et des silexites (Bouillin, 1979 ; Djellit, 1987).

Les olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flyschs maurétanien et massylien, reposant en discordance sur les formations de l'O.M.K. (Djellit, 1987).

### ***II.1.2. Domaine des Flyschs***

Classiquement, les flyschs allochtones en Algérie sont subdivisés en deux types d'âge similaire auxquels s'ajoute un troisième plus récent :

1). Flysch maurétanien (typiquement flysch de Guerrouch) : formé par une alternance de marnes et de calcaire à la base, une puissante assise gréseuse au sommet, avec la présence de grés homométrique de l'Albo-Aptien et des conglomérats Éocène à Oligocène (Djellit, 1987)

2). Flysch massylien : formé par une alternance schisto-quartzitique et des marnes à phtanites du Néocomien à l'Albien supérieur, Ce flysch plissé est bien visible au sud de Texenna (Djellit, 1987).

3). Flysch numidien : constitué d'une base formée par des argiles dites sous numidiennes surmonté par une assise gréseuse (Djellit, 1987). Ce flysch est d'âge Aquitano-Burdigalièn et il est bien représenté au sud de Jijel (Djimla, Temzguida).

### ***II.1.3. Domaine tellien***

Caractérisé essentiellement par des formations calcaires ou marno-calcaires. Ils affleurent plus au Sud de notre région d'étude.

### ***II.1.4. Roches magmatiques***

Les roches magmatiques de la « Petite Kabylie » sont représentées par :

- Des masses granitiques et des roches volcaniques affleurent dans les régions d'El-Aouana, El Milia et Collo.
- Des roches basiques et ultrabasiques dans la région de Texenna.

### **II.1.5. Dépôts « post-nappes »**

Les formations post-nappes représentées d'après M (Djellit, 1987) par :

- Des formations conglomératiques du Pliocène.
- Des marnes bleues, souvent en miches calcaire de couleur jaune ocre.

Ces formations « post-nappes » affleurent dans la région de Kaous et Rekkada Meteletine. Elles sont datées d'âge Tortonien moyen-Messénien pour les marnes et du pliocène pour les conglomérats (Djellit, 1987).

### **II.1.6. Formations quaternaires**

Les dépôts récents datant du quaternaire sont représentées dans la région de Jijel par faciès à caractères détritiques, subdivisées en :

- Sables côtiers : dunaires, parfois consolidés.
- Terrasses récentes.
- Argiles de recouvrements : limons rouges.

## **II.2. Synthèse sur la géologie du site**

Dans la région de Texenna les formations représentées à l'affleurement peuvent être résumées comme suit (Fig. II.2) :

Du Nord vers le Sud, on peut distinguer :

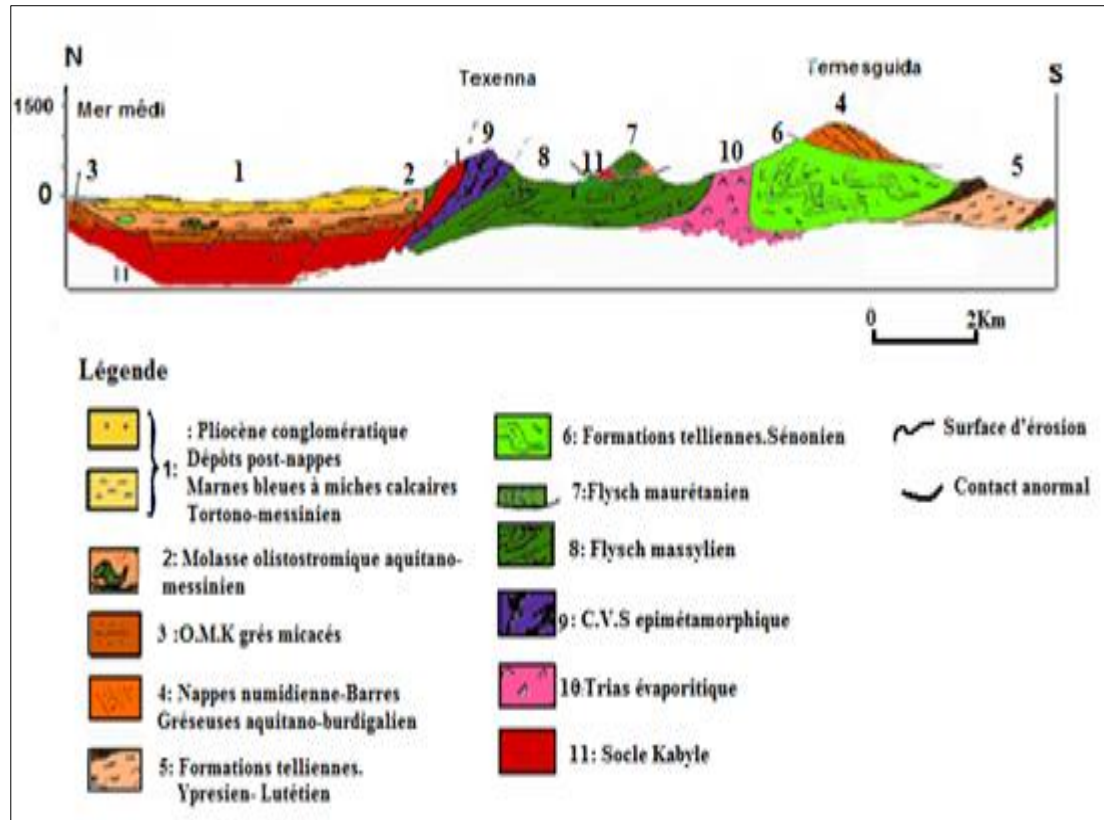
### **II.2.1. Formations cristalloylliennes du « Socle Kabyle »**

Les formations cristalloylliennes du « Socle Kabyle » sont représentées dans la région de Texenna par des gneiss ocellées, et des phyllades. Ils forment la plus basse unité géologique de la région. L'âge Précambrien probable est attribué à ces formations (Durand Delga, 1955). On les voit affleurés tout au long de route nationale RN77 conduisant au site étudié.

### **II.2.2. Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna (C.V.S.)**

Ces formations reposent par un contact anormal sur les formations du flysch massylien. Pour Bouillin (1979), le « Complexe Volcano-Sédimentaire » de Texenna représente le substratum Jurassique du flysch maurétanien.

On rencontre cet ensemble éruptif à Djebel Sendouah à Texenna, (Djellit ; 1987).



**Figure. II.2:** Coupe géologique des unités alpines de la Petite Kabylie-région de Jijel- (Rouikha, 2014 in Berdi, 2017).

### II.2.3. Formations de type flysch massylien

L'instabilité de terrain étudiée dans ce mémoire se situe au niveau des formations du type flysch massylien d'âge Albo-Aptien. Il est caractérisé par une alternance des schistes et des bancs de grès quartzitiques centimétriques, parfois décimétriques, très plissés, surmontés par des microbrèches calcaires à ciment pélitique et des marnes. Il contient par endroits des phanites de couleur noir (le long de la route vers l'oued Djen-Djen on remarque une importante barre de phanites) (Durand Delga ; 1955).

En se basant sur les données géologiques sur la région : cartes, études géologiques précédentes, rapport d'étude géotechnique et sorties sur terrain que nous avons effectué, et en se basant sur les coupes lithologiques des sols en places (voir chapitre IV- étude géotechnique), issues des quatre (04) sondages carottés réalisés sur le site, on distingue ce qui suit :

En couverture, on retrouve une terre végétale d'épaisseur moyenne d'environ 1m.

En dessous, on relève une certaine épaisseur altérée du flysch massylien, pouvant atteindre les 08 mètres, représentée par des alternance de schistes altérés et de grès quartzitiques a épaisseurs variables.- Par endroit, on note en profondeur, la présence d'une argile graveleuse avec intercalation de grès quartzite.

En profondeur, on note la présence d'un substratum constitué de schistes plus ou moins compacts à friables par endroits.

#### II.2.4 Formations du Trias

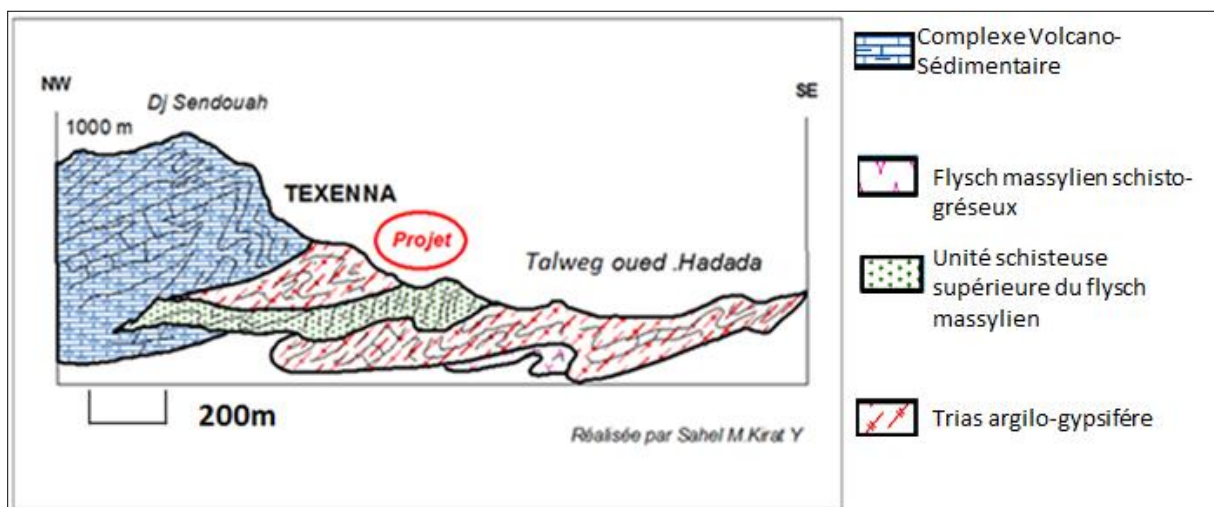
Le long de l'oued Djen-Djen, trouvé plus au Sud du site d'étude, on rencontre parfois du Trias diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin. Ces formations triasiques chevauchent les formations telliennes.

#### II.2.5 Formations du Quaternaire

En majorité, elles sont représentées par une tranche de terre végétale, parfois des argiles à blocs, galets ainsi que des éboulis des piémonts ou allivions.

#### II.3. Conclusion sur la géologie du site

Les descriptions précédentes mettent en évidence que le secteur d'étude appartient aux formations de type flysch massylien (Fig.II.3), d'âge Albo-Aptien représentées principalement par des alternances de schistes et des bancs de grès quartzitiques centimétriques à décimétriques, microbréchiques au sommet et contiennent par endroits des phtanites noires. Ces formations sont altérées en surface et recouverts par endroit d'une couverture végétale quaternaire.



**Figure. II.3.** Coupe géologique NW-SE passant de djebel Sendouah. Talweg Oued DarHadada (Réalisée en collaboration avec Mr Rouikha.Y,2018)

# *Chapitre III*

*Synthèse*

*Hydro-climatologique*

### **III. Etude hydro-climatologique**

On entend parler par l'étude hydro-climatologique l'analyse et la comparaison, faites à partir des stations météorologiques sur une période de temps, de la variation temporelle des différents paramètres climatiques, dont les précipitations et les températures sont à l'amont.

La variation des conditions hydro-climatologiques est l'une des principales causes d'instabilités de terrain. Son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades.

Dans cette étude, on s'attachera plus particulièrement à déterminer les apports d'eau dans la région d'étude, en mettant l'accent sur les quantités d'eau ruisselées, infiltrées et celles perdues par évapotranspiration.

#### **III.1. Aperçu général sur le climat**

La région d'étude fait partie d'un climat méditerranéen caractérisé par une période hivernale à forte pluviométrie et à quelques tombées de neige sur les régions montagneuses et les sommets élevés, suivie d'une période estivale chaude et sèche.

#### **III.2. Analyse des paramètres climatiques**

##### **III.2.1. Précipitations**

Le terme « précipitations » englobe toutes les eaux météoriques et la hauteur de la lame d'eau recueillie par le pluviomètre, quel que soit l'origine de cette eau, pluie, neige, grêle, ou autres formes de condensation. L'étude de ces précipitations sert à évaluer la quantité des précipitations tombée qui influent directement le niveau des eaux souterraines et superficielles dans la région étudiée.

Les précipitations liquides constituent le facteur principal dans le comportement hydrologique d'une région. Plus précisément, dans la région de Texenna, les précipitations liquides sont relativement importantes et irrégulières. La carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (Fig III.1) établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H) donne un taux de pluviométrie estimé entre 1200 et 1400 mm annuellement dans la région de Texenna, ce qui est considéré très important.

##### **a). Précipitations liquides.**

En se basant sur des données plus ponctuelles et plus récentes, celles de la station météorologique d'el Agrem, dont les coordonnées sont mentionnées dans le (Tableau.III.1) on trouve un taux moyen annuel de pluie estimé de 1153,69mm. Cette valeur étant proche de celle estimée par la carte générale de la pluviométrie (Fig III.1) citée au paragraphe précédent.



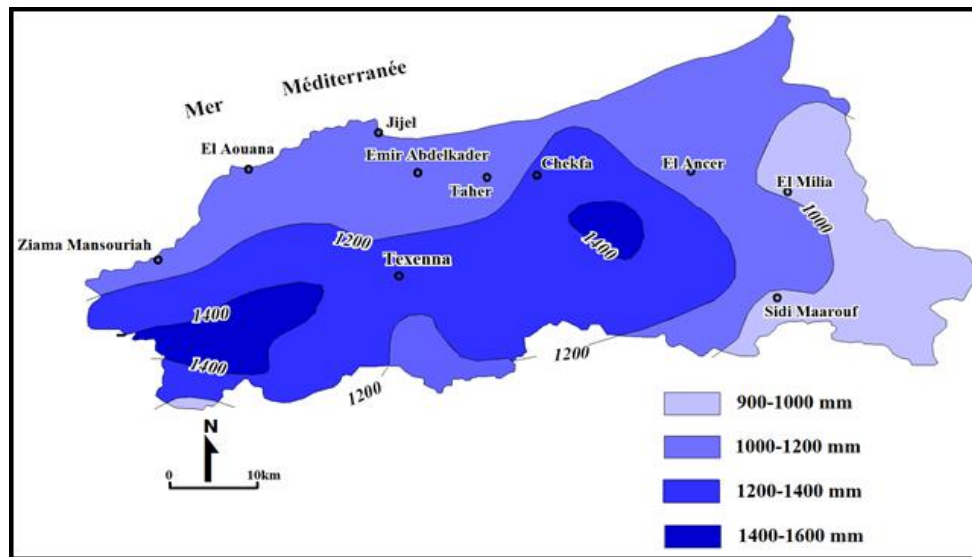


Figure. III.1. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H, 1996).

Les mêmes données de la station météorologique nous permet de constater que les précipitations liquides sont continues et de longue durée.

Tableau.III.1. Caractéristiques de la station pluviométrique d’el Agrem. (A.N.R.H)

Code et nom de la station	Altitude (m)	longitude	Latitude	Pluies moyennes annuelles (mm)	Période d'observation (années).
03-03-03 El Agrem	700	E5°50'11''	N36°34'06''	1057.65	15

a.1) Variations mensuelles et annuelles

La répartition mensuelle des précipitations dans l'année et ses variations conditionnent avec les facteurs thermiques et lithologiques, l'écoulement, le régime des cours d'eau et celui des nappes aquifères qui en sont liées.

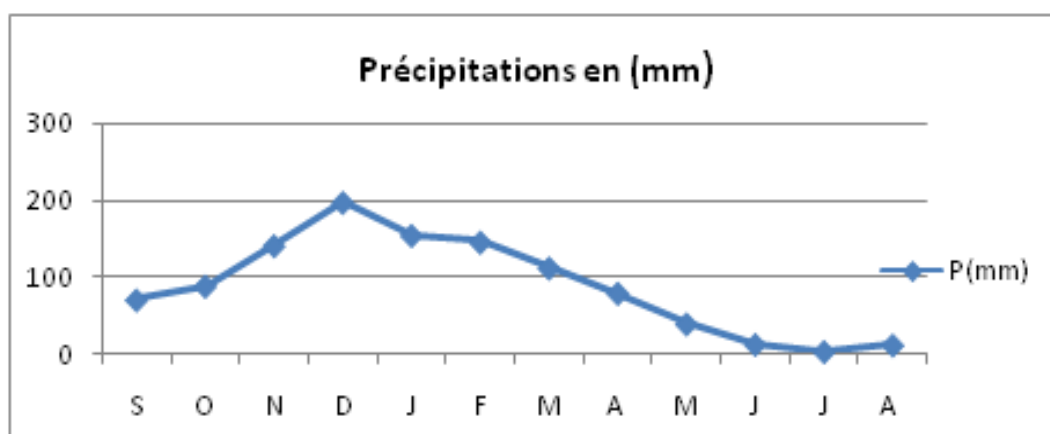
Pour les précipitations de cette série on prendra les données des années (2001-2015) pour la station d’el Agrem (Tableau III.2) dont on dispose.

D’après les données du (Tableau III.2) on constate un maximum pluviométrique enregistré durant le mois de Décembre avec un taux moyen de 197.51 mm, un minimum pluviométrique enregistré durant le mois de Juillet avec un taux moyen de 3.3 mm.

Pour bien illustrer ces variations pluviométriques mensuelles nous avons montré cela sur une courbe pluviométrique illustrée dans la (Fig III.2).

Tableau.III.2. Moyennes mensuelles des précipitations (station d’el Agrem, 2001-2015) (A.N.R.H, 2017)

Précipitations (mm)	MOIS											
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Mensuelles	70,68	88,64	141,25	197,51	154,61	145,87	112,24	79,38	39,43	12,82	3,3	11,92
Annuelles	1057,65											



**Figure.III.2.** Variations mensuelles des pluies (station d'el Agrem).

a.2.) Variations saisonnières

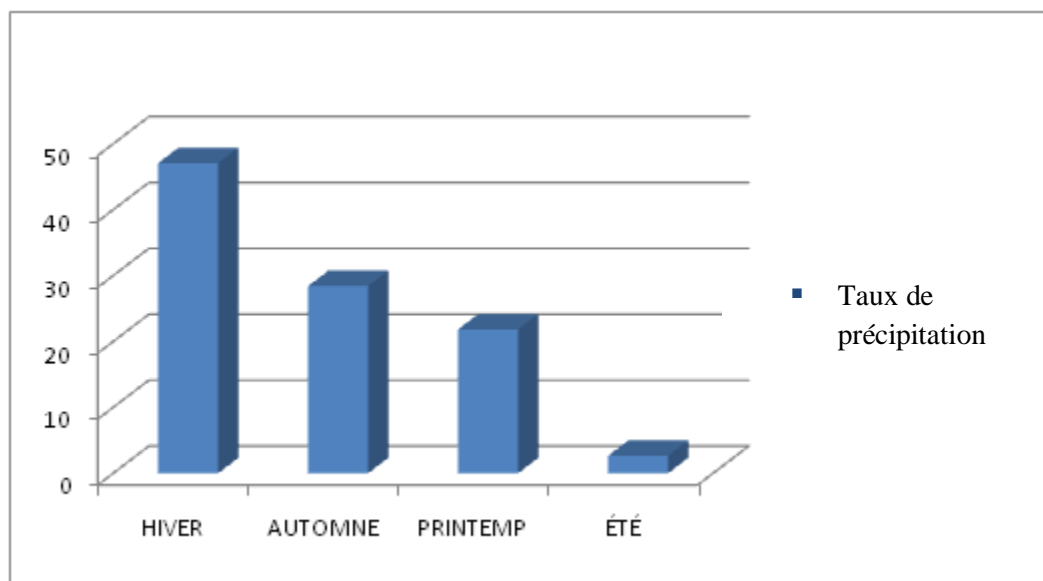
Le (Tableau.III.3) et la (Fig III.3) montre la répartition saisonnière des précipitations concernant la station d'el Agrem (2001-2015), chose banale l'hiver est le mois le plus pluvieux, l'été est le mois le plus sec, mais la chose précise est que l'on donne les valeurs précises des précipitations pour chaque saison.

En effet, à partir du (Tableau.III.3) on constate que :

- L'hiver donne un taux de précipitations de 47,08%
- L'été donne un taux de 2,65%

**Tableau.III.3.** Taux de participations saisonnières (Station d'el Agrem 2001-2015)

Saisons	Station	El Agrem(%)
Hiver		47,08%
Automne		28,41%
Printemps		21,84%
Été		2,65%
TOTAL		100%



**Figure.III.3.** Variations saisonnières de la station d'el Agrem.

#### a.3). Intensité des chutes de pluies

Pour éclairer le caractère externe de l'écoulement fluvial ayant trait aux crues, nous devons descendre à une échelle temporelle encore plus fine dans l'analyse des précipitations, à l'échelle des taux pluviométriques journaliers ou mieux encore des celle des averses.

Selon les hydrologues, l'averse torrentielle s'identifie aux averses qui donnent une hauteur d'eau de 30 mm ou plus en 24 heures. Ce caractère est relatif car il exprime l'intensité moyenne en 24 heures.

Le (Tableau III.4) montre, d'après la même station météorologique, que :

- La classe d'intensité la plus représentative des pluies torrentielles dans la région d'étude est entre 30 et 50 mm, avec un nombre de 231 pluies.
- La hauteur maximale observée en 24 heures est de l'ordre de 133 mm.

**Tableau.III.4.** Exemple de la variation des intensités pluviométriques (mm)

Intervalle D'intensité	Répartition des intensités (mm)			
	30-50 (mm)	50-70 (mm)	70-100 (mm)	>100
Nombre des pluies torrentielles	231	75	31	3
Hauteur max.obs.(mm/24h)	133			

#### b). Précipitations solides

##### b.1). Neige

L'importance de la neige réside dans le fait qu'elle imbibe le sol d'une façon continue et le laisse s'humecter profondément pendant la période de fusion. L'enneigement se fait seulement au début de l'hiver sur les hautes altitudes de Texenna (800 m). L'altitude exerce donc une influence prépondérante sur les chutes de neige.

Jusqu'à 1500 mètres d'altitude, la neige commence à fondre aussitôt tombée, sur les sommets, la fusion est retardée ou interrompue momentanément par la gelée.

L'imbibition des matériaux est liée à la vitesse de la fusion. Une fusion lente, permet une infiltration importante qui alimenterait les réservoirs à perméabilité en grand.

### b.2). Grêle

La grêle se forme dans les orages particulièrement forts lorsque l'air est très humide et que les courants ascendants sont puissants. On a emprunté les données sur la chute de grêle de la station Aéroport Ferhat Abbès ; une station relativement loin mais elle est la seule à en disposer ce genre de données. D'après le (Tableau.III.5). On constate que les épisodes de grêle les plus fréquents sont connus en hiver

**Tableau.III.5.** Nombre des jours de grêle (Station Aéroport F. Abbès de Taher, période 1996/2006).

Station Aéroport Ferhat Abbès	Chute de grêle [1996-2006]												Moyenne Annuelle
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
	0,1	0,1	0,5	1,3	2,1	2,1	1,3	0,3	0,2	0,1	0,0	0,0	8,7

### b.3). Gelée blanche

La gelée est fréquente dans notre région d'étude. On remarque qu'elle s'accroît avec l'altitude. Elle vaut 2,1 à 5,95 jours à Jijel, et atteint 9 jours par an à Texenna (Tekkouk, 2005).

Durant la période hivernale, la gelée peut présenter un apport d'eau supplémentaire à la pluie.

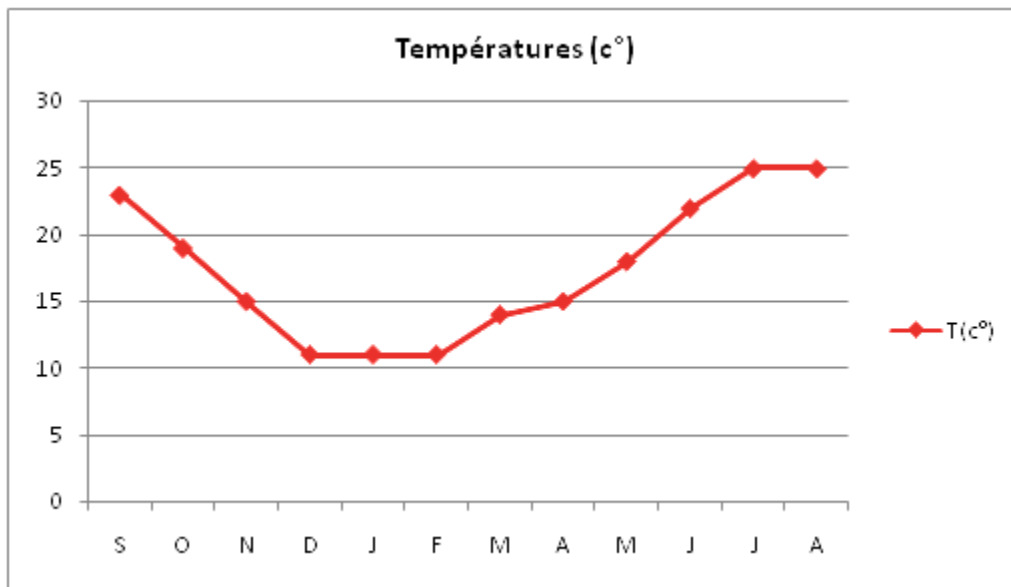
## III.2.2. Températures

La température est un facteur ayant une grande influence sur l'évapotranspiration et de ce fait elle joue un rôle important dans le comportement des sols vis-à-vis des eaux météoriques.

Le (Tableau III.6) donne la répartition mensuelle de la température pour la période récente (2001-2015). On constate que la saison la plus froide est l'hiver avec une valeur de température moyenne saisonnière de (11°C). Par contre l'été représente la saison la plus chaude avec une valeur de température moyenne saisonnière de (24°C).

**Tableau.III.6.** Données des températures moyennes mensuelles (Station d'EL AGREM, période 2001/2015).

Station	Température (°C)												Total
	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	
Station d'el Agrem	23	21	15	11	11	11	14	15	18	22	25	25	17,58
	19,66			11			15,66			24			
	Automne			Hiver			Printemps			Été			



**Figure.III.4.**Températures moyennes mensuelles  
(Station d'el Agrem, période 2001/2015)

**III.3.Diagramme ombro-thermique et établissement du bilan hydrique**

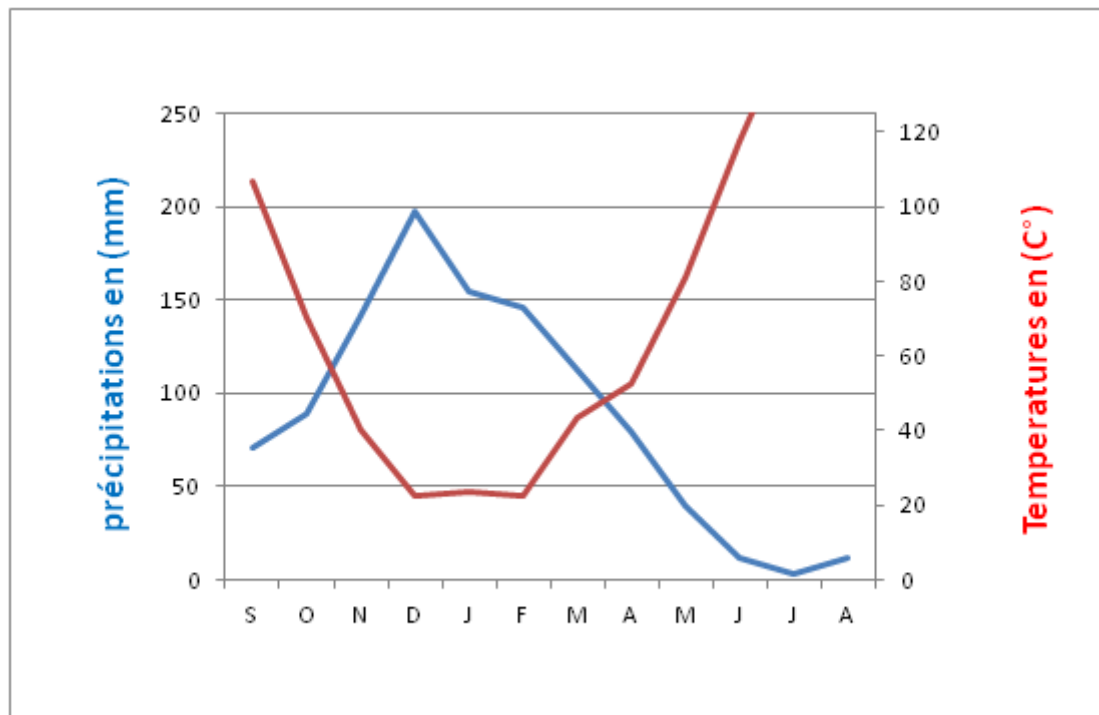
**III.3.1. Diagramme ombro-thermique**

Un diagramme ombro-thermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année, des températures et des précipitations selon des gradations standardisées : une gradation de l'échelle des précipitations correspond à deux gradations de l'échelle des températures ( $P = 2T$ ). Il a été développé par (Gausson ; Bagnouis,1953) 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 pluviométrique.

On remarque la succession de deux saisons (Fig III.5), la première dite la saison humide se caractérisant par une forte pluviométrie et une faible température, elle s'étend du début octobre à la mi-mai. La saison chaude occupe le reste des mois, c'est-à-dire de la mi-mai à la fin du mois de septembre.

**Tableau.III.7.**Paramètres du diagramme Ombro-thermique (Station d'EL AGREM, Période 2001/2015)

Station d'EL AGREM [2001-2015]												
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	70,68	88,64	141,25	197,51	154,61	145,87	112,24	79,38	39,43	12,82	3,3	11,92
T(°C)	23	19	15	11	11	11	14	15	18	22	25	25



**Figure.III.5.**Diagramme Ombro-thermique de la station d'EL AGREM (Période 2001/2015).

### III.3.2. Bilan hydrique selon la méthode de Thornthwaite

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

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

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).

#### Evapotranspiration réelle (ETR)

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. Elle est calculée à partir de l'évapotranspiration potentielle (ETP).

#### Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP)

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 :

$$ETP = 16 \left( \frac{10T}{I} \right)^a$$

$$ETP \text{ corrigé} = 16 \left( \frac{10T}{I} \right) \left( \frac{10T}{I} \right)^a \cdot k$$

Où : T : température moyenne mensuelle exprimé en °C.

K : facteur de correction mensuelle.

I : indice thermique annuel égal à :

$$I = \sum_{i=1} i \quad \text{avec: } i = (T/5)^{1,514}$$

i : indice thermique mensuel.

i=1

a : exposant climatique défini ainsi:  $a = 0,016(I) + 0,5$

$$ETP_C = ETP \cdot K$$

Avec :  $ETP_C$  : évaporation potentielle mensuelle corrigée.

D'après les données du Tableau suivant on trouve que :  $a = 1,81$

**Tableau.III.8.** Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle  
Station d'EL AGREM (période 2001/2015).

Station d'EL AGREM, (2001/2015)													
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Taux- annuel
T°C	23	19	15	11	11	11	14	15	18	22	25	25	209
I	10,07	7,54	5,27	3,29	3,29	3,29	4,75	5,27	6,95	9,42	11,43	11,43	82
ETP non Corrigé (mm)	103,47	73,22	47,73	27,22	27,22	27,22	42,13	47,73	66,39	95,47	120,33	120,33	798,46
K	1,03	0,96	0,84	0,83	0,86	0,83	1,03	1,1	1,22	1,23	1,25	1,17	
ETP Corrigé (mm)	106,57	70,29	40,09	22,59	23,40	22,59	43,39	52,50	80,99	117,42	150,41	140,78	871,02

### . Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

L'Evapotranspiration réelle désigne la quantité d'eau réellement perdue sous forme de vapeur d'eau par le couvert végétal L'ETR traduit l'ensemble des interactions: sol, plante, climat (Tableau.III.9).

### . Calcul de l'ETR

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

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

L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle.

-Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle on a deux cas :

- a) Si  $P + RU > ETP \Rightarrow ETR = ETP$   
 b) Si  $P + RU < ETP \Rightarrow ETR = P + RU$

#### Calcul du déficit agricole (DA)

Le déficit d'eau (water deficiency) est égal à la différence entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

$$DA = ETP - ETR$$

Il représente la quantité d'eau supplémentaire qui aurait pu être utilisée par les plantes (et les sols) si les disponibilités en eau avaient pu être artificiellement complétées par un système d'irrigation.

Le (Tableau III.9) représente un récapitulatif des résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP, l'évapotranspiration réelle ETR et des RFU. L'excédent d'eau (EX) représente la quantité d'eau écoulee si la RFU est pleine.

**Tableau.III.9.** Résultats de calcul de l'évapotranspiration réelle  
(Station d'EL AGREM, (période 2001/2015))

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P	70,68	88,64	141,25	197,51	154,61	145,87	112,24	79,38	39,43	12,82	3,3	11,92	1057,65
ETP	106,57	70,29	40,09	22,59	23,4	22,59	43,39	52,5	80,99	117,42	150,41	140,78	871,02
P-ETP	-35,89	18,35	101,16	174,92	131,21	123,28	68,85	26,88	-41,56	-104,6	-146,11	-128,86	/
RFU	-	18,35	100	100	100	100	100	100	58,44	-	-	-	/
ETR	70,68	70,29	40,09	22,59	23,4	22,59	43,39	52,5	80,99	71,26	3,3	11,92	513
EX	-	-	19,51	174,92	131,21	123,28	68,85	26,88	-	-	-	-	544,65

RFU : Réserve Facilement Utilisable.

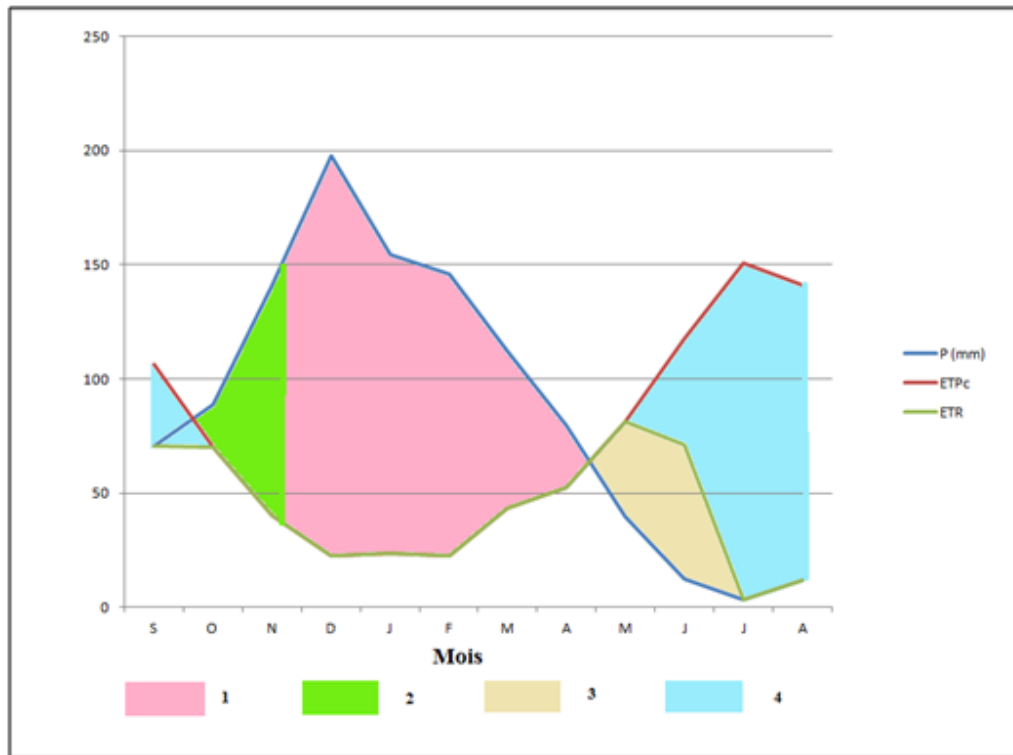
L'examen des données illustrées dans le (Tableau.III.9) et le graphique du bilan hydrologique représenté sur la (Fig III.6) permet de déduire les remarques suivantes:

-La période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois de mai, dans cette période les précipitations liquides sont très abondantes et supérieures à l'évapotranspiration. Les pluies tombés vont en premier lieu pour recharger les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau donc va s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.

La période hivernale représente une période favorable au phénomène d'instabilité des versants du fait de l'augmentation des pressions interstitielles et de diminutions des caractéristiques mécaniques des sols.



-La période estivale s'étale du mois de mai au mois de septembre. C'est une période déficitaire en eau ou les précipitations sont pratiquement nulles, l'évapotranspiration est élevée, les infiltrations sont presque nulles, les réserves sont épuisées, et les ruissellements sont asséchés, avec ces conditions les pressions interstitielles sont nulles et les versants sont plus ou moins stables.



#### Légende :

1- Excédent d'eau. 2- Recharge en eau. 3-Épuisement du stock. 4- Déficit en eau.

**Figure. III.6.** Bilan hydrique par la méthode de Thornthwaite  
De la période (2001-2015), [Station d'el Agrem]

#### Ruissellement (R):

Habituellement, la formule de Tixeront Berkalooff est la plus utilisée en Algérie, pour estimer empiriquement le ruissellement, mais dans notre cas cette formule n'est pas applicable, vu que les précipitations sont supérieures à 600 mm/an. Pour cela, nous tentons d'estimer le ruissellement par la formule de D.G.R.E. (Direction Générale Des ressources en eau Tunisienne) élaborée par (Ghorbel, 1991) et appliquée pour l'extrême Nord Tunisien. Cette dernière formule a été aussi appliquée pour la région de Séraïdi Wilaya d'Annaba.

Pour résoudre ce problème, (Ghorbel, 1991) a tenté une corrélation entre le pourcentage cumulé des formations du Quaternaire et des alluvions et l'écart entre lame d'eau ruisselée observée et celle calculée par la formule caractérisant le deuxième groupe ( $Re = 0,26 P$ ). Cette corrélation peut améliorer l'estimation du ruissellement en faisant une correction des valeurs calculées. Les corrections des lames d'eaux écoulées à partir de cette corrélation sont présentées dans le Tableau suivant :

**Tableau.III.10.** Valeurs des corrections (C) des lame écoulées (Re)  $Re = 0.26P + C$ 

Quaternaire et alluvions %	0	1-2	3-5	5-7	7-22	22-26	26-30	>30
C	+150	+120	+80	+40	+6	-20	-30	-80

Dans notre région d'étude, nous avons estimé que les alluvions et les formations quaternaires présentent environ 1 à 2%. Cela implique que la formule qui sera utilisée dans notre cas pour estimer le ruissellement est la suivante :

$$R = 0,26 P + 120 \quad \Rightarrow \quad R = 0,26 * 1057,65 + 120$$

$$R = 394,98 \text{ mm/an} \quad \Rightarrow 37,34\% \text{ des précipitations}$$

### Infiltration (I)

La lame infiltrée représente la quantité d'eau absorbée par le sol et le sous-sol, pour constituer l'eau de rétention, des eaux souterraines, des écoulements souterrains et reconstitution des réserves souterraines. A partir de la formule du bilan hydrologique :

$$P = ETR + R + I$$

$$I = P - (ETR + R) \Rightarrow I = 1057.65 - (513 + 357.02)$$

$$I = 187,63 \text{ mm}$$

Donc elle représente 17,74 % des précipitations.

### **III.4. Conclusion sur le bilan hydrologique**

D'après ce qui précède on peut déduire les conclusions suivantes :

- Les précipitations atteignent leurs maximums au mois de décembre (197,51 mm) et leurs minimums au mois de juillet (3.3 mm),
- l'évapotranspiration potentielle (ETPC) atteint son minimum au mois de février (22,59mm) et son maximum (150,41 mm) au cours de la période sèche, plus précisément au mois de juillet (plus le climat est sec plus l'ETPC est importante).
- L'excédent d'eau apparaisse du mois de novembre jusqu'au mois d'avril. L'accroissement du volume d'eau durant cette période (saturation du sol) dont le rapport de ruissèlement au niveau de la station d'el Agremest de l'ordre de 37,34% des précipitations, ainsi que l'infiltration et de l'ordre de 17,74% des précipitations.
- Le déficit agricole s'étale sur la durée sèche de l'année, de la fin du mois de mai jusqu'à mi-octobre.

*Chapitre IV*  
*Étude géotechnique*

### VI.1. Introduction

Le chemin de wilaya 137A relie la localité de Texenna à Selma et Erraguen à l'ouest de la wilaya de Jijel et Ziama au nord-ouest de Jijel. Ce chemin prend origine à l'intersection avec la route nationale RN 77 (PK0+000).

Les tracés des routes CW137A et RN77 évoluent en zone montagneuse avec de fortes déclivités en profil en long (3.4 % pour le CW137A et 4.0 % pour la RN77), caractérisée par un relief topographique très accidenté et des pentes de talus des profils en travers importantes.

La configuration topographique des deux tracés présente une géomorphologie favorable aux instabilités et glissements.



Figure.VI.1. Photo satellitaire de tracé du CW137A.

L'instabilité du PK00+100 est située au point d'intersection entre le CW137A et la RN77 ; le dénivelé entre les deux tracés à crée un talus d'une pente importante (Fig.VI. 2).

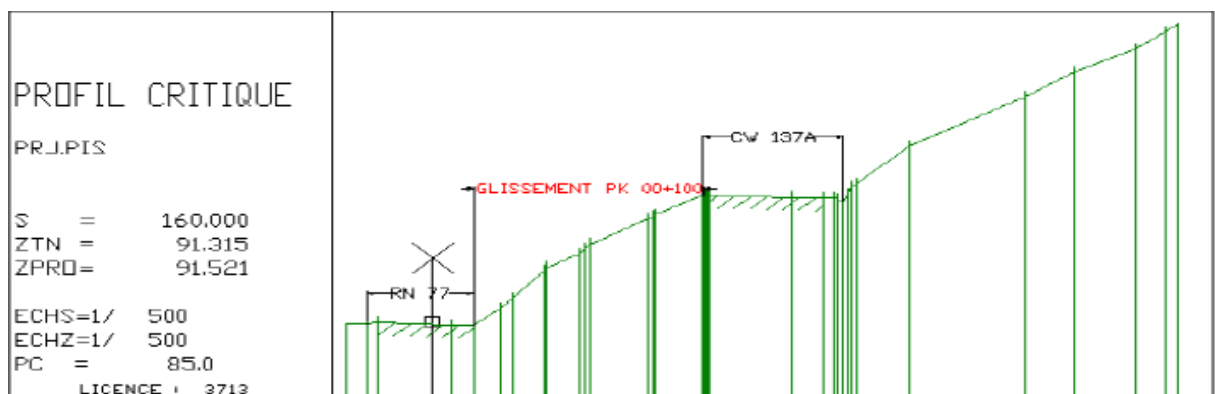


Figure.VI.2. Profil critique du glissement PK0+100.

La présente étude comporte la présentation de la campagne de reconnaissances géotechniques, la description du glissement, les causes probables du glissement, puis nous aborderons l'étude de stabilité et la proposition de solutions préconisées.

## VI.2. Méthodologie d'étude de glissement du terrain

L'étude approfondie d'un glissement de terrain nécessite la combinaison d'une approche descriptive qualitative par plusieurs observations de terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons et d'une approche descriptive quantitative par des mesures réalisés in situ ou en laboratoire.

### VI.2.1. Repérage de la zone instable

La zone instable étudiée se situe à la sortie sud de la localité de Texenna (wilaya de Jijel) et est localisé à l'intersection du CW137 A (PK0+100) qui assure la liaison entre Texenna et Irraguen et la RN 77 reliant Jijel à El Eulma (wilaya de Sétif), comme le montre-la (Fig.VI. 3).

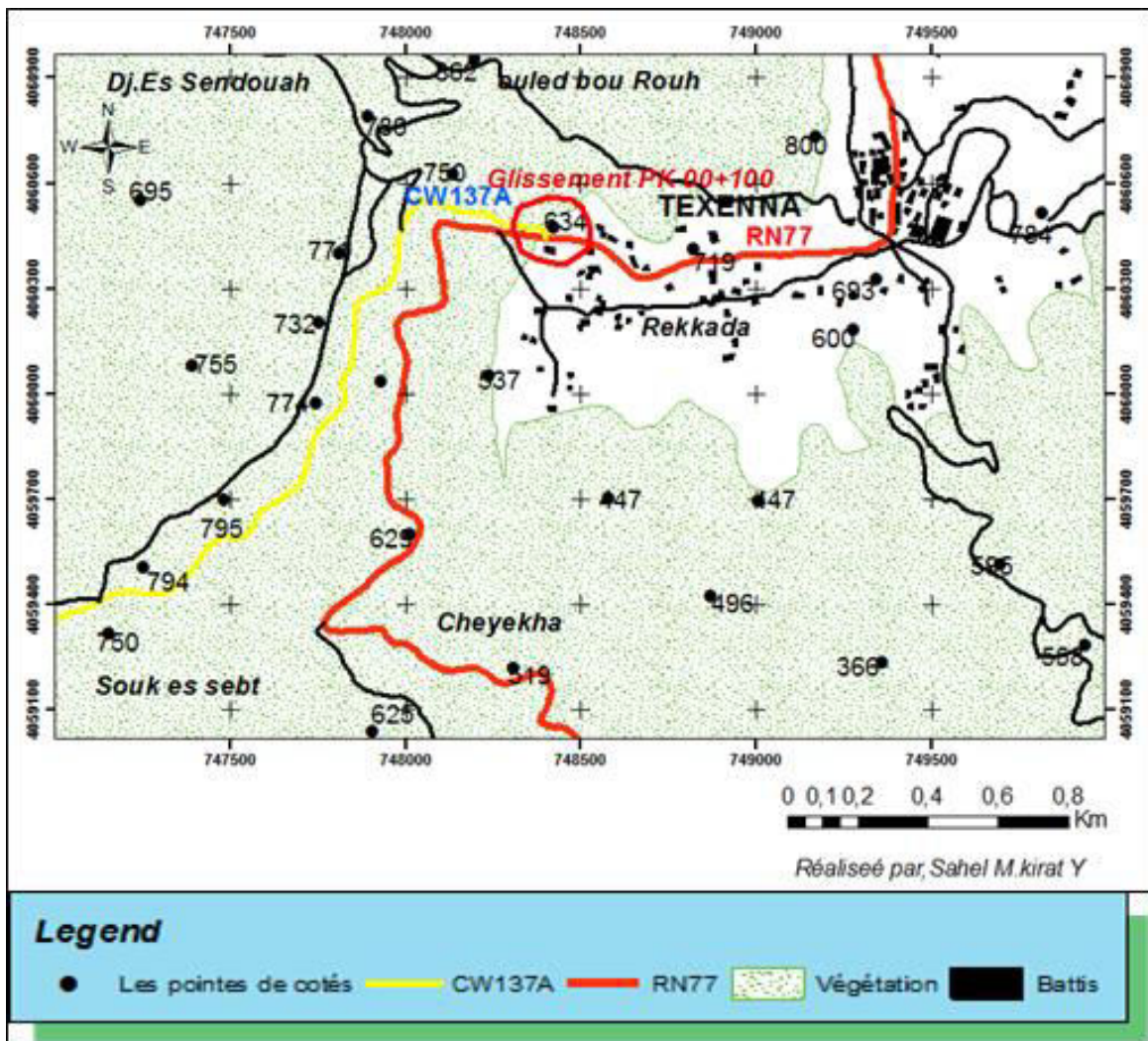


Figure.VI.3. Situation géographique de la zone instable étudiée (PK00+100).

### VI.2.2. Campagne de reconnaissances géotechniques

Le programme de la campagne d'investigation géotechnique pour le glissement du PK(00+100) consistait en la réalisation des essais in situ et au laboratoire réalisés par le laboratoire de la SETS(1) Sétif.

#### VI.2.2.1-Essais géotechniques in situ

Dans le cadre de leur mission, la SETS Sétif ont réalisé :

- Quatre (04) sondages carottés de 15 à 25 m de profondeur, avec la récupération de onze (11) échantillons intacts.
- Installation de deux piézomètres de 15 et 18 m à l'aide d'un Tube PVC crépiné.
- Sept (07) sondages au pénétromètre dynamique lourd type B(PDB).

Les 04 sondages géotechniques ont été réalisés depuis le terrain naturel (TN) au moment leur investigation. Les têtes des sondages sont cotées à partir du plan topographique.

**Tableau.VI.1.** Organisation des reconnaissances géotechniques in situ (SETS Sétif 2017).

SC N°	Profondeur (m)	Emplacement	Coordonnées	
			X	Y
C01 +Piezo 01	18	Piste	748252,61	4060808,10
SC02 +Piezo 02	15	CW 137 A	748249,61	4060784,12
SC 03	15	RN 77	748243,98	4060762,69
SC 04	25	CW 137 A	748150,64	4060824,78



**Figure.VI.4.** Schéma d'implantations des essais géotechniques in situ.

(1): Société d'Etudes Techniques de Sétif

### VI.2.2.2-Essais géotechniques en laboratoire

Les échantillons prélevés sur carottes ont été soumis aux essais d'identification en laboratoire :

- Analyse granulométrique et sédimentométriques (NF P94 056 & NF P94 057),
- Masse volumique humide et sèche (NF P94 053),
- Mesures des teneurs en eau pondérales (NF P94 050),
- Valeur de bleu de méthylène d'un sol (NF P94 068),
- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casa grande CD (NF P94 071-1),
- Analyse chimique sommaire.

## VI.3. Résultats des reconnaissances géotechniques

### VI.3.1.Essais in situ

#### VI.3.1.1. Sondages carottés

La lithologie du site étudié est mise en évidence par les sondages carottés, comme le montre le (Tableau VI.2) ci-dessus :

**Tableau.VI.2.Lithologie du site de glissement au PK 00+100**

SC N°01		SC N°02		SC N°03		SC N°04	
Prof. (m)	Description lithologique	Prof. (m)	Description lithologique	Prof. (m)	Description lithologique	Prof. (m)	Description lithologique
0,0-0,3	Terre végétale	0,0-1,0	Corps de chaussé	0,0-0,3	Corps de chaussé	0,0-0,7	Corps de chaussé
1,0-3,0	Alternances décimétriques des schistes altérés et des grés quartzites	1,0-3,0	Grés quartzite très fragmentés et fracturés	0,3-0,8	Remblais constitués des galets, sables et des argiles	0,7-4,0	Schistes altérés et friables
3,0-3,4	Argiles graveleuses à débris des schistes	3,0-6,0	Alternances décimétriques des schistes altérés et des grés quartzites	0,8-3,0	Alternances décimétriques des schistes altérés et des grés quartzites	4,0-9,0	Sables graveleux légèrement argileux
3,4-5,0	Sables graveleux légèrement argileux	6,0-15,0	Schistes plus ou moins compactés, parfois friables	3,0-15,0	Schistes friables parfois argileux	9,0-14,8	Schistes altérés et friables
5,0-11,7	Argile graveleuse avec intercalation des grés quartzites	-	-	-	-	14,8-25,0	Calcschistes plus ou moins compactes devient friables et fragmentables en profondeur
11,7-18,0	Schistes friables et altérés	-	-	-	-	-	-

**VI.3.1.2. Installations Piézométriques**

En cette phase, les levés piézométriques effectués dans la zone du projet (octobre/novembre 2017), ont révélés des profondeurs de la nappe de 13,2 à 13,15 m, comme rapporté dans le (Tableau.VI.3).

**Tableau.VI.3.** Les levés piézométriques par rapport au terrain naturel.

Sondage	PK	Période	Niveau de la nappe (ml)
SC 01	Pk 00+100	18/10/2017	13.10/TN
		22/10/2017	13.10/TN
		20/11/2017	13.00/TN
SC 02	PK 00+100	18/10/2017	13.20/TN
		22/10/2017	13.20/TN
		20/11/2017	13.15/TN

**VI.3.1.3. Essais au Pénétromètre Dynamique**

Des essais de pénétration dynamique été effectués au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd type APAFOR 100. Ce type d'essai mise en œuvre un matériel simple et robuste. Il Consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métallique à l'aide d'un mouton tombant en chute libre.

Cet essai permet d'une part de déterminer la résistance du sol par battage ainsi de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Rp : La résistance dynamique en pointe calculée à partir de la formule dite des Hollandais :

$$Rp = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e (M + P)}$$

Avec :

M : masse du mouton (m) :64kg.

H : hauteur de la chute du mouton : 0.75 m.

A : section de la pointe : 20 cm<sup>2</sup>.

P : masse passive associée aux poids des tiges.

E : enfoncement par coup de mouton : 20 cm.



La campagne au Pénétrömètre dynamique lourd PDB a donné les résultats synthétisés au (Tableau.VI.4).

**Tableau.VI. 4.Résultats des essais au pénétrömètre dynamique (Pk 00+100).**

PDB N°	Profondeur du refus (m)	Rd (bars)
01		
02	5.40	400.00
03	5.80	550.00
04	2.60	665.00
05	7.40	490.00
06	10.00	140.00
07	2.40	670.00

### VI.3.2. Essais en laboratoire

L'ensemble des résultats des essais de laboratoire réalisés à l'aide des échantillons intacts prélevés des sondages carottés réalisés sur site, sont présentés sous forme de tableaux regroupés par sondage, ci-dessous :

#### VI.3.2.1. Essais Physiques

**Tableau.VI.5.Résultats des essais d'identification physique**

SC N°	Profondeur (m)	Identification					Gravies	Sables	Argiles
		$\gamma_d$	$\gamma_h$	Wn	Sr	VBs	2-2,20mm (%)	0,8-2mm (%)	80 $\mu$ m (%)
SC 01	03,00-03,20	1,75	2,11	20,96	108	1,33	16,9	18,47	64,63
	08,00-08,50	1,74	2,09	20,15	102	1,16	23,7	25,15	51,15
	12,70-13,00	1,84	2,24	21,91	131	0,62	55,42	21,15	23,43
SC 02	03,50-3,70	1,67	2,06	23,49	106	1	25,03	24,8	50,17
	06,00-06,40	Roche tendre							
SC 03	0,80-01,00	1,88	2,20	17,07	110,4	1,16	44,06	22,09	33,85
	08,40-08,80	Roche tendre							
	11,80-12,10	Roche tendre							
SC 04	01,20-01,50	2,19	2,38	8,62	108,7	0,83	38,51	35,03	26,46
	05,90-06,20	2,27	2,44	7,67	121,3	0,33	38,08	36,26	26,66
	12,30-12,50	Roche tendre							

#### Commentaire sur les résultats des essais d'identification géotechnique :

##### ▪ Teneur en eau naturel Wn :

Les valeurs obtenues des teneurs en eau caractérisent un sol légèrement humide ( $0 < W_n < 25$ )

##### ▪ Densité $\gamma$ :

Le sol est moyennement dense à dense et saturé.

##### ▪ Analyses granulométriques :

La granulométrie des sols en question est caractérisée par une fraction des fines moyenne à importante, dont les passants à 0,08 mm représentent entre de 23 à 64 %, il s'agit d'un sol fin à grenu.

▪ **Argilosité :**

Selon les valeurs de Bleu de méthylène ( $0,2 \leq VB_s \leq 1,5$ ), le sol testé est classé comme étant sablo-limoneux.

0,2 : Seuil de sensibilité

$0,2 \leq VB_s < 1,5$  : Sols sablo-limoneux

$1,5 \leq VB_s < 2,5$  : Sols limoneux peu plastiques

$2,5 \leq VB_s < 6$  : Sols limoneux moyennement plastiques

$0 \leq VB_s < 8$  : Sols argileux

$VBS \geq 8$  : Sols très argileux

### VI.3.2.2. Analyses chimique sommaires

Les résultats des analyses chimiques des sols sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.6.**Résultats des analyses chimiques sommaires

SC N°	Profondeur (m)	Teneur exprimé en (%) par au matériau sec			
		Carbonates	Matières organiques	Sulfates	Insolubles
SC 01	8,00-8,50	2,73%	1,52%	0,397%	95,35%
SC 02	3,50-3,70	2,39%	2,29%	0,415%	94,90%
SC 03	0,80-01,00	3,08%	2,12%	0,452%	94,34%

Du Tableau ci -dessus nous tirons les remarques suivantes :

- Les teneurs en carbonates signifient que le sol est constitué des sols non carbonatés ( $CaCo_3 < 10$ ).
- Le pourcentage de a matière organiques  $< 3\%$ , signifie que le sol est très faiblement organique.
- Le sol est faiblement agressif aux armatures et béton ( $0.24 < \% SO^{-4} < 0.6$ ).

### VI.3.2.3 Caractéristiques mécaniques

Le (Tableau.VI.7) présente les caractéristiques mécaniques des sols étudiés.

**Tableau.VI.7.**Résultats des essais mécaniques

SC N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne			
		CD			
		Caractéristique de Pic		Caractéristique résiduelle	
		$\phi_{P^\circ}$	Cp (bar)	$\phi_{r^\circ}$	Cr (bar)
SC 01	03 ,00-03,20	18	0,63	16,17	0,60
	08,00-08,30	27,47	0,31	25,41	0,27
SC 02	03,50-03,70	33,12	0,24	34,12	0,14

Les résultats des couples de cisaillement caractérisent un sol moyen à fort frottement et de faible cohésion à très cohérent (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires).

**VI.3.3. Discussion des résultats des sondages carottés**

Les quatre (4) sondages carottés réalisés ont mis en évidence la présence des trois formations suivantes (Fig.VI.5):

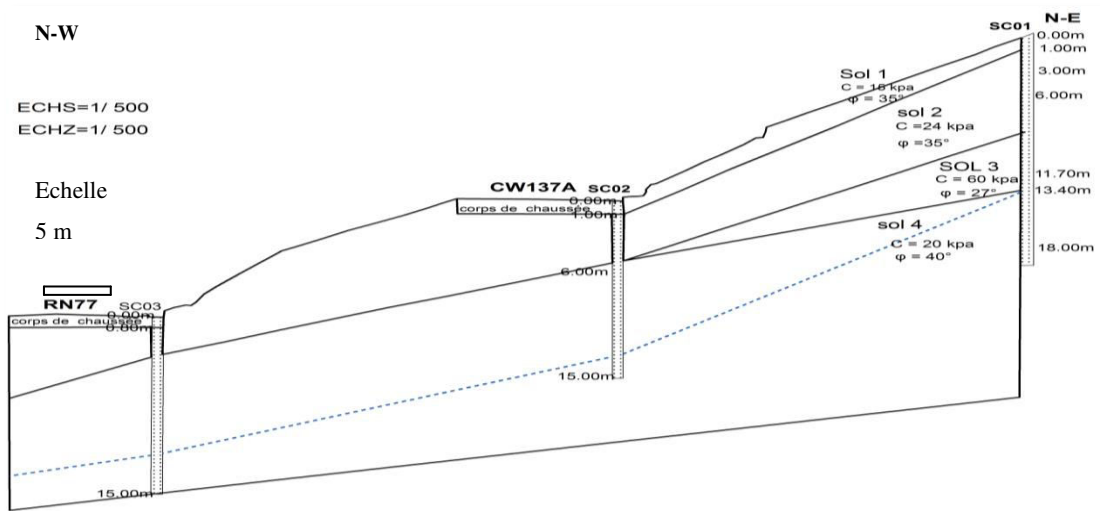
- Des alternances décimétriques des schistes et des grés quartzites.
- Des argiles et des sables graveleux (matériau d’altération).
- Des schistes et des calcschistes plus ou moins friables et fragmentés.



**Figure.VI.5.** Photos illustrant la lithologie rencontrée dans notre site d’étude.

L’ensemble est recouvert par une couche de terre végétale ou de chaussé de la route d’épaisseur variant d’un endroit à l’autre de 0,3m à 1,00m.

La corrélation entre les logs des sondages carottés et les résultats des essais d’identification géotechniques nous a permis de réaliser la coupe géotechnique de la (Fig.VI.6).



Legende :

- Sol 1 : Terre végétale
- Sol 2 : Argile graveleuse avec intercalation de grés/quartzite
- Sol 3 : Alternance schiste altéré/grés quartzite
- Sol 4: Schiste plus ou moins compacte à friable

**Figure.VI.6.** Coupe géotechnique au niveau du PK 00+100.

Les résultats des essais de laboratoire effectués sur les échantillons paraffinés prélevés au droit de chaque sondage carotté indiquent un sol fin à grenues, saturé, moyennement dense à dense dans l'ensemble, peu plastique, moyenne à fort frottement et faiblement cohésif à cohérent (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires).

Les essais de pénétration dynamique exécutés ont permis de mettre en évidence la présence de formations mécaniquement hétérogènes dans la zone étudiée. Ces résultats montrent que les sols du site sont de moyenne à bonne résistance à la pénétration dynamique.

Les caractéristiques géométriques du profil critique retenu pour la vérification de la stabilité sont données dans le (Tableau.VI.8).

**Tableau.VI.8.**Caractéristiques géométriques du profil en travers critique.

Hauteur (m)	Pente talus (V/H)	Risberme (O/N)	Hauteur(m)/Largeur(m)
10,20	≈ 1/1,5	NON	10,20/50,00

La lithologie du sol en place mise en évidence par les sondages carottés est appliqués au profil critique du PK 00+100 du CW 137A (situation défavorable) est indiquée dans la (Fig.VI.7).

**Tableau.VI.9.** Colonnes lithologiques des sondages sur amont et aval

<i>En amont du CW 137A</i>	
<b>Profondeur (m)</b>	<b>Lithologie</b>
0,00 – 1,00	Terre végétale
1,00 -8,20	Argile graveleuse à débris de schistes/sables graveleux légèrement argileux
8,20 – 13,40	Alternance schiste altéré grés quartzite
13,40 – 18,00	Schistes friables et altérés
<i>En aval du CW 137 A</i>	
0,00 – 1,00	corps de chaussée
1,00 – 5,20	Argile graveleuse à débris de schistes
5,20 – 15,00	Schistes plus ou moins compactés, parfois friables.

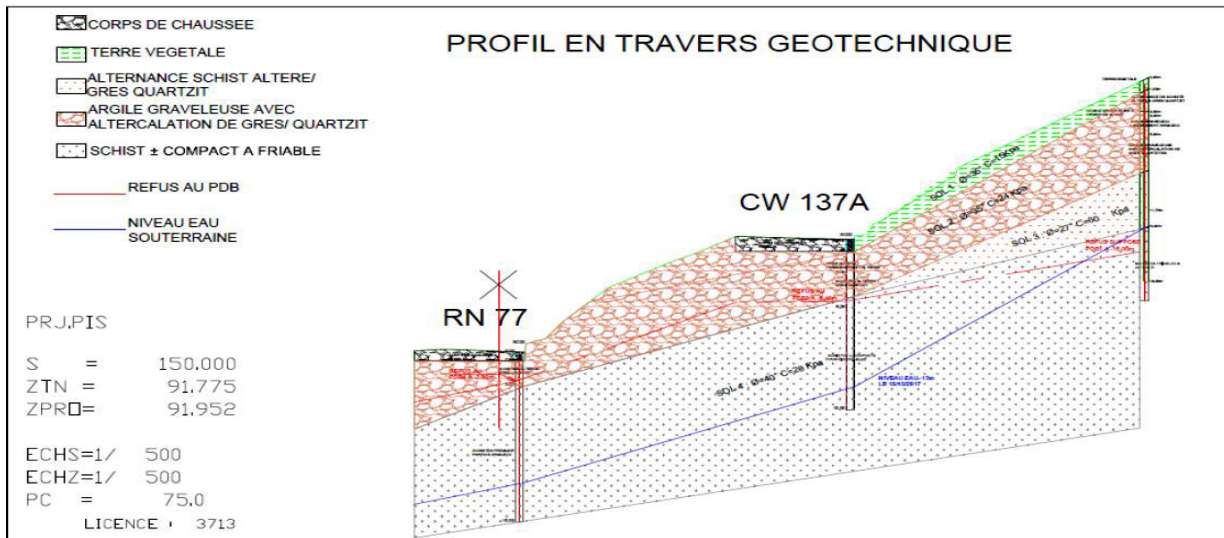


Figure.VI.7. Profil en travers géotechnique au droit du glissement (Pk 00+100).

Les caractéristiques mécaniques des sols en place appliquée au profil géométrique critique retenus pour l’analyse de la stabilité sont données au (Tableau.VI.9).

Tableau.VI.10.Caractéristiques mécaniques des sols en question

Sol	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (Kpa)	$\phi$ (°)
01	18,00	15,00	35
02	19,00	24,00	35
03	19,00	60,00	27
04	22,00	20,00	40

## VI.4. Diagnostic et causes probable du glissement

### VI.4.1. Description de l’instabilité

#### VI4.1.1. Présentation du site et état des lieux

Les premiers éléments qui ressortent des visites du site et des photographies montrent que :

1. La partie inférieure du mur de soutènement (M.S) d’une hauteur d’environ 4 m avec un petit talus (Fig.VI.8b), semble relativement stable. Cette partie du mur demeure vulnérable au renversement.
2. La partie centrale du mur de hauteur comparable avec un talus en tête du mur plus ou moins important (Fig.VI.8c), est déjà instable suite au renversement du mur.
3. La partie supérieure du mur de hauteur presque identique avec un talus encore plus important (Fig.VI.8a) semble relativement stable. Cependant, nous avons noté des déformations dans les gabions au-dessus du mur en béton armée, ce qui indique des déplacements.

4. Sur le talus amont du CW 137 A, en amont du mur renversé, nous avons relevé une végétation abondante (Fig.VI.9) ce qui indique une éventuelle présence d'eau souterraine.

Cette hypothèse est confirmée par la présence d'un puits abandonné ainsi qu'une fausse septique et d'un rejet des eaux usées en amont du talus du CW 137 A, selon l'enquête effectuée auprès des riverains. Ce qui confirme une circulation d'eau de l'amont vers l'aval (C.à.d. du CW 137 A vers RN 77).

Nous avons également noté la présence d'habitations desservies par une piste en amont du talus du CW 137 A, ce qui représente une surcharge supplémentaire sur le talus.

Par ailleurs, l'investigation géotechnique (SC01et SC02) à mis en évidence une présence d'eau à 13m de profondeur en fin de saison sèche, se qui veut dire que se niveau d'eau pourrait s'élever en saison pluvieuse.

5. Derrière le mur de soutènement instable, nous avons relevé une érosion interne du sol, conséquence direct de l'infiltration des eaux de surface derrière le mur.
6. Selon les informations recueillies auprès de la subdivision des Travaux Publics de Texenna (faute de disponibilité d'archives documentaires), le mur de soutènement aurait été réalisé sans semelle avec une forme trapézoïdale a l'instar des murs poids.

Le confortement du talus inférieur par gabionnage à été réalisé postérieurement ainsi que la réalisation d'un collecteur d'évacuation longeant le mur.



**Fig. VI.8.** Etat des lieux du site étudié.

A notre avis le gabionnage na pas lieu d'être car il surcharge d'avantage le mur de soutènement, alors qu'un simple système de drainage derrière le mur aurait suffit.



**Figure.VI.9.** Désordres affectant le glissement de terrain étudié.

#### VI.4.2. Causes probables de l'instabilité

A partir des observations effectuées et des renseignements recueillis sur site, nous pourrions avancer les hypothèses suivantes :

- Une présence d'eau de surface circulant dans le sens de la pente.
- Une absence d'un système de drainage efficace derrière le mur de soutènement.
- Une surcharge surplombant le mur due aux poids des gabions.et des surcharges routière (CW 137A)
- Un mauvais dimensionnement du mur de soutènement.

#### VI.5. Analyse de stabilité

Il est clair que chacune des hypothèses simplificatrices énoncées dans les méthodes de calcul théorique peut être discutée. Avec un programme de calcul, on peut admettre des simplifications moins importantes et prendre en compte par exemple l'intercalation entre les différents paramètres, les surfaces de rupture non circulaires, voir même le calcul à trois dimensions.

L'usage des programmes informatiques facilite l'analyse de la stabilité des talus. Le principal avantage de l'outil informatique est la possibilité de tester à coût très faible, un très grand nombre de surfaces de rupture en temps minimum et de déterminer celle qui est la plus critique.

On peut également faire varier les conditions géométriques, géotechniques et hydrauliques le long d'une même surface et comparer l'influence des différents facteurs. Cela permet, par exemple d'évaluer en modifiant les conditions aux limites, quels sont les résultats à attendre des travaux de stabilisation (Benaissa, 2003).

### **VI.5.1. Hypothèse de calcul**

Il existe en principe deux possibilités pour calculer la stabilité d'un talus, la première, considère que la masse instable forme un bloc rigide et que le sol a un comportement rigide-plastique, et donc, qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture. C'est la méthode de calcul à la rupture. La seconde possibilité est l'application de la méthode des éléments finis en choisissant une loi de comportement complexe. Parmi les méthodes de calcul à la rupture, on a :

- Les méthodes globales qui ne conviennent que pour des profils de talus simple en sol homogène et isotrope.
- Les méthodes par tranches, qui sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, profile de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol et la ligne de glissement quelconque.

Le logiciel utilisé pour le calcul de la stabilité du talus étudié est basé sur la théorie de calcul à la rupture dans laquelle on suppose, que lors d'un glissement de terrain il ya séparation d'une masse mobile du massif stable est sain le long d'une surface de rupture. On calcul la contrainte de cisaillement du sol le long de cette surface de rupture a partir des valeurs connues ou supposées des forces agissant sur la masse mobile et on la compare a la résistance au cisaillement du sol estimée a partir des caractéristiques mécaniques du sol.

Les différentes méthodes de calcul de stabilité sont basées sur le même principe concernant le calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis la stabilité du talus qui est définie par un facteur de sécurité  $F_s$  définie comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

En général ;

Si  $F_s < 1$  : le talus est instable.

Si  $F_s = 1$  : le talus est stable mes avec des conditions (Talus douteux).

Si  $F_s > 1$  : le talus est stable son danger.



### VI.5.2. Calcul numérique par le logiciel GEO-SLOPE

Du fait de la maîtrise de ce logiciel, sa disponibilité, son fonctionnement simple basé sur la méthode des tranches, ces résultats très fiables et la possibilité d'une modélisation acceptable de la rupture on considère que GEO-SLOPE est l'un des logiciels les plus utilisés pour les études de stabilité des talus.

### VI.5.3. Description générale du logiciel GEO-SLOPE

Le software GEO-SLOPE exécute l'analyse de la stabilité des talus naturelles à l'équilibre limite, des talus artificielles non renforcés, ou des talus en sol renforcé. Ce programme emploie la méthode ordinaire (Fellenius), Bishop, Janbu et Morgenstern-prince dits méthodes des tranches. Il permet d'appliquer l'une ou l'autre méthode à des surfaces circulaires, composées, et non circulaires. Concernant son mode d'emploi il faut introduire les données suivantes pour pouvoir lancer le calcul de stabilité :

- Définition de l'espace de travail.
- Définition du problème (données géométriques).
- Définition des paramètres d'analyses.
- Définition des caractéristiques physico-mécaniques des couches.
- Définition des couches.
- Définition du maillage.
- Lancement des calculs.

### VI.5.4. Validation de l'approche de calcul considérée :

Le modèle géométrique retenu dans cette étude est assimilée à un talus de (04) quatre couches dont la première couche est celle de la terre végétale, la deuxième est celle d'une alternance de schistes et de grès quartzite, la troisième couche est celle des argiles et des sables graveleux et la quatrième est celle des schistes et des calcschistes. Sur le plan hydrogéologique on a une nappe dans les deux dernières couches. Cependant les eaux de pluie s'infiltrent à travers la terre végétale et entraînent des érosions et des altérations dans les couches inférieures. Alors la prise en charge des écoulements (de surface et soutènement) se fait par la suite dans notre proposition de confortement.

La (Fig .VI.10) représente la configuration géométrique adoptée:

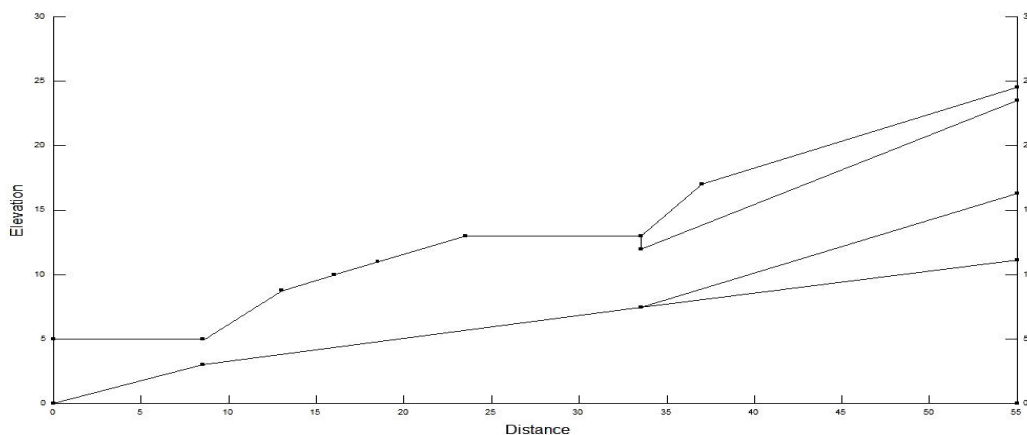


Figure.VI.10. Géométrie de profil utilisé dans l'étude de stabilité.

Les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques de différentes couches de sol utilisées dans l'étude de la stabilité du talus affecté par cette instabilité sont regroupées dans le (Tableau.VI.10).

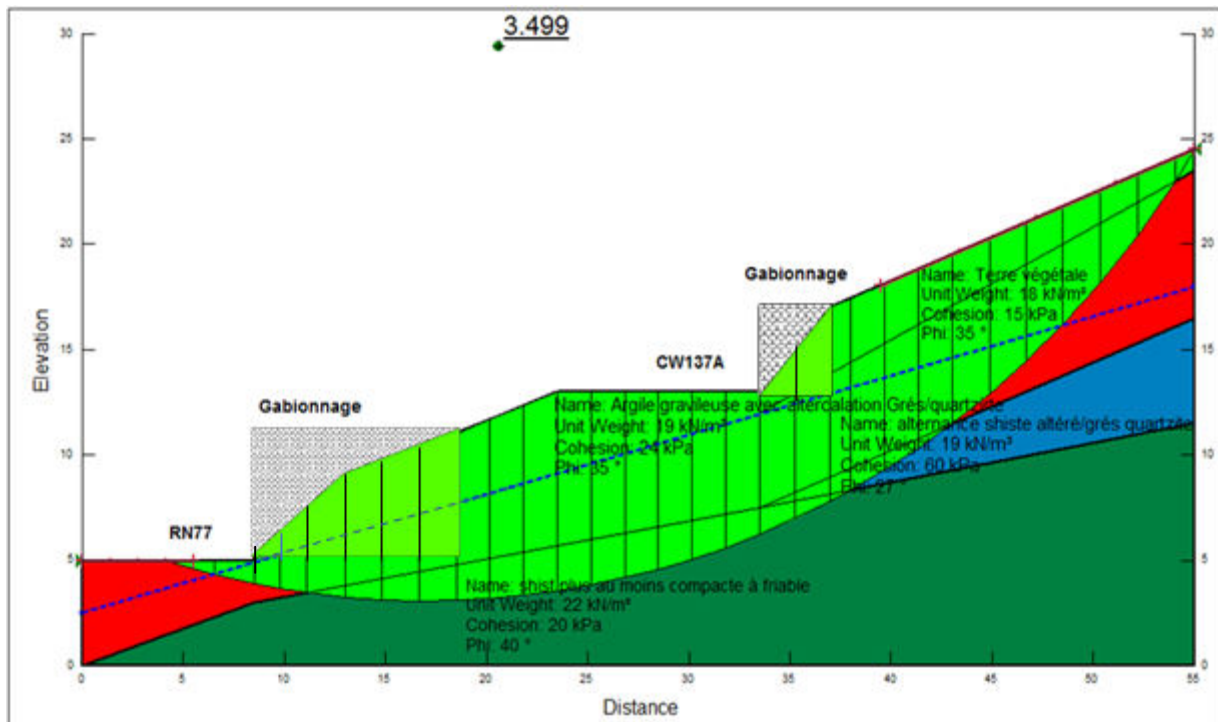
**Tableau.VI.11.** Caractéristiques physico-mécaniques du sol étudié

Couches/caractéristiques mécaniques	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (Kpa)	$\phi$ (°)
Terre végétale	18,00	15,00	35
Schistes et grés quartzite	19,00	24,00	35
Argiles et sables graveleux	19,00	60,00	27
Schistes et calcschistes	22,00	20,00	40

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée sur le talus dans son état actuel donnent un facteur de sécurité  $F_s > 1,5$ , donc le talus est stable. Le cercle critique du profil adopté pour cette étude est présenté dans la (Fig .VI.11).

**Tableau.VI.12.** Différentes valeurs de facteur de sécurité ( $F_s$ ) (état actuel).

$F_s$ /méthode de calcul	Profil
Ordinary	3,272
Bishop	3,499
Janbu	3,161



**Figure.VI.11.** Etude de stabilité dans son état actuel.

D'après les calculs de stabilité et les observations faites sur terrains, il est clair que le problème est loin d'être un glissement de terrain. D'un côté le facteur de sécurité (Fs) est  $> 1,5$ , alors que sur terrain, la partie inférieure du mur sur la RN77 est stable et nous n'avons remarqué aucun signe de fissures ou déformation, sachant que le remblai routier de la RN77 à ce niveau est bien stabilisé par un rideau de palplanche.

Cette situation confirme que ce problème est dû à l'instabilité du mur de soutènement par renversement, car les dimensions de ce dernier sont loin d'être conformes (hauteur par rapport à la longueur de la fondation).

La section trapézoïdale du profil du mur montre qu'il s'agit d'un mur poids dont sa base ne dépasse pas 60 cm, alors que sa hauteur est d'environ 4m.

Cette géométrie ne respecte pas les conditions de pré dimensionnement des murs poids qu'exige au minimum une base allant de  $\frac{1}{2} H$  à  $\frac{1}{3} H$ , ce qui n'est pas le cas pour le mur en question.

Nous sommes certains que le renversement de ce mur de soutènement est principalement dû à ces dimensions non conformes aux exigences géométriques conventionnelles, en plus des conditions défavorables réunies sur le site à savoir la présence d'eau (pression interstitielle) et saturation des sols en place derrière le mur, ce qui a augmenté le moment de renversement.

Dans ce qui suit nous proposons deux variantes pour le confortement de ce tronçon routier et la reconstruction du remblai, la première variante est un remblai en terre armée et la seconde sera un massif en sol renforcé par géotextile.

## ***VI.6. Techniques de confortement***

Vue la diversité des méthodes de confortement existantes pour la stabilisation des terrains, on a établi une comparaison de deux solutions de confortement qui donneront un meilleur coefficient de sécurité Fs, sans oublier de prendre en considération l'aspect économique des travaux à envisagés.

### ***VI.6.1. La terre armée (Variante 01).***

#### ***VI.6.1.1. Introduction***

La terre armée, ouvrages en remblais armés ou renforcés constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un parement et placés horizontalement. (Fig. VI. 12.).

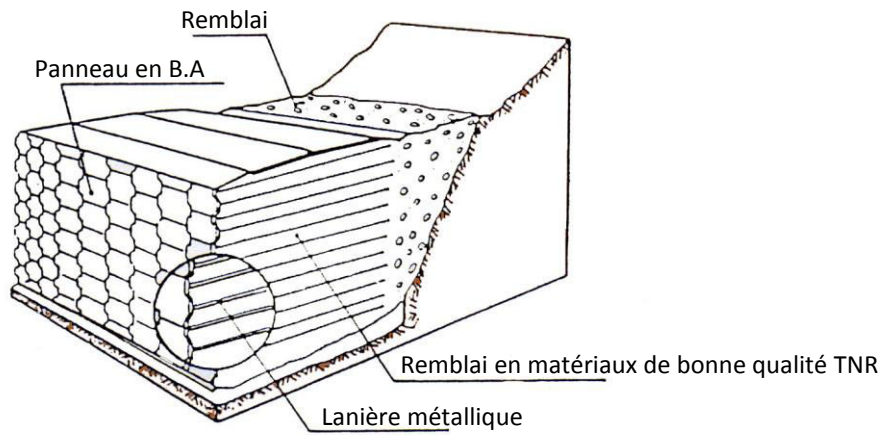


Figure.VI.12. Vue en perspective d'un mur en terre armée (Shlosser et Bastick, 1999).

VI.6.1.2. Principe et avantage de la terre armée

• **Principe** : Le concept de base du matériau de la terre armée est présenté dans la Fig III.

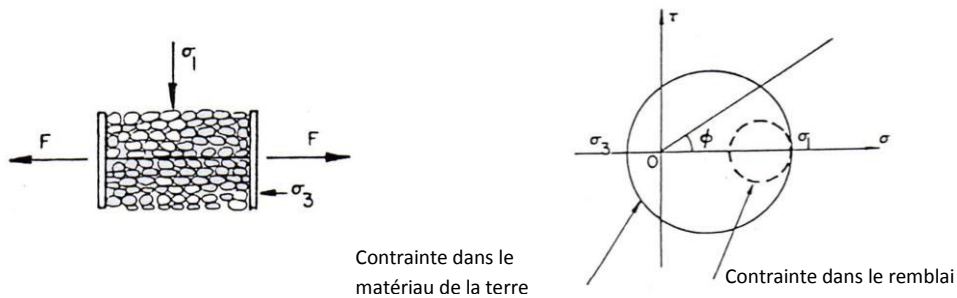


Figure.VI.13. Concept de base de la terre armée (Shlosser et Bastick, 1999).

Ce matériau résulte de l'association de deux composants ayant un module d'élasticité différent. Une contrainte appliquée à la masse cause une déformation dans le sol qui va transmettre l'effort de tension aux armatures de renforcement. Les déplacements sont mesurés dans la direction des armatures et par suite la masse renforcée se comporte comme un matériau anisotrope cohésif, d'où le concept de la terre armée qui est basée sur le frottement

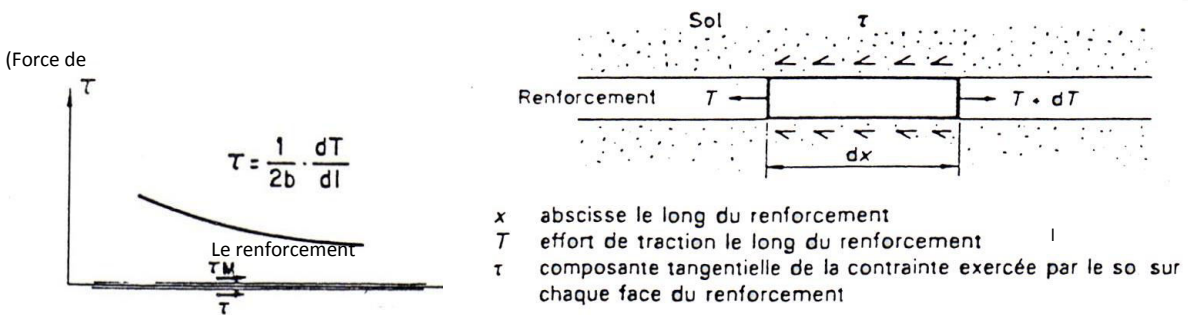


Fig.VI.14. La variation de la force de traction et la contrainte de cisaillement dans le renforcement (Shlosser et Bastick, 1999).

D'interaction sol-renforcement. Comme l'indique la (Fig.VI.14), le mécanisme d'interaction est le résultat des contraintes tangentielles exercées par le remblai à l'interface du renforcement.

L'effort de traction le long du renforcement varie d'une façon continue ; cette variation est proportionnelle à la contrainte tangentielle ci-dessus, selon la formule suivante :

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dl}$$

$\tau$  : la contrainte tangentielle à l'interface (sol, armature)

Avec :  $T$  : l'effort de traction dans l'armature.

$l$  : l'abscisse le long de l'armature.

$b$  : largeur de l'armature.

La mobilisation des contraintes tangentielles ( $\tau$ ) a besoin d'un déplacement relatif du renforcement par rapport au sol ; ce qui montre que la déformabilité des inclusions participe dans la distribution des efforts le long des renforcements. D'autre part, la contrainte tangentielle ( $\tau$ ) est limitée par rapport à la contrainte normale exercée dans le renforcement par la valeur du coefficient de frottement sol-renforcement.

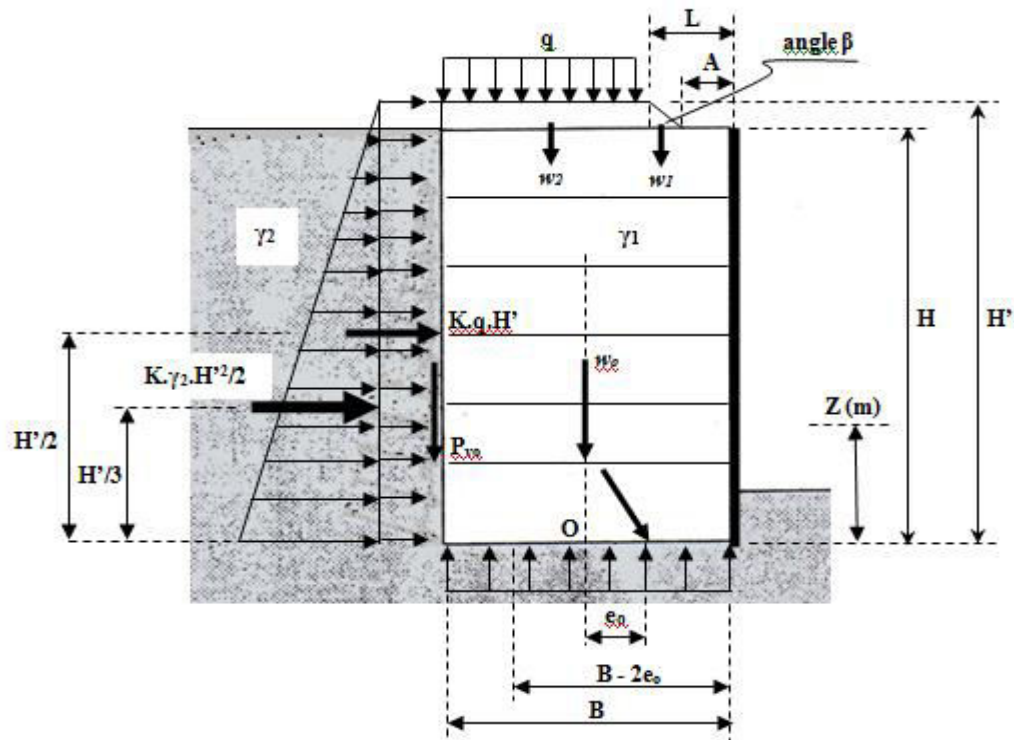
A l'écart de l'économie qui peut être réalisée par rapport aux renforcements conventionnels en béton armé, ou les murs de soutènement en maçonnerie, plusieurs avantages contribuent au développement surprenant de la terre armée :

- la facilité et la rapidité de construction obtenue par l'utilisation systématique des éléments préfabriqués standards et facilement manipulés.
- L'adaptation aux différentes conditions des talus et sols.
- la flexibilité de la structure en terre armée, ce qui permet d'avoir des constructions de surface unifiées sur des sols relativement mous : la seule limitation est sur le tassement différentiel concernant le parement, dont le but est d'empêcher les dégradations architecturales ; le tassement différentiel doit être limité à 1 ou 2%.
- l'esthétique de la structure et la finition architecturale du parement ; la technique d'adaptabilité des panneaux permet aux ingénieurs de mieux adapter la forme de la structure à l'environnement, et de sélectionner une finition appropriée de l'ouvrage (relief, texture, couleur, etc.).

### ***VI.6.1.3. Calcul d'un massif de soutènement en terre armée à parement en béton armée avec terre-plein taluté et surchargé***

On considère le massif en terre armée représenté par la (Fig.VI.15). Dont le parement est constitué d'écaillés en béton du type indiqué dans la (Fig.VI.16).

L'angle de frottement interne du remblai à l'arrière du mur est de  $35^0$ , son poids volumique  $\gamma_1$  est de  $20\text{kN/m}^3$ . La plate-forme horizontale du remblai support une surcharge uniforme de 10 kpa.



**Figure.VI.15.** Géométrie et surcharge de l'ouvrage en terre armée

Les armateurs sont lisses, en acier galvanisé, de section 60\*3 mm ou 80\*3 mm selon la disponibilité sur le marché et par sécurité vis-à-vis la corrosion. L'épaisseur prise en compte dans les calculs ne sera que de 2 mm. La contrainte admissible de traction  $\sigma'_a$  sera prise inférieure ou égale aux 2/3 de la limite élastique des armatures soit :  $1,6 \cdot 10^5$  kpa.

Pour dimensionner les armatures, on considérera la section brute, les résultats expérimentaux obtenus tant sur modèles que sur massifs réels, montrant en effet que la tension maximale dans les armatures s'exerce à une certaine distance du parement, ce qui compense la réduction de section due aux trous d'assemblage.

Le coefficient de frottement terres-armatures sera pris égal à  $f = 0,4$

En admettant, d'autre part, que le coefficient de poussée des terres constituant le massif a pour valeur  $k_{a\gamma} = 0,30$  et que leur poids volumique  $\gamma_2$  est de  $20 \text{ kN/m}^3$ . On va donc calculer ce qui suit :

- 1) Les efforts transmis par le massif au sol de fondation.
- 2) Les contraintes équilibrées par les armatures aux différents niveaux.
- 3) Le coefficient de sécurité F vis-à-vis de l'adhérence des armatures dans le remblai.
- 4) Les épaisseurs des écailles constituant le parement, en admettant comme contrainte des tractions maximums du béton  $\sigma_b = 500 \text{ kpa}$ .

On admettra que la poussée des terres à l'arrière du mur a une inclinaison  $\delta = 0$ , et l'on utilisera la formule de Meyerhof pour calculer la contrainte verticale sur le sol de fondation. On vérifiera quel le coefficient de sécurité vis-à-vis de l'adhérence est au minimum de 2.

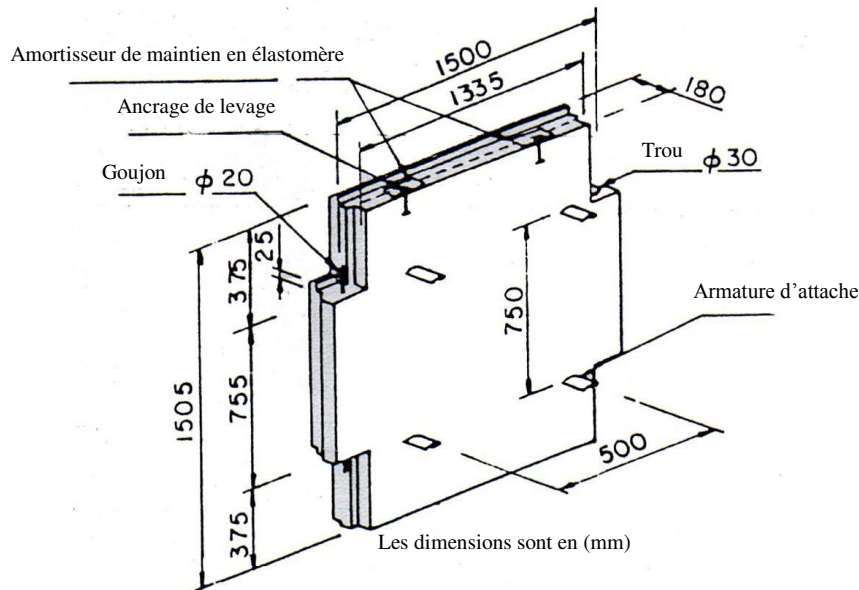


Figure.VI.16. Choix des épaisseurs d'écailles en béton constituant le parement.

**VI.6.1.3.1. Application numérique au projet étudié**

**1. Efforts transmis au sol de fondation :**

Le coefficient de poussée du massif à l'arrière du mur se calcule par la Formule de Rankine :

$$K_{aq} = k \quad a_y = \tan^2 [(\pi/4) - (\phi/2)] = \tan^2 (45^\circ - 17,5^\circ) = 0,27.$$

On a d'autre part, puisque  $\beta = \lambda = 0$

$$K_{aq} = k_{ay}$$

Nous poserons :  $k_{ay} = k_{aq} = k_{ay} = k_{ay} = k$ .

Les calculs seront faits pour une tranche de 1 m de largeur, sans tenir compte du terrain aval. Dans la partie enterrée, on conservera cependant la Densité d'armatures et le type d'écailles justifiés au premier niveau hors sol.

Avec les notations de la Fig 7.33, la composante horizontale de la poussée a pour valeur :

$$P_{ho} = 1/2 k \gamma_2 H'^2 + k q H'$$

Charge verticale totale:

$$W_o = w_o + w_1 + w_2 + p_{vo}$$

$$w_o = B H \gamma_1 + [(L - A) / 2 (H' - H) \gamma_2 + (B - L)] [q + (H' - H) \gamma_2] + p_{vo}$$

avec

$$L = A + (H' - H) \cot \beta$$

et  $p_{vo} = \text{composant verticale de la poussée} = p_{ho} \tan \delta$ .

Moment de renversement par rapport au point O :

$$M_{ro} = (1/6) k\gamma_2 H^3 + (1/2) kqH^2$$

Moment stabilisant par rapport au point P :

$$M_{so} = w_1[(2A + 4L) - (3B/6)] + w_2(L/2) + p_{vo}(b/2).$$

$$M_{so} = (1/2) [(2A + 4L - 3B)(w_1/3) + Lw_2 + BP_{vo}].$$

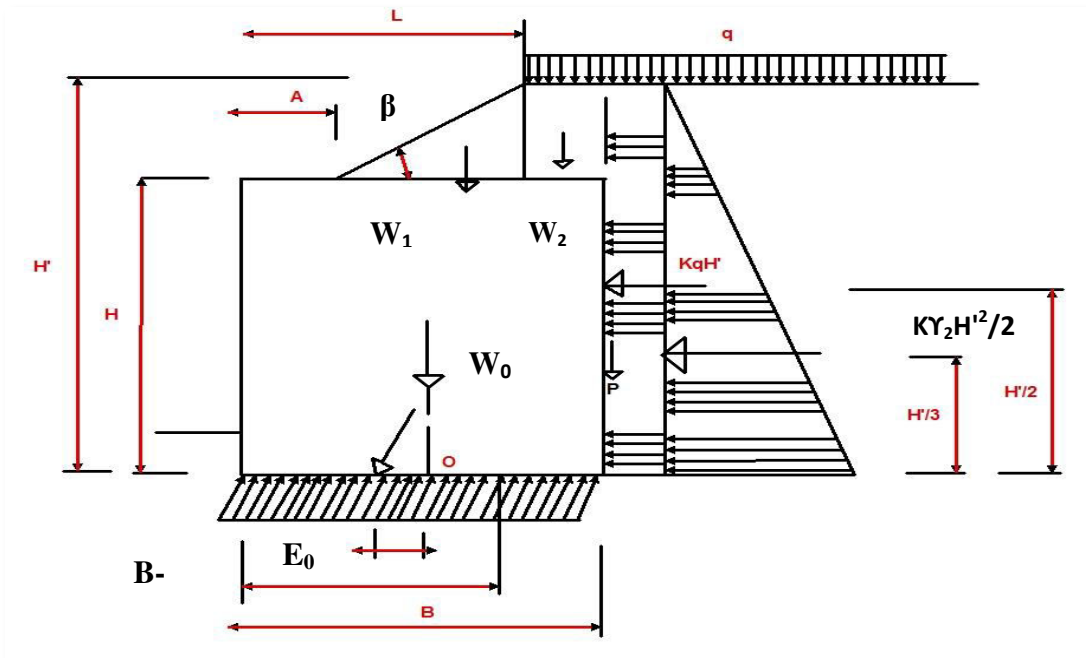


Figure.VI.17. Efforts transmis au sol de fondation.

D'où moment résultant:

$$M_0 = M_{so} - M_{ro}$$

L'excentricité de la résultante par rapport au milieu de la largeur du massif est donc :

$$e_0 = M_0/W_0$$

selon la formule de meyerhof, la contrainte verticale sur le sol de fondation est :

$$\sigma_0 = W_0/(B - 2e_0)$$

ma sécurité vis-à-vis du glissement du massif sur sa base dépend du rapport  $p_{ho}/W_0$ .

## 2. contrainte équilibrées par les armatures

Au niveau d'une rangée d'armatures, le poids W de la tranche de massif situé au-dessus de cette rangée est :

$$W = w + w_1 + w_2 + p_v$$

Soit :

$$W = B(H - z) \gamma_1 + (L - A)/2 (H' - H) \gamma_2 + (B - L) * [q + (H' - H) \gamma_2] + p_4$$



Avec :  $p_v = p_h \tan \delta$

Où  $p_h$  est la composante horizontale de la poussée exercée sur cette tranche soit :

$$P_h = \frac{1}{2} k_{\gamma 2} (H' - z)^2 + kq(H' - z)$$

• **Murs de soutènement**

Le moment positif par rapport la au milieu de la base du mur est :

$$M_1 = (1/6) K_{\gamma 2} (H' - z)^3 + (1/2) kq (H' - Z)^2$$

D'où le moment résultat :

$$M = M_1 - |M_2|$$

Avec :

$e = M / W$ , et selon la formule de Meyerhof, la contrainte principale Verticale dans le massif à ce niveau est :  $\sigma_1 = W / (B - 2e)$ .

La contrainte horizontale  $\sigma_3 = k_a \sigma_1$ , est équilibrée par les armatures situées à ce niveau.

Celles-ci sont réparties à raison de N armatures de largeur b pour  $2,25 \text{ m}^2$  (superficie d'une écaille) ou n par  $\text{m}^2$  ; de sorte que la traction T Dans une armature a pour valeur.

$$T = \sigma_3 / n = 2,25 \sigma_3 / N \text{ pour une surface unité.}$$

Et la contrainte dans les armatures :  $\sigma_a = T / \omega < \sigma_a^*$

Avec  $\omega$  section des armatures.

Et  $\sigma_a^*$  contrainte admissible des armatures.

**3. Le coefficient de sécurité à l'adhérence est :**

$$F = B / L_m \geq 2$$

Avec :

$$L_m (\text{longueur minimale}) = T / 2b \cdot \sigma \cdot f$$

Où :  $\sigma$  est la contrainte verticale moyenne sur l'armature, soit  $\sigma = W/B$

Donc :

$$F = 2bBf (N/2,25) (\sigma / \sigma_3) \geq 2.$$

**4. Choix des épaisseurs d'écailles (panneau en béton)**

Nous vérifierons la contrainte de traction du béton dans la console verticale de longueur l, au-delà de la ligne d'armatures qui constitue « l'appui » de l'écaille (Fig.VI.16).

Nous calculons la contrainte de traction du béton  $\sigma_b$ , en flexion composée, avec deux hypothèses pessimistes :

- a) la contrainte horizontale exercée sur l'écaille est prise ici égale à  $\sigma_3$ , ce qui est infirmé par les observations expérimentale.
- b) la contrainte de compression due au poids du parement est prise égale à  $\sigma_1$ , inférieure au poids propre du béton des écailles ;

Moment fléchissant :  $m = \sigma_3 l^2 / 2$

Module de résistance :  $I/v = E^2 / 6$  (par unité de largeur).

Avec : E : épaisseur écaille.

$$\sigma_b = mv / I - \sigma_1 = 3 \sigma_3 (l^2 / E^2) - \sigma_1$$

$$\sigma_b = [3(l^2/E^2) - (1/0.3)] \sigma_3 \quad \text{car } \sigma_1 = \sigma_3/k_a = \sigma_{1/0.3}$$

On adopte :

E = 18 cm, si  $\sigma_1 < 52$  KPa.

En effet :

$$\sigma_b = [3 (37.5/18)^2 - (1/0.3)] 52 = 503,7 \text{ KPa} = 500 \text{ kpa.}$$

E = 22 cm. si  $52 \text{ KPa} < \sigma_3 < 92.5 \text{ KPa.}$

$$\sigma_b = [3 (37.5/22)^2 - (1/0.3)] 92,5 = 498 \text{ KPa} < 500 \text{ KPa.}$$

Ou encore

E = 26 cm, si  $92.5 < \sigma_3 < 165 \text{ KPa.}$

Les calculs numériques sont résumés dans les Tableaux suivants :

**Tableau.VI.13.** Géométrie et surcharge.

<i>H (m)</i>	<i>H' (m)</i>	<i>A (m)</i>	<i>Cot β</i>	<i>B (m)</i>	<i>Q (KPa)</i>
9,75	14,00	0,80	1,50	9,00	10

**Tableau.VI.14.** Caractéristiques du remblai.

$\gamma_1 (KN/m^3)$	<i>Ka</i>	$\gamma_2 (KN / m^3)$	$\varphi (^\circ)$	$\delta (^\circ)$	<i>K</i>
20	0,30	20	35,00	0,00	0,27

**Tableau.VI.15.** Charge transmise au sol de fondation.

$P_{ho}$ (KN) (Par m de large)	$W_o$ (KN) (Par m de large)	$P_{ho}/W_o$	$e_o$ (m)	$B - 2 e_o$ (m)	$\sigma_m$ (m)
567	2199,3	0,26	0,90	7,21	305,2

**Tableau.VI.16.** Répartition des écailles et des armatures.

Cote du site d'armatures Z(m)	Contrainte horizontale $\sigma_3$ (KPa)	Epaisseur d'écailles E (cm)	Armatures		Contrainte verticale $\sigma_v$ (kpa)	Coefficient de sécurité Par rapport à l'adhérence F
			N	S		
0,83	87,0	22	8	80*3	236,8	5,57
0,13	78,6	22	7	80*3	221,8	5,06
1,88	70,8	22	7	80*3	206,8	5,23
2,63	63,5	22	6	80*3	191,8	4,64
3,38	56,7	22	5	80*3	176,8	3,93
4,13	50,3	18	5	80*3	161,8	4,12
4,88	44,2	18	4	80*3	146,8	3,40
5,63	38,5	18	4	80*3	131,8	3,51
6,38	33,0	18	4	60*3	116,8	2,72
7,13	27,7	18	4	60*3	101,8	2,82
7,88	22,7	18	4	60*3	86,8	2,93
8,63	17,9	18	4	60*3	71,8	3,08
9,38	13,3	18	4	60*3	56,8	3,29

Écaille : c'est le panneau en béton qui constitue le parement du mur (Fig VI.16).

## VI.6.2. Les Géosynthétiques (Variante 02)

### VI.6.2.1. Introduction

Les géosynthétiques sont une famille de matériaux utilisés en géotechnique de l'ingénieur et qui sont rapidement apparus avec une grande variété d'application. Elles sont presque exclusivement polymérique et consistent en: les géotextiles, les géogrilles, les géocomposites, les géonets et les géomembranes. Les trois premiers sont utilisés dans les travaux de renforcement des sols. Suivant le concept de «dimensionnement par fonction» (Koerner 1984), on décide sur une fonction principale pour l'application spécifique considérée et sélectionner le type approprié de géosynthétique pour les différentes options disponibles. On doit noter que pour chaque type de géosynthétique annoncé au (Tableau.VI.16), il existe plusieurs variétés de produits (styles et configurations)

**Tableau.VI.17.** Différents types de géosynthétiques et la fonction disponible  
(Robert et Bowman, 1991)

Type	Fonctions disponibles				
	Séparation	Renforcement	Filtration	Drainage	Barrières étanche
Géotextiles	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S	n/a
Géogrilles	S	P	n/a	n/a	n/a
Géonets	S	n/a	n/a	P	n/a
Géomembranes	S	n/a	n/a	n/a	P
Géocomposites	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S

Note : P = Fonction principale, S = Fonction secondaire, n/a = Non applicable.

#### VI.6.2.1.1. Les géotextiles

Les géotextiles sont des tissus polymériques flexible fabriqués pour servir une ou plus des fonctions suivantes : le renforcement - la séparation - la filtration - le drainage ainsi que l'isolation à l'humidité. Fabriquées le plus souvent de polypropylène, ou polyester, mais quelque fois et pour des situations spéciales on a besoin d'autres polymères, par exemple, le polyéthylène ou le polyaramide. L'un des intérêts majeurs de la technique du renforcement par géotextiles est de pouvoir construire des massifs de soutènement relativement déformables, se présentant avec des talus de forte pentes et pouvant aller jusqu'à la verticale, et en utilisant, pour se faire des matériaux particulièrement bon marché (Delmas et al, 1986).

#### VI.6.2.1.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols

Les géotextiles possèdent plus ou moins une force de traction qui peut être évidemment utilisée pour renforcer des sols faibles en tension. Le renforcement en géotextile peut être utilisé dans les routes en dalle sur un sol de faible portance, les autres espaces d'activité considérable sont les murs renforcés par géotextiles (Fig). Le fond de l'analyse est une méthode d'équilibre limite, modifiée pour les inclusions en géotextiles. Comme il est indiqué à la Fig III. Une procédure traditionnelle de stabilité des talus utilisant les forces de cisaillement qui se développe à l'intérieur du massif, peut être utile. Pour les considérations du moment d'équilibre (Robert et Bowman, 1991, Giroud, 1983) :

$$FS = \sum (\text{moment résistant} / \text{moment mobilisant}).$$

D'ou :

$$FS = \frac{(\tau_e \cdot L_{ab} + \tau_f \cdot L_{bc}) R + T_a \cdot y}{WX} \quad (1)$$

Avec :

$\tau$  : force de cisaillement du sol de remblai (souvent négligée dû au manque de confinement ou de faible forces).

$L_{ab}$  : longueur de l'arc a-b.

$\tau_f$  : force de cisaillement du sol de fondation ( usuellement très basse ).

$L_{bc}$  : longueur de l'arc b-c.

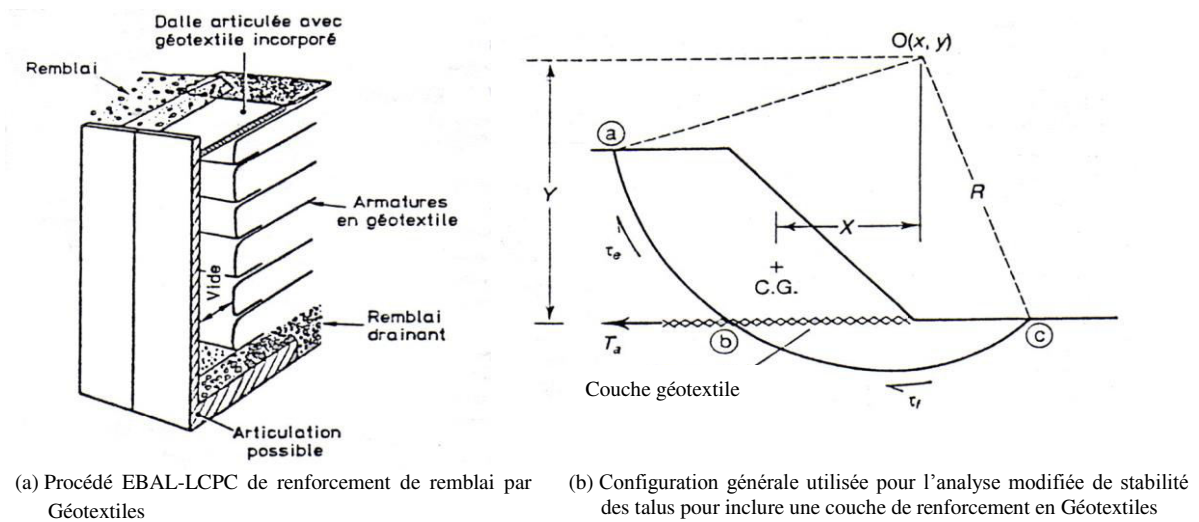
$R$  : rayon à partir du centre critique à l'arc de rupture.

$T_a$  : la force de traction admissible du géotextile.

$Y$  : bras de levier du géotextile (parfois il est pris =  $R$ ).

$W$  : poids du sol dans la zone de rupture (zone active).

$X$  : bras de levier du centre de gravité (CG) du centre de l'arc de rupture.



**Figure.VI.18.** Renforcement des murs et des Talus par géotextiles (Shlosser et al, 1994 ; Robert et Bowman, 1991 ; Giroud, 1983).

Il est facilement remarqué dans l'équation ci-dessus que l'effort du géotextile peut être augmenté à la nécessité pour conduire le facteur de sécurité à une valeur acceptable, actuellement on est à des efforts supérieurs à 500 kN/ml. Considérons qu'un gain de capacité dans le sol sous jacent de fondation peut généralement avoir lieu, un facteur de sécurité au glissement de 1,5 à 2,5 devrait généralement être adéquat. . Il est important de considérer dans le dimensionnement l'exigence de couvre-joint, l'effet des trous (lorsque des tuyaux de drain vertical sont installés), le frottement entre le géotextile et le remblai et les longueurs d'ancrages.

#### **VI.6.2.1.3. L'interaction sol-géotextile**

En déterminant l'adhérence sol-géotextile  $\theta$ , et l'angle de frottement sol-géotextile  $\psi$ , nous pouvons calculer à l'aide de la loi de coulomb la valeur maximale de  $T$  (effort de traction maximal dans le géotextile) :

$$T_{max} = \theta.S + P. \operatorname{tg} \psi$$

Et 
$$\tau_{max} = T_{max} / S$$

Avec :  $P$  l'effort vertical dû au poids des terres et surcharges,  $S$  la surface de contact géotextile/sol.

#### **VI.6.2.1.4. Les différents procédés de construction utilisés jusqu'à présent**

Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire construit avec une couche de retard sur l'ouvrage principal (Delmas et al, 1986 ; Puig et al, 1977) : il consiste à construire un remblai adjacent à l'ouvrage avec décalage d'une couche, de manière à y asseoir commodément le coffrage (Fig.VI.19).

Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre (Delmas et al, 1986) : il consiste à venir épauler la couche en cours de mise en œuvre contre un coffrage léger et mobile, qui s'appuie sur la couche précédente (Fig.VI.20).

Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus (Fig.VI.21), (Delmas et al, 1986).

Le procédé de construction LPC (EBAL-LCPC): le coffrage proprement dit est positionné de manière à respecter la géométrie du talus, il peut également être coulissé librement lors qu'on passe de la construction d'une couche à la suivante, (Fig.VI.22), (Schlosser et al, 1994)

Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu (El Hussain,1979, Delmas et al, 1986): ce procédé s'inspire plus ou moins de la technique « terre armée », suivant la nature et la forme des élément de coffrage perdu utilisés ( élément rigide, tel que: plaques, cubes...), et suivant que les nappes sont , ou non , liées à ces éléments (Fig.VI.23).

Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile remplis de matériau et servant de coffrage perdu : ce procédé est dans son principe similaire au précédant, à la différence près que les conteneurs sont des enveloppes en géotextile ayant la forme de cube, boudin matelas etc. remplis d'un matériau granulaire compacté, (Fig.VI.24), (Delmas et al, 1986).

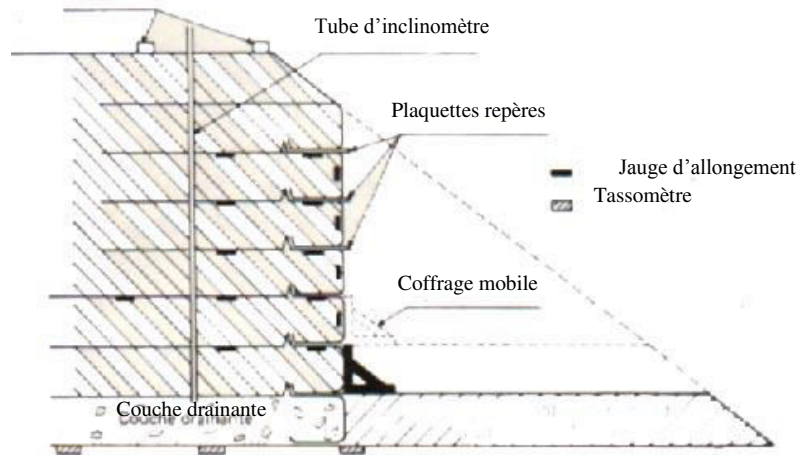


Figure.VI.19. Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire.

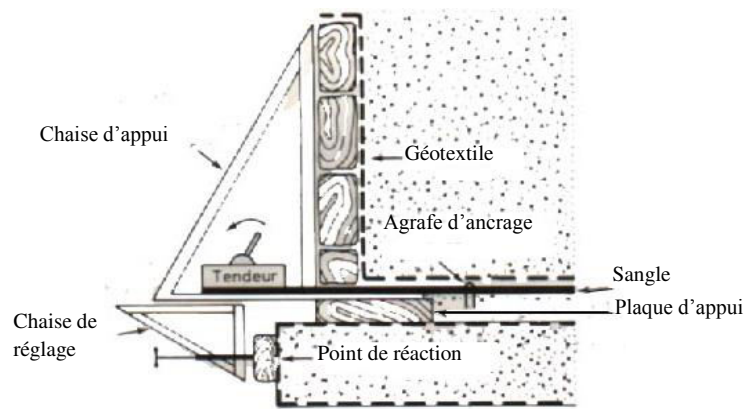


Figure.VI.20. Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre.

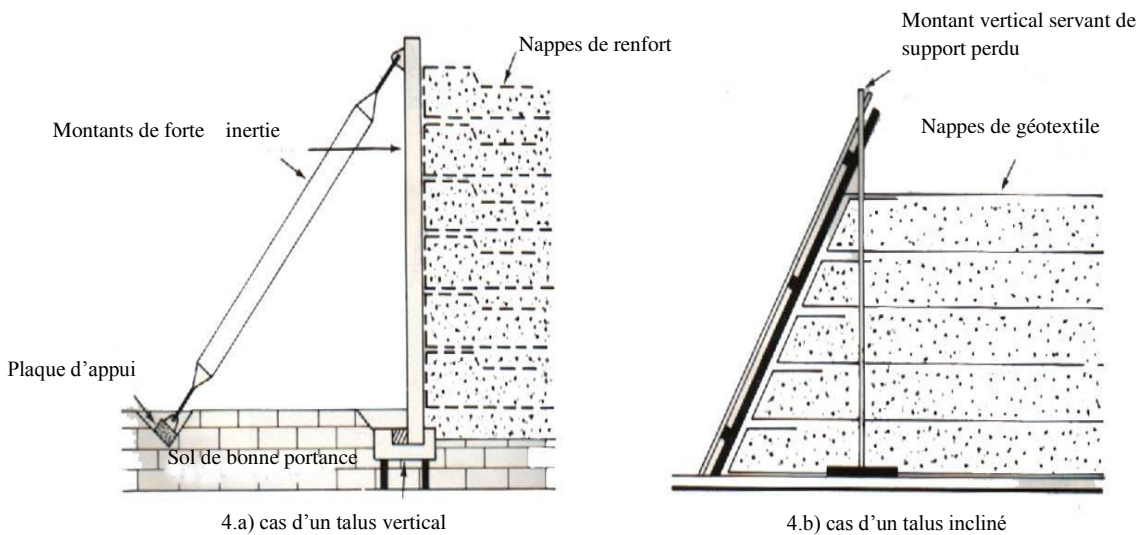
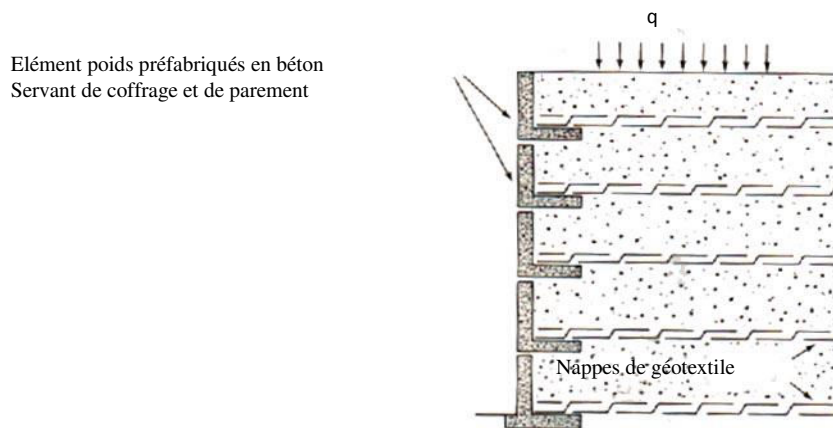
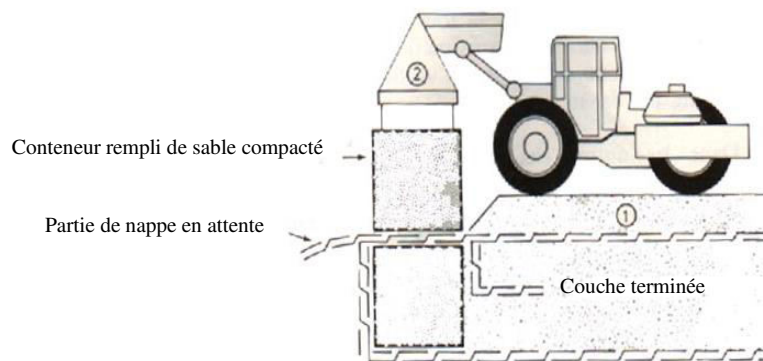


Figure.VI.21. Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus.



**Figure.VI.22.** Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu.



**Figure.VI.23.** Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile.

### VI.6.2.2. Calcul d'un massif de soutènement renforcé avec des géotextiles

Pour dimensionner le renforcement en géotextile, le coefficient de frottement sol-géotextile sera pris égal à  $f = 0,2$ . On propose d'autre part que le poids volumique du sol est  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . On admettra que la poussée des terres à l'arrière du mur a une inclinaison  $= 0^\circ$  et l'on utilisera la formule de Meyerhof pour calculer la contrainte verticale sur le sol de fondation. Le dimensionnement nécessite le calcul des paramètres suivants :

- Les efforts transmis par le massif au sol de fondation.
- Les contraintes équilibrées par le renforcement en géotextile au différent niveau.
- Le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) vis-à-vis de l'adhérence du renforcement dans le remblai.
- La stabilité d'ensemble.
- La stabilité interne locale.



**1) Efforts transmis au sol de fondation :**

Le coefficient de poussé du massif a l'arrière du mur se calcule par la formule de Rankine :  $K_{a\delta} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 17.5^\circ) = 0,27$

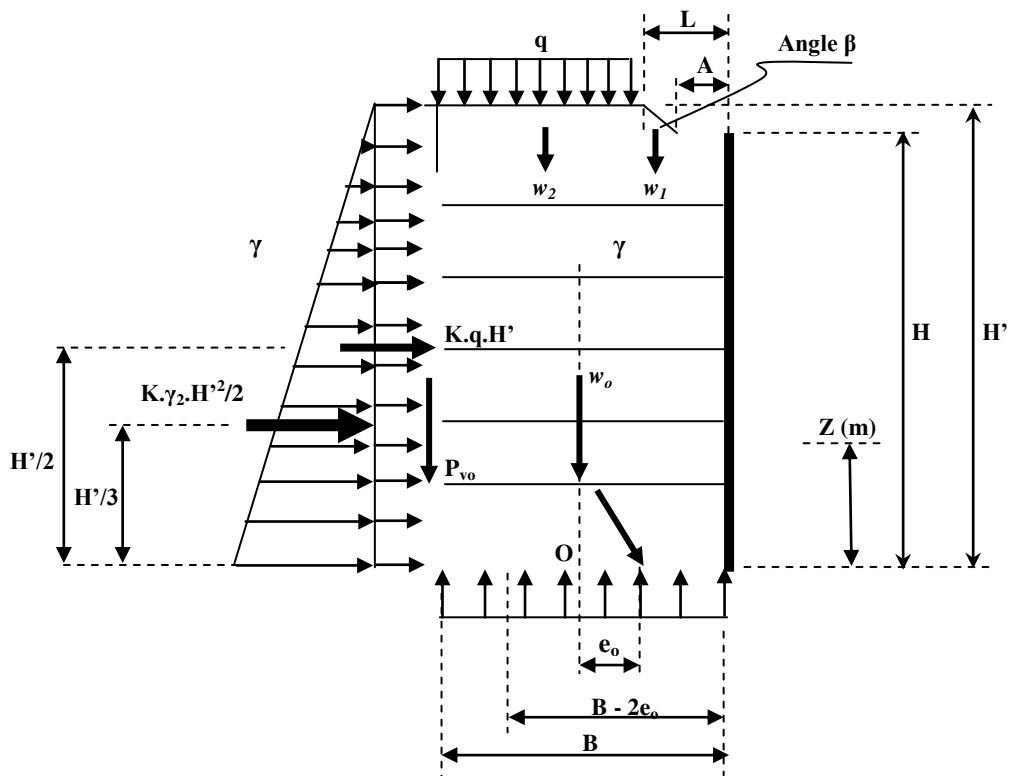
$$K_{a\gamma} = 0,27$$

Nous posons  $K_{a\gamma} = K_{aq} = K$ .

Les calculs seront faits pour tranche de 1ml de largeur, dans la partie enterrée on conservera cependant la densité du renforcement au premier niveau hors sol.

Avec les notations de la Fig ci-dessous, la composante horizontale de la poussé a pour valeur

$$P_{ho} = 1/2 K \cdot \gamma_2 \cdot H'^2 + K q H'$$



**Figure.VI.24. Géométrie et surcharge de l'ouvrage en sol renforcé par géotextiles.**

La charge verticale totale sera égale à :

$$W_o = w_o + w_1 + w_2 + P_{vo}$$

$$\text{Donc : } W_o = B \cdot H \cdot \gamma_1 + ((L-A)/2) (H' - H) \cdot \gamma_2 + (B - L)[q + (H' - H) \cdot \gamma_2] + P_{vo}$$

$$\text{Avec, } L = A + (H' - H) \cot \beta$$

Et  $P_{vo} =$  la composante verticale de la poussée  $= P_{ho} \tan \delta$ .

Le moment de renversement par rapport au point O :

$$M_{ro} = 1/6 K \cdot \gamma_2 \cdot H^3 + 1/2 K \cdot q \cdot H^2$$

En contrepartie, le moment stabilisant par rapport au point O sera :

$$M_{so} = w_1 [(2A+4L-3B)/6] + w_2 (L/2) + P_{vo} (B/2)$$

D'où le moment résultant sera :  $M_o = M_{so} - M_{ro}$

L'excentricité de la résultante par rapport au milieu de la largeur du massif est donc :

$$e_o = M_o / W_o$$

Selon la formule de Meyerhof, la contrainte verticale sur le sol de fondation est :

$$\sigma_m = W_o / (B - 2e_o)$$

La sécurité vis-à-vis du glissement du massif sur sa base dépend du rapport entre la charge verticale totale et la composante horizontale de la poussée des terres :  $W_o / P_{ho}$ .

### 2) Contraintes équilibrées par le renfort géotextile aux différents niveaux du mur :

Au niveau (z) d'une rangée de renfort géotextile, le poids  $W$  de la tranche de massif située au-dessus de cette rangée est :  $W = w + w_1 + w_2 + P_v$

$$\text{Soit : } W = B (H-z) \gamma_1 + ((L-A)/2) (H'-H) \cdot \gamma_2 + (B-L) [q + (H'-H) \cdot \gamma_2] + P_v$$

$$\text{Avec : } P_v = P_h \tan \delta$$

Où  $P_h$  est la composante horizontale de la poussée exercée sur cette tranche, soit :

$$P_h = 1/2 K \cdot \gamma_2 (H'-z)^2 + K q (H'-z)$$

Le moment positif par rapport au milieu de la base du mur est :

$$M_1 = 1/6 K \gamma_2 (H'-z)^3 + 1/2 K q (H'-z)^2$$

$$\text{Et le moment négatif sera : } |M_2| = 1/2 [(2A+4L-3B) w_1/3 + L w_2 + B P_v]$$

D'où le moment résultant :  $M = M_1 - |M_2|$

L'excentricité  $e = M/W$ , et selon la formule de Meyerhof, la contrainte principale verticale dans le massif à ce niveau est :  $\sigma_1 = W / (B - 2e)$

La contrainte horizontale  $\sigma_3 = k_a \sigma_1$ , est équilibrée par le renforcement géotextile situé à ce niveau.

$$\text{Finalement, la contrainte dans le renforcement géotextile : } \sigma_g = T/A_g < \bar{\sigma}'_a$$

Avec,  $T$  l'effort de traction horizontal,  $A_g$  la section du tissu géotextile par mètre linéaire,

Et  $\bar{\sigma}'_a$  la contrainte admissible de traction du géotextile.

### 3) Coefficient de sécurité ( $F_a$ ) vis-à-vis l'adhérence des tissus géotextiles dans le remblai :

Le coefficient de sécurité à l'adhérence  $F_a$  doit être tel que :  $F_a = B/L_m \geq 2$

Avec  $L_m$  (longueur minimale) =  $T_{max}/2B \cdot \sigma_m \cdot f$

Où  $\sigma_m$  est la contrainte verticale moyenne sur le renforcement en géotextile (soit  $\sigma_m = W/B$ ),  $B = 1\text{m}$

Et, le coefficient de frottement sol- géotextile  $f = 0,2$ .

Les calculs numériques pour la solution proposée pour le remblai du CW137A sont présentés ci-dessous :

La géométrie et la surcharge du massif de soutènement en sol renforcé par géotextiles est donnée dans le (Tableau.VI.17).

**Tableau.VI.18.** Données géométriques du massif étudié

H(m)	H'(m)	A(m)	Cot $\beta$	B(m)	q (kpa)
9,75	14,00	0,80	1,5	9,00	10

- Caractéristiques des remblais (Tableau.VI.18):

**Tableau.VI.19.** Valeur des caractéristiques physico-mécaniques des remblais utilisés

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_a$	$\varphi$ (°)	$\delta$ (°)	K
20	0,30	35	0,00	0,27

- Charge transmises au sol de fondation (Tableau.VI.19):

**Tableau.VI.20.** Valeur de la charge transmise au sol de fondation

Ph <sub>0</sub> (kN)	W <sub>0</sub> (kN)	W <sub>0</sub> / Ph <sub>0</sub>	e <sub>0</sub> (m)	B-2 e <sub>0</sub> (m)	$\sigma_m$ (kPa)
567	2199,3	1979,37	0,90	1,21	305,2

- La répartition des contraintes de traction en fonction de la profondeur est dans le (Tableau.VI.20):

**Tableau.VI.21.** Répartition des contraintes en fonction de la profondeur Z(m)

Cote du lit de renforcement Z(m)	Contrainte horizontale $\sigma_3$ (kpa)	Contrainte verticale $\sigma_v$ (kpa)	Fs vis à vis l'adhérence (Fs <sub>adhérence</sub> )
0,38	87(max)	236,8(max)	9,78(min)
1,13	78,6	221,8	10,11
1,88	70,8	206,8	10,5
2,63	63,5	191,8	10,83
3,38	56,7	176,8	11,23
4,13	50,3	161,8	11,58
4,88	44,20	146,8	11,96
5,63	38,5	131,8	12,32
6,38	33,0	116,8	12,74
7,13	27,7	101,8	13,23
7,88	22,7	86,8	13,77
8,63	17,9	71,8	14,44
9,38	13,3	56,8	15,37

**4) Choix du géotextile :**

Les géotextiles Emtex consistent d'un groupe de textiles tissés à base de polypropylène, développés spécialement pour les applications en génie civil, comprenant les travaux de terrassement, d'assainissement, de drainage, de renforcement du sol et de protection contre l'érosion. Le géotextile proposé pour notre massif en sol renforcé est du type Emtex-7100 destiné à assurer la fonction de renforcement, de séparation et de filtration. Les caractéristiques de ce géotextile sont regroupées dans le (Tableau.VI.21).

**Tableau.VI.22.** Caractéristiques du géotextile utilisé (Emtex-7100)

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Poids	gr/m <sup>2</sup>	445
Résistance à la traction chaîne	kN/m	105
Résistance à la traction trame	kN/m	105
Allongement à la rupture chaîne	%	9
Allongement à la rupture trame	%	9
Porométrie	µm	200
Perméabilité	mm/s	13

**5) Vérifications de la stabilité du massif renforcé par géotextile :**

a / La stabilité vis-à-vis du glissement du massif sur sa base :

$$F_{(\text{glissement})} = w_0 / P_{h0} = 2199,3 \text{ kN} / 567 \text{ KN} = 3,878 > 1,5$$

La stabilité du glissement du massif renforcé sur sa base est vérifiée.

b / La stabilité vis-à-vis de l'adhérence sol/géotextile :

Les valeurs des coefficients de sécurité par rapport à l'adhérence sont supérieures à 2 (voir Tableau.) ce qui implique que la condition d'adhérence est vérifiée.

c / La stabilité vis-à-vis le poinçonnement du sol de fondation :

Concernant la capacité portante de fondation on a : la charge verticale totale par mètre de large est :

$W_0 = 2199,3 \text{ kN}$  donne une contrainte verticale moyenne au niveau du sol de fondation de l'ordre de :

$$\sigma_m = W_0 / (B - 2 e_0) = 2199,3 \text{ kN} / 9\text{m} - 2(0,9\text{m}) = 305,45 \text{ kN}$$

$\sigma_m = 0,305 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol admissible}}$ . Donc, la condition de poinçonnement du sol de fondation est vérifiée.

d / La stabilité interne locale :

Pour vérifier l'équilibre local pour chaque lit de renforcement il faut que la résistance à la traction du géotextile soit supérieur à la force de traction développée du chaque ml de renfortent:  $T_{max} = 87 \text{ kN/m} < 105 \text{ kN/m}$  (105 kN/m est la résistance à la traction du géotextile Emtex-7100). Donc, la condition de résistance est vérifiée.

e / La stabilité d'ensemble :

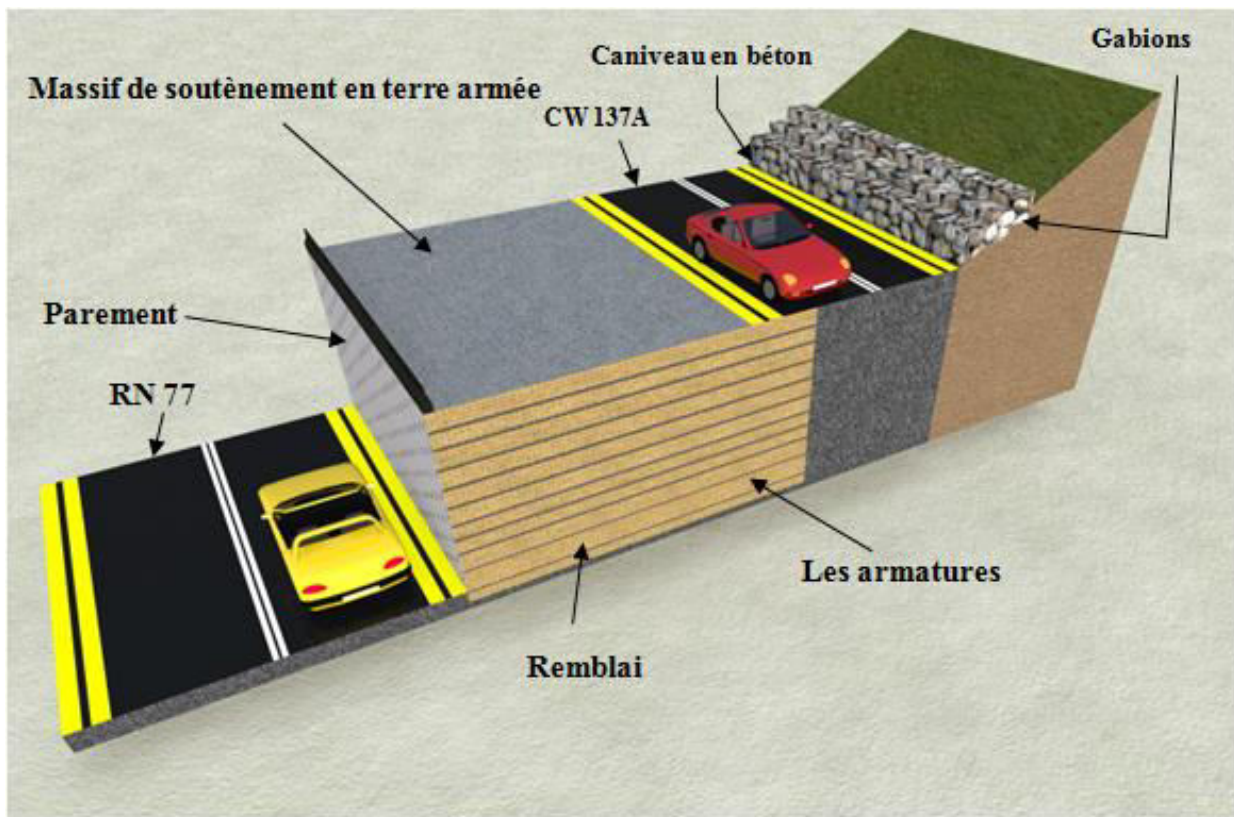
Afin de vérifier la fiabilité des solutions proposées pour le confortement du talus étudié, un calcul de stabilité après confortement a été mené et nous a donné un coefficient de sécurité

$$F_s > 1,5.$$

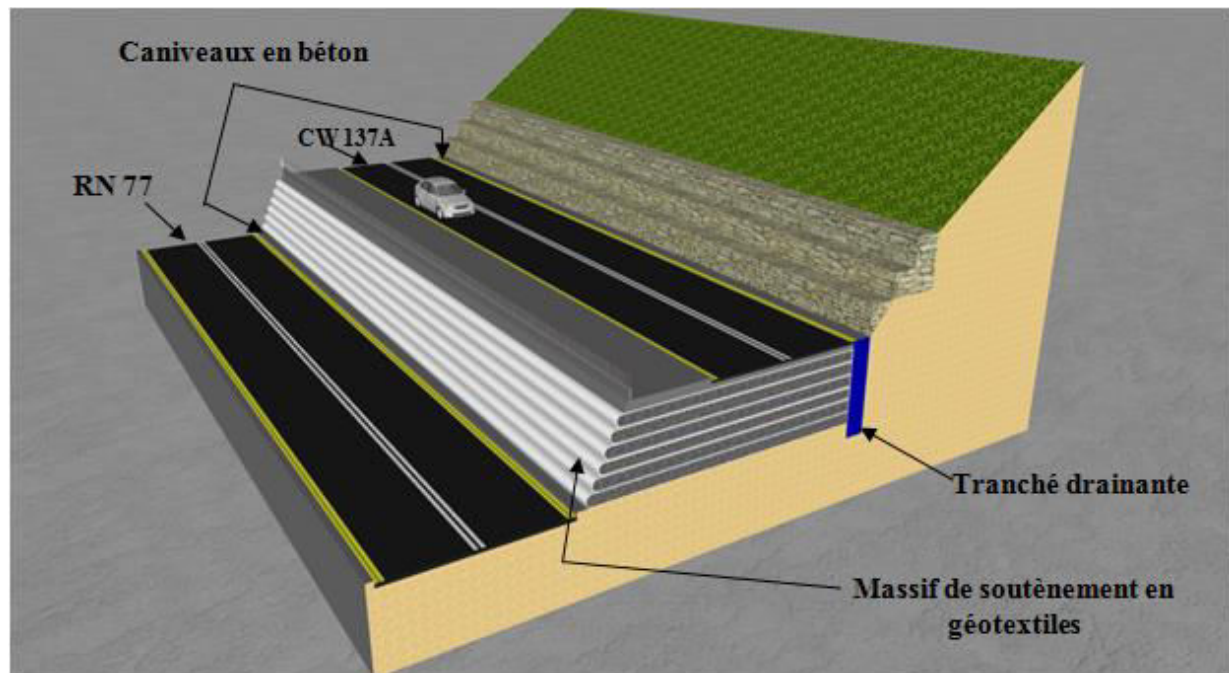
**Tableau.VI.23.** Différentes valeurs de facteur de sécurité (Fs) (après confortement).

Fs /méthode de calcul	Profil après confortement
Ordinary	3,522
Bishop	3,994
Janbu	3,349

**Variante 01 : Terre Armée**



**Figure.25.** Schéma récapitulative de solution proposée du la terre armée.

**Variante 02 : Géosynthétiques**

**Figure.26.** Schéma récapitulatif de solution proposée des géosynthétiques.

**VI.7.Conclusion**

L'étude géotechnique que nous avons menée dans ce sujet a abouti aux conclusions suivantes :

Après consultation des données géotechniques élaborées par le bureau d'étude, et après examen du site in-situ lors des sorties de terrain que nous avons effectué, nous avons constaté que ce problème était supposé qu'il s'agit d'un glissement de terrain et qu'il était étudié dans ce sens. Hors en réalité il ne s'agissait pas d'un glissement de terrain mais plutôt d'un problème d'instabilité dû au fait d'un mauvais dimensionnement du mur de soutènement qui était aussi dépourvue d'une semelle, et aussi un surchargement par gabionnage derrière le mur de soutènement. Cela a été vérifié par le biais du calcul de glissement par logiciel Geosolpe. En effet le calcul de stabilité a donné des coefficients FS supérieur à 3 (largement supérieur au seuil de stabilité 1.5) ce qui est largement considéré comme stable en vue d'un glissement.

Pour s'affronter à ce problème d'instabilité de terrain dûe aux causes citées précédemment, on a proposé de démolir le mur de soutènement, d'enlever les fils de gabions existants, afin de décharger le talus en question, et mettre à leurs places l'une des deux variantes suivantes ; la première solution réside dans l'installation d'un parement en terre armé à la place du mur de soutènement, la deuxième solution réside dans la réalisation d'un parement en géotextile. Ces deux variantes de solution, sont largement utilisées en raison de leur efficacité, car ils apportent une double action de soutènement et de drainage.

## Conclusion générale et recommandations

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude de l'instabilité située à la bifurcation du CW137A entre Texenna et Selma dans la wilaya de Jijel. Elle a été faite dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de cet aléa et à l'identification des facteurs qui sont à l'origine. Cette étude s'est basée sur la combinaison des données géologiques, hydrologiques et géotechniques.

Le relief dans la région d'étude est marqué par un grand contraste de la topographie envisagé par la présence de dépressions autour de deux chaînons de montagne. La pente topographique calculée au niveau de l'instabilité est assez forte. Ainsi le réseau hydrographique est assez dense, drainé principalement par l'Oued Dar el Haddada et l'Oued Sliman.

La nature géologique des terrains instables objet de ce mémoire est constituée essentiellement d'alternances schisto-gréseuses du flysch massylien d'âge Albo-Aptien, très altérées en surface.

Les données hydro-climatologiques mettent en évidence une forte pluviométrie, avec quelques jours d'enneigement durant la saison hivernale, cela est sans doute l'un des causes de l'instabilité.

Il est difficile de différencier la part de responsabilité pour chacun des facteurs précédents. Le travail est donc basé sur une inspection visuelle du site suivie d'une consultation des essais d'identifications géotechniques afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques des terrains en place. A l'issue de cette phase, l'étude s'est orientée vers la compréhension de ce phénomène ainsi que les recommandations quant au confortement de la route.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjonction de plusieurs facteurs : la pente du talus, la lithologie du sol, forte pluviométrie, la surcharge, diminution des caractéristiques des sols en place dû à une arrivée massive d'eau et son infiltration derrière le mur de soutènement. La combinaison de ces facteurs a conduit à la situation constatée sur le terrain :

-Renversement d'une grande partie du mur de soutènement sur la RN77.

-Glissement du talus aval du CW137A.

Les causes des dommages étant cernés, nous préconisons d'adopter la stratégie suivante pour la stabilisation du site et le confortement de la route. Nos recommandations pour une solution optimale sont les suivantes :

- Evacuation du gabion s'existant à l'aval de la route du CW137A.
- Réalisation d'un réseau de drainage sur le talus et les alentours, afin d'évacuer les eaux d'infiltrations et les eaux superficielles et de diminuer ainsi les pressions interstitielles.
- Réalisation d'un massif de soutènement en terre armée ou en géotextiles avec un système de drainage efficace (des caniveaux pour les eaux de surface et tranchées drainantes pour les eaux souterraines).

*Références  
bibliographiques*



## Références bibliographiques :

- [1] ANRH, Jijel. 2017. Précipitations enregistrées (en mm) période (2001-2015), station d'el agrem.
- [2] ANRH, Jijel. 2017. Températures enregistrées (en C°) période (2001-2015), station d'el agrem.
- [3] Aouka, M.T. Khellifi Khalfa, N. 2012. Etude géologique, géophysique, géotechnique et modélisation numérique du site du P.O.S. N°01 de la région de Texenna wilaya de Jijel. Mem. UNIV. Jijel (Algérie).68p.
- [4] Benaissa, A. 2003 .Glissement de terrain, calcul de stabilité, Ed. (O.P.U), Algérie, 95p.
- [5] Berdi, I. 2017 .Application d'un SIG à la cartographie de l'aléa glissements de terrain : Cas de la commune de Texenna (Nord-Est Algérien). Mém de Master II : UNIV. Jijel (Algérie).64p.
- [6] Boussaa, N. Zeroual, S. 2012. Diagnostic du glissement de terrain de la route reliant El Hadada à l'évitement sud de Jijel. Mém . UNIV. Jijel (Algérie) .59p.
- [7] Boullin, J.P. 1977 .Géologie alpine de la Petite Kabylie dans la région de Collo et d'El Milia. Thèse Paris .Toulouse.15p.
- [8] Dalmas, P. Puig, J. Schaeffner, M. 1986. Mise en œuvre et parement des massifs de soutènement renforcés par des nappes de géotextiles –bull. liaison labo p. et ch-143- 65-77p.
- [9] Durand Delga, M. 1955. La bordure occidentale de la nappe guerrouch (Nord constantinois, Algérie).
- [10] Djellit, H. 1987. Évolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et la polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doct. Univ. De Paris-Sud Centre d'Orsay. 214p.
- [11] DTP .Jijel. 2017. Rapport de campagne géotechnique de glissement N°1-CW 137A-PK00+100, 53p Vila, J. M. 1980. La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse Doct. UNIV. Pierre et Marie Curie (Paris VI) ,3 vol, Paris. 663 p.
- [12] DTP .Jijel. 2017. Rapport d'étude d'avant –projet sommaire APS du glissement sur le CW 137A au PK00+100, 22p.
- [13] DTP .Jijel. 2017. Rapport préliminaire de visites de glissement au PK00+100, 19p.
- [14] El Hussaini, M. M. 1979. Field experiment of fabric reinforced earth wall-Coll. Int, sols textiles. Paris. 119-121p.
- [15] Gaussen, H. Bagnouls, F. 1953. Saison sèche et indice xérothermique. UNIV De Toulouse, Faculté des sciences.

- [16] **Giroud, J. P. 1983.** Introduction aux géotextiles-Annexe: cours pratique de mécanique des sols 2 : calcul des ouvrages.
- [17] **Kherrouba, H.2008.** Etude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna-djimla. Mem Magister. UNIV. Jijel (Algérie), 162p.
- [18] **Puig, J. Blivet, J. C. Pasquet, P.1979.** Remblai armé avec un textile synthétique –Coll. Int, sols textiles. Paris. 85-90p.
- [19] **Robert, M. Koerner, H. L. Bowman. 1991.** Geosynthetics in géotechnical engineering-Fondation engineering hand book. Published by : Chapman and Hall. New York. 798-813p.
- [20] **Rouikha, Y. 2008.** Étude géologique et géomécanique des roches carbonatées de la région Chekfa-Chahna. Mém de Magister. UNIV. Jijel (Algérie).
- [21] **Schlosser, F.Bastick, M. 1991.** Reinforced earth-Fondation engineering hand book. Published by : Chapman and Hall. New York. 778-795 p.
- [22] **Schlosser, F.Unterreiner, P. Dalmas, P.1994.** Utilisation des géosynthétiques et fibres naturelles- C.R XIII<sup>e</sup> Congrès international de M.D.S et travaux de fondations. New Delhi.
- [23] **Tekkouk , M. 2005.** Etude de la pollution par les sulfates des eaux du bassin versant de l'oued Djen-Djen. Mém de Magister. UNIV. Constantine. Algérie. 262p.
- [24] **Vila, J. M. 1980.** La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse Doct. UNIV. Pierre et Marie Curie (Paris VI) ,3 vol, Paris. 663 p.

# *Annexes*

# *Annexes*

Nom station : Barrage El Agrem

Code station : 03 03 03

Coordonnées géographiques

Longitude : 05° 50' 11"

Latitude : 36° 44' 06"



<b>Pluviométrie (mm)</b>	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
<b>2001 - 2002</b>	57.9	0.0	133.1	-	65.1	91.3	36.3	41.5	8.2	0.0	36.0	49.0	<b>861.2</b>
<b>2002 - 2003</b>	50.8	73.4	31.6	342.8	372.1	117.2	29.7	134.3	50.4	0.0	2.0	0.0	<b>1204.30</b>
<b>2003 - 2004</b>	123.9	51.6	130.5	281.2	177.6	88.3	65.9	109.3	82.3	61.3	0.0	0.0	<b>1171.90</b>
<b>2004 - 2005</b>	78.3	25.6	199.7	201.9	272.8	218.6	88.8	193.0	13.3	0.0	0.6	8.5	<b>1301.10</b>
<b>2005 - 2006</b>	80.1	40.4	164.2	208.0	188.0	189.0	70.3	45.7	41.8	2.6	0.0	18.9	<b>1049.00</b>
<b>2006 - 2007</b>	54.3	51.7	36.0	243.5	11.7	83.9	271.1	74.7	4.0	27.1	4.4	4.0	<b>866.40</b>
<b>2007 - 2008</b>	83.4	129.6	211.7	307.4	19.8	27.7	199.2	36.0	128.2	4.8	0.0	0.0	<b>1147.80</b>
<b>2008 - 2009</b>	136.2	30.4	161.5	136.6	331.4	109.6	87.7	162.1	26.5	0.0	0.5	7.7	<b>1190.20</b>
<b>2009 - 2010</b>	136.0	88.4	162.6	180.9	165.4	81.0	112.2	58.1	65.9	46.9	1.8	1.1	<b>1100.30</b>
<b>2010 - 2011</b>	58.4	271.7	190.3	110.3	102.3	216.1	78.4	90.9	40.1	31.1	0.5	0.0	<b>1190.10</b>
<b>2011 - 2012</b>	10,7	193,9	109,1	178,5	80,1	352,3	78,6	178,4	0,0	0,0	2,5	48,5	<b>1232,6</b>
<b>2012 - 2013</b>	95,7	251,2	124,4	86,0	242,2	270,5	97,8	49,8	89,3	0,0	0,0	31,8	<b>1338,7</b>
<b>2013 - 2014</b>	85,3	60,4	336,6	122,0	91,9	59,3	228,2	15,5	12,2	17,1	1,2	2,4	<b>1032,1</b>
<b>2014 - 2015</b>	9,2	61,4	127,5	366,1	198,8	283,3	179,4	1,5	29,3	1,5	0,0	7,0	<b>1265,0</b>

*Données pluviométriques de la station d'el Agrem*

Code station : 030302  
 Nom station : TEXENNA  
 X : 776,2  
 Y : 377,85  
 Z : 700 m



<b>Température (1/10 °C)</b>	<b>Septembre</b>	<b>Octobre</b>	<b>Novembre</b>	<b>Décembre</b>	<b>Janvier</b>	<b>Février</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juillet</b>	<b>Août</b>	<b>Annuel</b>
<b>2001 - 2002</b>													
Moyenne	231.00	235.00	174.00	108.00	114.00	124.00	141.00	156.00	194.00	234.00	250.00	238.00	183.00
<b>2002 - 2003</b>													
Moyenne	225.00	202.00	161.00	140.00	111.00	109.00	140.00	161.00	180.00	262.00	289.00	289.00	189.00
<b>2003 - 2004</b>													
Moyenne	240.00	210.00	167.00	15.00	107.00	126.00	129.00	147.00	163.00	208.00	226.00	252.00	166.00
<b>2004 - 2005</b>													
Moyenne	232.00	214.00	134.00	122.00	85.00	80.00	121.00	153.00	194.00	233.00	254.00	249.00	173.00
<b>2005 - 2006</b>													
Moyenne	236.00	212.00	165.00	119.00	102.00	115.00	146.00	189.00	213.00	247.00	273.00	256.00	189.00
<b>2006 - 2007</b>													
Moyenne	240.00	226.00	182.00	135.00	132.00	136.00	131.00	165.00	204.00	232.00	265.00	281.00	194.00
<b>2007 - 2008</b>													
Moyenne	240.00	200.00	152.00	125.00	127.00	134.00	134.00	170.00	193.00	226.00	269.00	-	-
<b>2008 - 2009</b>													
Moyenne	246.00	204.00	147.00	120.00	114.00	109.00	129.00	145.00	206.00	243.00	286.00	273.00	185.00
<b>2009 - 2010</b>													
Moyenne	233.00	198.00	171.00	151.00	126.00	137.00	146.00	159.00	177.00	216.00	262.00	264.00	187.00
<b>2010 - 2011</b>													
Moyenne	234.00	203.00	156.00	137.00	125.00	115.00	142.00	176.00	193.00	223.00	265.00	278.00	187.00
<b>2011 - 2012</b>													
Moyenne	241,00	19,50	161,00	124,00	109,00	76,00	130,00	154,00	191,00	254,00	266,00	293,00	168,00
<b>2012 - 2013</b>													
Moyenne	236,00	210,00	169,00	130,00	121,00	105,00	149,00	162,00	174,00	208,00	254,00	256,00	181,00
<b>2013 - 2014</b>													
Moyenne	237,50	234,03	147,87	123,61	133,52	136,71	127,58	171,23	185,66	232,40		267,92	-
<b>2014 - 2015</b>													
Moyenne	-	223,00	176,00	132,00	124,00	105,00	-	-	195,00	223,00	275,00	267,00	-

*Données sur les températures de la station d'el Agrem.*

# *Annexe (A)*

# *Annexe (B)*





# RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A

Dossier N° :

Endroit : PK 00+100

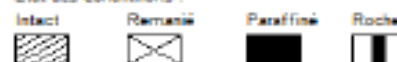
Client : BEGETEC

Date début : 18/10/2017  
Date fin : 18/10/2017  
Profondeur forée (m) : 18  
Niveau d'eau (m) : 13,10

Coordonnées GPS:  
X :  
Y :  
Z :

Boue de forage : Eau  
Type forage : Rotation  
Foreuse : APAFOR 570 SR

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (M + N2)	ROO	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00	0.00	100%									terre végétale	
1.50	1.50	100%									Alternances décimétriques des schistes altérés et des grès quartzites.	
3.00	3.00	100%									Argiles graveleuses à débris des schistes.	
4.50	4.50	100%									Sables graveleux légèrement argileux.	
6.00	6.00	100%				CR		4.00 5.50 6.50			Argiles graveleuses avec intercalation des grès quartzites dans les profondeurs (5.7- 5.9m, 9.5-9.7m, 10.2-10.3m, 11.7-11.7m).	
7.50	7.50	100%						8.00 9.20				
9.00	9.00	100%						10.00 11.00				
10.50	10.50	100%						12.00 13.00				
12.00	12.00	100%						14.00 15.00			Schistes friables et altérés.	
13.50	13.50	100%						16.00 17.00				
15.00	15.00	100%						18.00			Fin du forage à une profondeur de 18 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CP : CAROTTIER TANG  
TM : TUBE à JOINTS TANG  
PS : TUBE à JOINTS SISO  
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AD : Analyse granulométrique  
S : Sédimentologique  
L : Limites d'Atterberg (LL, PL)  
W : Teneur en eau  
PV : Poids volumique (D<sub>s</sub>, G<sub>s</sub>)  
AO : Analyse chimique  
OIS : Océanographie Interstitielle  
TR : Coefficient Triaxial  
Rc : Résistance à la compression  
OED : Essai oedométrique  
GL : Gonflement libre  
R : Rete à renforcement

Préparé par : AMMOUR M

Vérifié par : HASSIENE ALI

23/10/2017

Page : 1 de 1



# RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 02

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A  
 Endroit : CW 137A PK 0+100

Dossier N° :  
 Client : begetech

Date début : 03/10/2017  
 Date fin : 04/10/2017  
 Profondeur forée (m) : 15  
 Niveau d'eau (m) : -

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage : Eau  
 Type forage : Rotation  
 Foreuse : ARAFOR 400 RS

Etat des échantillons :  
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0	-1.00 1.00	35 %			120						Corps de chaussé (BB : 0.15 m, GNT : 0.35 m, TVC : 0.60 m).	
2.0	2.00	30 %									Grès quartzite très fragmentés et fracturés.	
3.0	-3.00 3.00	40 %						2.00 3.20			Alternances décimétriques des schistes altérés et des grès quartzites.	
6.0	-6.00 6.00	40 %				CR		6.00 6.60			Schistes plus ou moins compactés, parfois friables.	
15.0	-15.00 15.00	30 %									Fin du forage à une profondeur de 15 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu  
 TM : Tube à paroi mince  
 PS : Tube à position fixe  
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AR : Analyse granulométrique  
 S : Sédimentométrique  
 L : Limites d'Atterberg (WL, PL)  
 W : Teneur en eau  
 PV : Poids volumétrique, air  
 AC : Analyse chimique  
 CR : Cisaillement rotatoire  
 TR : Oedimètre Triaxial  
 Rc : Résistance à la compression  
 QGD : Essai oedométrique  
 SL : Donnée de bore  
 R : Retour à reconnaissance

Révisé par : AMMOUR M

Vérifié par : HASSINE ALI

10/10/2017

Page : 1 de 1



# RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 03

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A  
Endroit : CW 137A PK 0+100

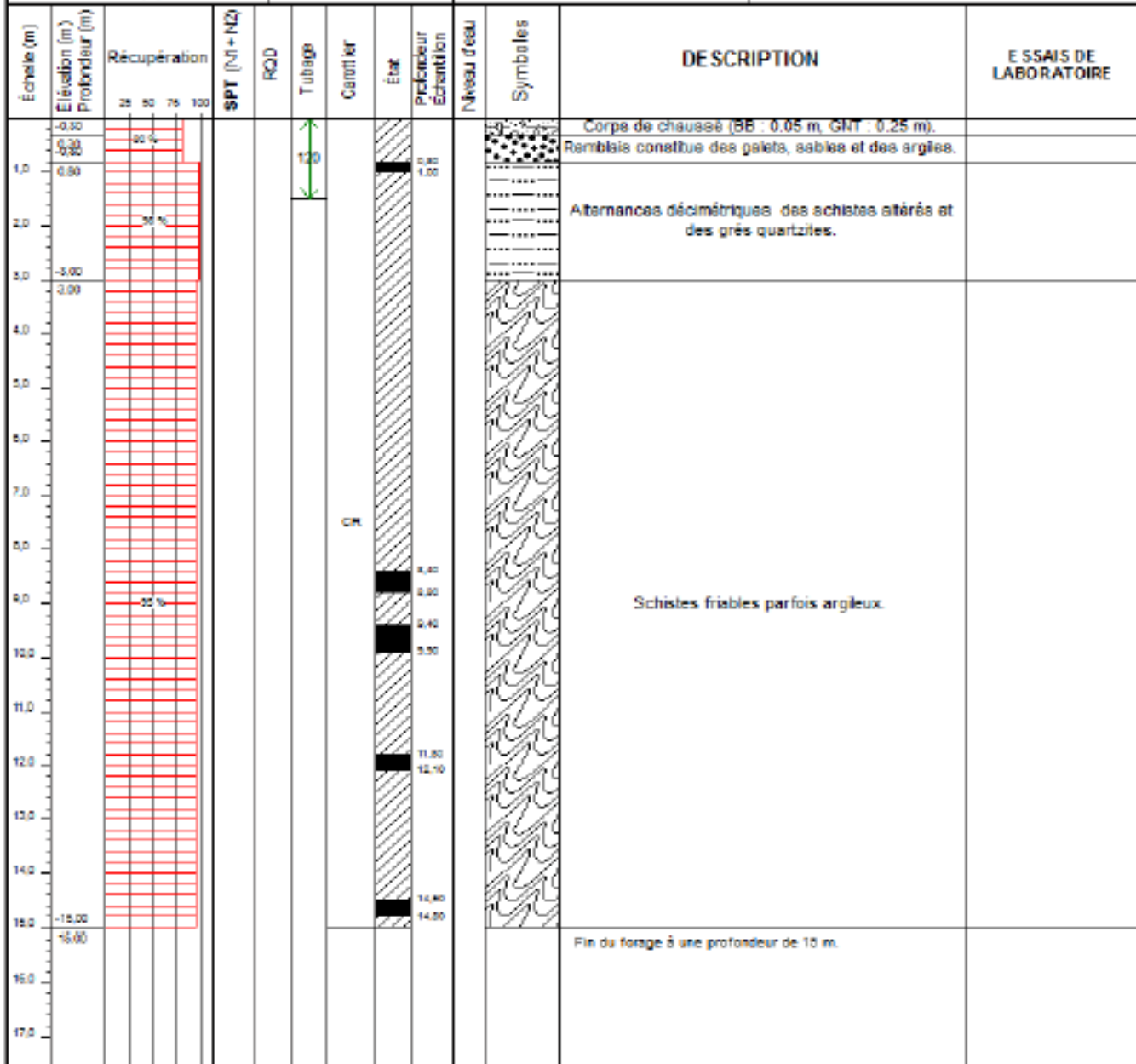
Dossier N° :  
Client : begetech

Date début : 08/10/2017  
Date fin : 08/10/2017  
Profondeur forée (m) : 15  
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:  
X :  
Y :  
Z :

Boue de forage : Eau  
Type forage : Rotation  
Foreuse : APAFOR 400 RS

Etat des échantillons :  
Intact  Ramené  Paraffiné  Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CP : Carrotier tendu  
TM : Tube à paroi mince  
PS : Tube à position fixe  
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AD : Analyse granulométrique  
A : Assainissement  
L : Litraux d'absorption (L, P)  
W : Teneur en eau  
PV : Poids volumétrique (D)  
AC : Analyse chimique  
OD : Classification ocellaire  
TR : Classification triaxiale  
NC : Résistance à la compression  
ODD : Essai oedométrique  
DL : Densité relative  
R : Vitesse de remontement

Préparé par : AMMOUR, M

Vérifié par : HASSEINE, ALI

15/10/2017

Page : 1 de 1



# RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 04

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A  
Endroit : PK 00+100

Dossier N° :  
Client : BEGETEC

Date début : 18/10/2017  
Date fin : 25/10/2017  
Profondeur forée (m) : 25  
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
X :  
Y :  
Z :

Boue de forage : Eau  
Type forage : Rotation  
Foreuse : APAFOR 570 SR

Etat des échantillons :  
Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0.70 0.70							1.5 0.8			Corps de chassis (BB=0.07 m, BVP=0.20 m, PVC=0.43 m).	
1.5	4.00	80 %						1.5 0.8			schistes altérés et friables.	
3.0	4.00	40 %						1.5 0.8			sables graveleux légèrement argileux.	
4.5	9.00	70 %				CR		1.5 0.8			schistes altérés et friables.	
6.0	14.00	75 %		4b				1.5 0.8			calcschistes plus ou moins compactés devient friables et fragmentables en profondeur.	
7.5	14.00	40 %		5b				1.5 0.8				
9.0	14.00	40 %		6b				1.5 0.8				
10.5	14.00	40 %		7b				1.5 0.8				
12.0	19.00	75 %		8b				1.5 0.8				
13.5	19.00	40 %		9b				1.5 0.8				
15.0	21.70	25 %		10b				21.70 22.00				
16.5	25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CP : Carottier sans  
TM : Tube à 20/20 10/10  
PS : Tube à 20/20 10/10  
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AD : Analyse granulométrique  
B : Béton armé  
L : Limites d'Atterberg (LL, PI)  
W : Teneur en eau  
PV : Poids volumique (G<sub>s</sub>, G<sub>w</sub>)  
AO : Analyse chimique  
OD : Coefficient oscillant  
TR : Coefficient Triaxial  
Rc : Résistance à la compression  
GEO : Essai oedométrique  
GL : Gonflement libre  
R : Revis à l'entretien

Préparé par: AMMOUR IM

Vérifié par: HASSIENE ALI

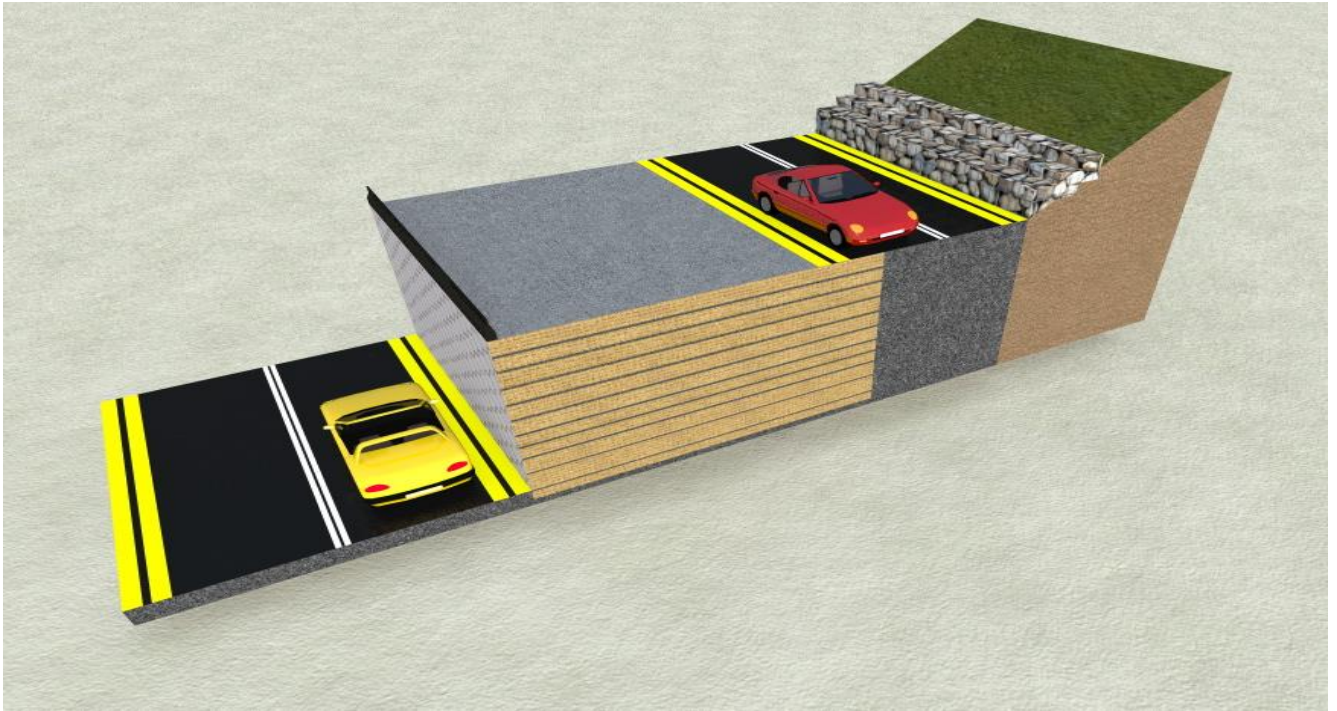
26/10/2017

Page : 1 de 1

# *Annexe (C)*

## Techniques de confortements

Variante 01 : Terre armée



Variante 02 : Les géo-synthétiques

