

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى جيجل

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



كلية علوم الطبيعة و الحياة  
قسم : علوم الارض و الكون

## Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme : Master Académique  
En Sciences de la Terre et de l'Univers

Filière: Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

### Thème

Soutènement et confortement des talus par murs de soutènement : Cas du  
PK21+020, pénétrante autoroutière Djendjen El-Eulma, wilaya de Jijel  
(Nord-Est Algérien)

#### Membres de Jury

Président (e) : M<sup>me</sup>.Rekia Bouazi  
Examineur (trice): M<sup>me</sup>.Nihad Bouroudi  
Encadrant : M<sup>lle</sup>Hassiba Kherrouba



#### Présenté par

Slala Khaoula  
Hamlaoui Ali

Année Universitaire 2021-2022

Numéro d'ordre (bibliothèque) : .....

# Remerciements

Nos premiers remerciements vont à **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la volonté, la santé, le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Nos remerciements s'adressent tout particulièrement à notre Encadrant Mme **Kherrouba Hassiba** d'avoir accepté de nous encadrer et pour ses efforts et ses conseils précieux tous au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements aux membres de jury, qui ont accepté d'examiner ce travail. Merci à Mme **R.Bouazi** d'avoir accepté d'honorer cette soutenance comme président de jury. Qu'elle nous soit permets de leur exprimer notre plus haute considération.

Merci également à Mme **N.Bouroudi** qui a bien voulu examiner ce travail d'être parmi les membres de Jury.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants du département des Sciences de la Terre et de l'Univers de l'Université de Jijel chacun à son nom, pour tous les efforts consentis.

Un merci tout spécial à Monsieur **Baz Abdenour** le chef du projet de la pénétrante autoroutière Djen-Djen\_El-Eulma, et tous les ingénieurs de l'Agence Nationale des Autoroutes pour leurs impulsions, leurs suggestions, et leur gentillesse et collaboration, se sont manifesté Jusqu'au dernier instant.

Un merci tout spécial à Monsieur le maitre d'ouvrage **Bouguerroudja Yacine**.

Nos remerciements vont aussi à tous les ingénieurs d'entreprises : **Rezzani de Eccher** chacun à son nom spécialement **Bouabdallah.Naim**.

Un grand merci à nos parents pour leur soutien moral et matériel.

Nos meilleurs remerciements vont également aux personnes qui nous ont aidé et encouragé à la réalisation de ce travail, et nous ont soutenu quand le moral était au plus bas.

Merci enfin à tous ceux qui ont lu et liront ce mémoire...

**Khaoula&Ali**

## Dédicace

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux  
Louange à ALLAH, le tout Puissant, clément et Miséricordieux de  
m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite j'ai le grand  
plaisir de dédier ce modeste travail : À mes très chers parents «mon  
père **KEMEL** et ma mère **BILANDA**» qui m'ont encouragé et aidé  
à arriver à ce stade de formation et toute l'aide qu'ils m'ont apportée  
durant mes études. Aucun mot, aucune dédicace ne pourrait  
exprimer mon respect.*

*À mes frères « **TAKI** et **SALAH** ». et mon cousin « **SIF** ».*

*À toute ma famille « **HAMLAOUI** ».*

*et « **BEB ABDLHAFID** » petite et grande.*

*À mes chères amies « **KHALED, AYOUB, ISLAM, MARWA,***

***LAMINE, IMANE, FATIHA, RAFIKA...** ». À tous*

*Mes amies chacun à son nom. À ma collègue de ce travail*

*« **KHAOULA** ». À tous mes amies de l'université avec*

*Eux, que j'ai Partagé mes meilleurs moments de ma vie*

*d'étude, Et à tous mes collègues géologues surtout*

*« Les géotechniciens » pour les bons moments Qu'on a*

*Passés ensemble. À Tous Ceux que J'aime et qui*

*M'aiment. Et à toutes les personnes Qui me*

*Connaissent de loin ou de près.*

**ALI**

## Dédicace

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux Louange à ALLAH, le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail : À mes très chers parents « mon père **MUKHTAR** et ma mère **FATIMA** » qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation et toute l'aide qu'ils m'ont apportée durant mes études. Aucun mot, aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect.*

*À mes chères frères et sœurs, et mon fiancé « **WALID** », qui m'ont soutenu en m'encourageant et en le conseillant tout au long de ma Période d'études. À ma tante « **MALIKA** » et mon oncle « **Ammar** » et les querelles de maison « **TASNEEM** » ; « **RAHAF** » ; « **DJOURI** » ; « **MAYAR** » « **BATOUL** » ; « **CELINE** », et la petite amie de sa tante, « **RAWAN** ».*

*À mes chères amies « **NARIMAN, SARAH, NADJAH, WISSAME, SAMIRA...** ». À tous mes amies chacune à Son nom. À mon collègue de ce travail « **ALI** ». Et à tous mes collègues géologues surtout « Les géotechniciens » pour les bons moments Qu'on a Passé ensemble. " À tous ceux que j'aime et qui m'aiment. À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à rendre ce Projet possible.*

**KHAOULA**

## Résumé

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique d'une étude géotechnique, construction et conception des ouvrages représentés par un ensemble de murs de soutènement au niveau des PK 21+020 sis à Texenna et faisant partie de la pénétrante autoroutière 77 reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest.

Une campagne de reconnaissances géologique et géotechnique a été menée sur le site d'étude, afin de déterminer la nature lithologique et les propriétés physiques et mécaniques du terrain qui compose le site.

Pour éviter le risque de glissements de terrain, il a été décidé de stabiliser cette pente en construisant des murs de soutènement divisés en deux types; simples et fondés sur pieux d'une profondeur de 13 à 28 mètres. Une vérification de la stabilité globale des murs de soutènement a été réalisée à travers les résultats d'expériences et d'études, et nous avons constaté que ces murs de soutènement sont sûrs et stables.

**Mots clés :** Texenna, PK21+020, mur de soutènement, Dimensionnement, vérification de stabilité.

## **Abstract**

This end-of-study project is part of the dynamics of a Geotechnical study, construction and design of the structures represented by a set of retaining walls at PK 21+20 located in Texenna and forming part of the penetrating highway 77 linking the port of Djen-Djen to the East-West highway.

A campaign of geological and Geotechnical reconnaissance was carried out on the study site, in order to determine the litho logical nature and the physical and mechanical properties of the terrain that makes up the site.

To avoid the Risk of landslides, it was decided to stabilize this slope by building retaining walls divided into two types; simple and founded on piles with a depth of 13 to 28 meters. A verification of the overall stability of the retaining walls has been carried out through the results of experiments and studies, and we have found that these retaining walls are safe and stable.

**Keywords:** Texenna, KP 21+020, retaining wall, dimensioning, stability verification.

## ملخص

يعد مشروع نهاية الدراسة هذا جزءاً من ديناميكيات دراسة جيوتقنية وبناء وتصميم الهياكل الممثلة بمجموعة من الجدران الاستنادية في ن.ق 21+020 الواقعة في تاكسنة وتشكل جزءاً من اختراق الطريق السريع 77 ربط ميناء جنجن بالطريق السيار شرق-غرب .

تم تنفيذ حملة استطلاعية جيولوجية وجيوتقنية في موقع الدراسة ، من أجل تحديد الطبيعة الصخرية والخصائص الفيزيائية والميكانيكية للتضاريس التي يتكون منها الموقع .

لتجنب خطر الانهيارات الأرضية ، تقرر تثبيت هذا المنحدر ببناء جدران استنادية مقسمة إلى نوعين ؛ بسيطة وقائمة على ركائز بعمق 13 إلى 28 متر. تم التحقق من الاستقرار العام للجدران الاستنادية من خلال نتائج التجارب والدراسات ، ووجدنا أن هذه الجدران الاستنادية آمنة ومستقرة .

**الكلمات المفتاحية :** تاكسنة، ن.ق 21 + 020 ، الجدار الاستنادي، الأبعاد، التحقق من الثبات.

## Table des matières

Remerciements .....	
Dédicace.....	
Résumé.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Liste de Figures.....	iv
Liste des Tableaux.....	vii
Introduction générale.....	1

### *Chapitre I : Synthèse Bibliographique*

I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition des murs de soutènement.....	2
I.3. Différents types des ouvrages de soutènement.....	3
I.3.1. Murs gravitaire ou murs-poids.....	3
I.3.2. Mur en béton armés.....	4
I.3.2.1. Mur en T renversé classique.....	4
I.3.2.2. Mur en déblai.....	5
I.3.2.3. Mur en à contrefort.....	5
I.3.2.4. Diverses disposition des bèches.....	6
I.4. Notions de poussée et butée.....	7
I.4.1. Équilibre de Rankine.....	7
➤ La force de poussée .....	7
➤ La force de butée .....	8
I.4.2. Cas d'une surcharge sur le terrain.....	8
I.5. Stabilité des murs de soutènement.....	9
• La résistance intrinsèque du mur.....	9
• La stabilité du mur .....	9
I.5.1. Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur.....	10
I.5.2. Stabilité au glissement.....	10
I.5.3. Stabilité au renversement.....	11



I .5.4. Stabilité au poinçonnement.....	11
I .6. Pré dimensionnement .....	12
I.7. Conclusion .....	13

## *Chapitre II : Milieu physique et contexte géologique*

II.1. Introduction.....	14
II.2. Description de la zone d'étude.....	14
II.2.1. Situation géographique.....	14
II.2.2. morphologie.....	16
II.2.3. Relief.....	17
➤ Les montagnes .....	17
➤ Les dépressions.....	17
II.2.4. Les pentes.....	18
II.2.5. Climat.....	20
II.2.7. Réseaux hydrographiques .....	21
II.2.6. Végétations.....	21
.II.3. Contexte géologique local.....	22
II.3 , 1. Caractéristiques lithologiques de la région étude .....	22
II.3.2. Description des formations lithologiques de la région de Texenna.....	24
a) Les formations du quaternaire .....	24
b) Les formations post-nappe .....	24
• Les marnes miocènes .....	24
• Les formations détritiques du Pliocène.....	24
c) formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes.....	25
✓ formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle (OMK).....	25
✓ Les formations d'Olistostromes.....	25
d) les formations de type flysch.....	25
✓ Flysch massylien.....	25
✓ Flysch Mauritanien.....	25
e) Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna .....	25
f) Le Trias .....	26
g) Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle .....	26
h) Le socle kabyle.....	26
Caractéristiques géologiques du site de l'ouvrage étudié.....	26

II.3.3.Sismicité du site.....	27
II.3.3.1. Règles parasismiques Algériennes (RPA).....	27

### ***Chapier III : Reconnaissance géotechnique***

III.1. Introduction.....	29
III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique.....	29
III. 2.1.Essai In-situ.....	29
III.2.1.1. Sondages carottés.....	29
III.2.1.2. Les sondages préssiométrique.....	33
III.2.2. Essais de perméabilité.....	35
a) Essai Lugeon.....	35
b) Essai Lefranc .....	36
III.3.Essais de laboratoire .....	37
III.3.1.Propriétés physiques des sols.....	37
• Teneur en eau (W) et degré de saturation (Sr).....	38
• Densité ; humide ( $\gamma_h$ ) et sèche ( $\gamma_d$ ) .....	38
• La porosité et l'indice de vide .....	38
III.3.1.1.Limites d'Atterberg.....	38
III.3.2.Essai mécanique.....	40
III.3.2.1.Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (Essai CD).....	40
III.3.2.2. Résistance à la compression uni-axiale.....	40
III.4. Classification du massif rocheux.....	42
III.4.1.L'indice GSI (GéologicalStrength Index) .....	42
III.5. Conclusion.....	43

### ***Chapitre IV :Dimensionnement et vérification de la stabilité des murs***

IV.1. Introduction .....	44
IV.3. Présentation du projet et objet d'étude.....	44
IV.4. Le prédimensionnement.....	46
IV.5. Principe de vérification .....	48
IV.5.1.Stabilitéauglisement .....	49
IV.5.2. Stabilité au renversement .....	49
IV.5.3. Stabilité interne .....	49
➤ Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation.....	50
- L'excentricité de la force par rapport au point.....	50

- L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle.....	50
➤ Vérification au poinçonnement .....	51
IV.6. Note de calcul des murs « Calcul de la résistance et vérification » .....	51
IV.6.1. Murs des PK (20+968-Pk 21+080) .....	51
IV.6.1.1.Calcul des forces de poussée des terres et forces de la butée qui provoquent les ..murs des PK (20+968-21+080).....	52
➤ l'exemple de calcul du mur de type "4-1" et de 5.10 mètre de hauteur.....	52
• Contraintes de Poussées .....	53
• Force de buté .....	53
• La force de la surcharge permanente .....	53
• Contraintes de Poussées .....	53
• Détermination du poids de murs (W total) et poids des terres (W terre) et Les moments, dis/a.....	54
➤ Résultats des calculs (Fp, Fb, Poids, moments, Q) des autres murs des PK 20+968- 21+080.....	54
IV.6.1.2. Vérification de la stabilité globale des murs des PK (20+968 –21+206).....	55
➤ Vérification du mur de type "4-1" et de 5.10 mètres de hauteur.....	55
a) Vis-à-vis du glissement .....	55
b) Vis-à-vis du renversement .....	55
c) Vis-à-vis de la portance du sol .....	55
d) Vis-à-vis de la sécurité de la semelle .....	56
IV.6.2. Murs des PK (21+080-21+206) sur pieux.....	56
IV.6.2.1. Calcul des forces qui provoquent les murs des PK (21+080-21+206).....	57
IV.7.Conclusion.....	59
<b>Conclusion générale</b> .....	63
<b>Bibliographie</b> .....	

## Liste des Figures

Fig. I.1: Les différents éléments d'un mur de soutènement (Delheme et Bella, 2019).....	2
Fig. I.2. Déférénts types de mur poids :a) Mur gravitaire en maçonnerie ;b) Mur gravitaire à redans ;c) Mur à caissons.....	3
Fig. I.3.Mur en béton armé (Delhem et Bella, 2019).....	4
Fig. I.4.Mur en (T renversé) (Koneichaka, 2019).....	5
Fig. I.5.Mur en déblai (Delhem et Bella, 2019).....	5
Fig. I.6. Mur à contreforts (Koneichaka, 2019).....	6
Fig. I.7. Diverses dispositions de bèches (Delhem et Bella, 2019).....	7
Fig. I.8.État de poussé.....	7
Fig. I.9.État de butée.....	8
Fig. I.10.cas d'une surcharge sur le terrain.....	9
Fig.I.11.les efforts extérieurs appliqués à un mur.....	10
Fig.I.12.Glisement de mur.....	11
Fig.I.13.Renversement du mur.....	11
Fig.I.14.Stabilité au poinçonnement.....	12
Fig.I.15.Dimensionnement usuelles d'un mur (Chebira et Mekki ,2016). ....	13
Fig.II.1. Situation géographique de la commune de Texenna.....	15
Fig.II.2. Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ_31_VI_42 Ouest Texenna 1/25000).....	16
Fig.II.3.Carte hypsométrique de la commune de Texenna.....	17
Fig. II.4. Carte orographique de la région de Jijel.....	18
Fig. II.5.Carte des pentes de la commune de Texenna.....	19
Fig. II.6. Répartition en (%) des classes de pentes.....	20
Fig.II.7. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel A.N.R.H (1996).....	20
Fig. II.8. Réseau hydrographique de la commune de Texenna.....	21
Fig. II.9.Coupe géologique Interprétative des structures alpines de la Petite Kabyle de Jijel (Rouikha ; 2021) .....	22
Fig. II.10.Carte géologique de la commune de Texenna (In Berdi, 2017; légèrement modifiée).....	23
Fig. II.11.Répartition en (%) des formations géologiques de la région d'étude.....	24
Fig. II.12. Colonne litho stratigraphique du bassin néogène de Jijel Nord-est Algérien (Y.Rouikha, 2008) modifiée.....	27

Fig. II.13. Cadre de zonage sismique du territoire national (d'après le RPA version 2003).....	28
Fig.III.1.Implantation des sondages carottés au niveau du site d'étude.....	30
Fig. III.2. Photo des carottes obtenues lors du sondage N 04.....	31
Fig. III.3.Coupe lithologique du site étudié. ....	31
Fig.III.4.Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande .....	38
Fig.IV.1. Réalisation des murs au niveau des des PK (21+080-21+206).....	46
Fig. IV.2. Présentation des murs de soutènement par vue en plan et élévation de Pk 21 .....	46
Fig.IV.3. Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.....	47
Fig.IV.4. Géométrie des murs de soutènement des PK (21+080-21+206).....	48
Fig.IV.5. Géométrie des murs de soutènement avec pieux des PK (21+080-21+206).....	49
Fig. IV.6. montre le point O situé à gauche de mur.....	50
Fig.IV.7. Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation.....	52
Fig.IV.8. Schéma du mur (type 4-1). ....	53
Fig.IV.9.La Force surcharge permanent.....	54
Fig.IV.10 .Division du mur en surface élémentaire.....	54
Fig. IV.11.Représentation des forces sur de mur (type 4-1).....	55

## Liste des Tableaux

Tab. II.1. Répartition des pentes de la zone d'étude. ....	19
Tab. II.2. Répartition en (%) des différentes formations géologiques de la commune de Texenna. ....	23
Tab. II.3. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA, 2008). ....	30
Tab. III.1. Description lithologique des sondages carottés (Rezzani de Eccher, 2015). ....	33
Tab. III.2. Résultats des sondages préssiométriques (Rezzani de Eccher, 2015). ....	34
Tab. III.3. Classification des sols d'après EM/PL d'après Ménard. ....	34
Tab. III. 4. Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008). ....	35
Tab. III.5. Classification des roches en fonction de la perméabilité. ....	35
Tab. III.6. Résultats d'essai lugeon (Rezzanide Eccher, 2015). ....	36
Tab. III.7. Résultats d'essai Lefranc (Rezzani de Eccher, 2015). ....	37
Tab. III.8. Propriétés physiques des sols (L.C.T.P, 2015). ....	39
Tab. III.9. Résultats de l'essai limite d'Atterberg (L.C.T.P ,2015). ....	40
Tab. III.10. Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne (consolidé drainé) ....	41
Tab. III.11. Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple RC (NFP 94-077). ....	41
Tab. III.12. Résultats de l'essai de Résistance à la compression uni-axiale. ....	41
Tab. III.13. GSI et qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995). ....	42
Tab. III.14. Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI. ....	42
Tab. IV.1. Prédimensionnement des murs simples des PK (21+080-21+206). ....	46
Tab. IV.2. Prédimensionnement des murs en pieux des PK (21+080-21+206). ....	47
Tab. IV.3. Détermination des poids et des moments des murs. ....	54
Tab. IV.4. Résultats de calcul des forces de tous les murs de des PK (21+080-21+206). ....	54
Tab. IV.5. Résultats de calcul pour la vérification de la stabilité globale des murs des PK (20+968-21+080). ....	56
Tab. IV.6. Résultats de calcul les forces des autres murs des PK (21+080-21+206). ....	57
Tab. IV.7. Résultats de calcul de vérification de la stabilité globale des murs des PK ( 21+080 -21+206). ....	58
Tab. IV.8. Nombre de pieux proposés pour chaque mur. ....	59



*Introduction  
Générale*

## Introduction Générale

**L**es ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour empêcher les remblais abrupts de s'effondrer ou de glisser. Ils sont principalement utilisés pour réduire l'impact des remblais naturels pour la construction de routes.

La conception et la construction d'un mur de soutènement nécessitent une étude approfondie de l'Infra-structure et de la superstructure supportant le mur. La détermination de forces agissantes entre le sol et les structures de support est une étape importante de l'ingénierie géotechnique.

L'objectif de ce mémoire est de vérifier la stabilité globale des murs de soutènement sis entre les PK 20+968 et 21+206 à la bordure de l'Oued Mencha (région d'El-Gheriana). Dans ce tronçon ont été réalisés dix-neuf murs de soutènement avec une longueur et hauteur variable.

Sur la base des résultats des essais in situ et de laboratoire des sols pertinents pour ce site du projet, nous avons réalisé une étude géotechnique pour évaluer son adéquation à la structure. Bien sûr, sans oublier que la géologie et l'hydrogéologie du site sont très importantes dans tel type de projets.

Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre autres chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

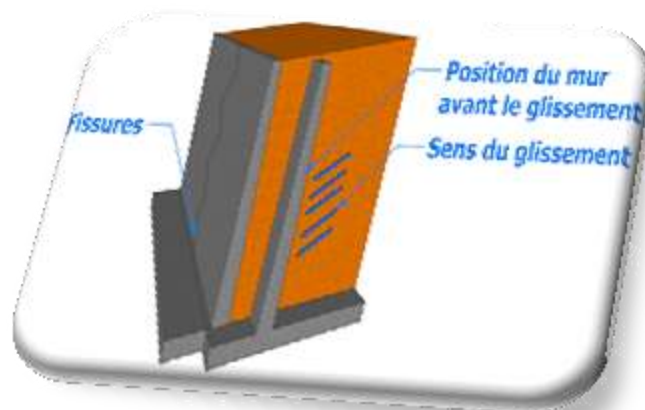
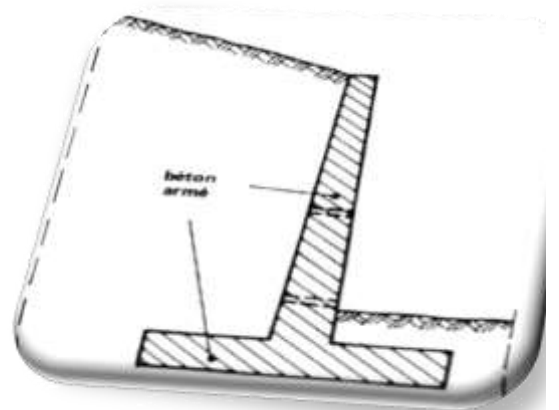
- ✓ Chapitre I : porte sur une analyse bibliographique, présente une vue générale sur les différents types de murs de soutènement ainsi que les matériaux utilisés pour les construire.
- ✓ Chapitre II : s'intéresse à une présentation de la zone d'étude ; ainsi que leur Contexte géologique local
- ✓ Chapitre III: consacré à l'étude géotechnique afin de déterminer les paramètres indispensables pour l'analyse et l'étude de ces murs de soutènement avec présentation, interprétation et discussion des résultats.
- ✓ Chapitre VI : consacré à l'étude de dimensionnement et la vérification de la stabilité globale de ces murs de soutènement.

Enfin une conclusion de cette étude regroupant les différents résultats avec proposition de recommandations.



*Chapitre I*

# ***Synthèse bibliographique***



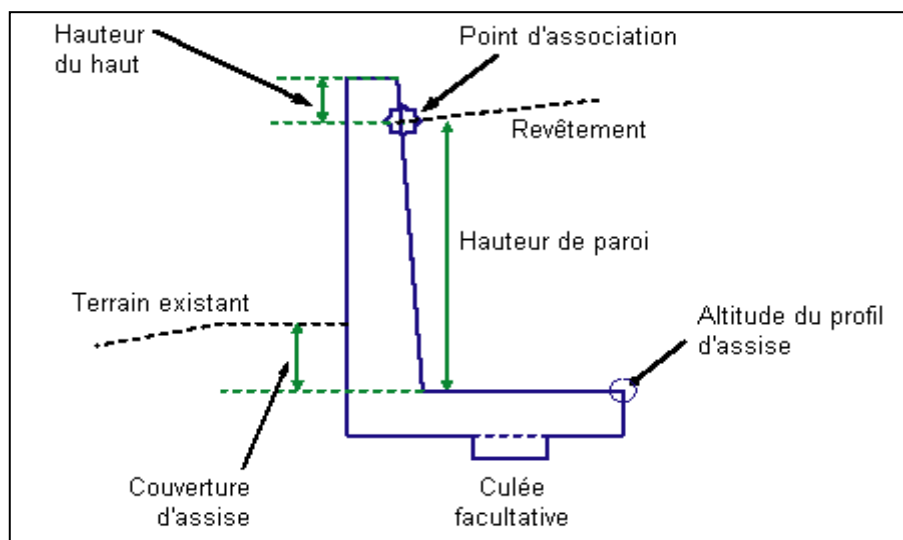
## I.1. Introduction

Le comportement du mur de soutènement contre les sollicitations a fait l'objet plusieurs études. La stabilisation des massifs de sol se fait généralement à cet endroit la construction d'une structure de soutien ou par l'ajout d'éléments de renforcement au sol. Les murs de soutènement peuvent être projetés sur la pile selon le sol et l'environnement. Les piles permettent d'avoir une résistance latérale supplémentaire aux sollicitations et ainsi une meilleure stabilité.

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de pression qui distingue les différents types de structures.

## I.2. Définition des murs de soutènement

Le mur de soutènement est une structure verticale ou infra-verticale utilisée pour supporter le terrain (Koneichaka,2019). Sur-site. À titre provisoire ou permanent, pour empêcher un glissement de terrain, la construction d'un parking souterrain ou la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'une œuvre d'art (Khenouf et Souaduk ,2016) Les supports sont principalement utilisés, aussi dans les zones de montagne pour protéger les routes contre les risques de glissements de terrain ou d'avalanches (Bouhelassa et Chabou, 2020). (Fig. I.1)



**Fig. I.1.** Les différents éléments d'un mur de soutènement

### I.3. Différents types des ouvrages de soutènement

L'effort de poussée exercé par la masse de terre retenue peut être repris de diverses manières. On peut distinguer trois grands modes (Koneichaka, 2019) :

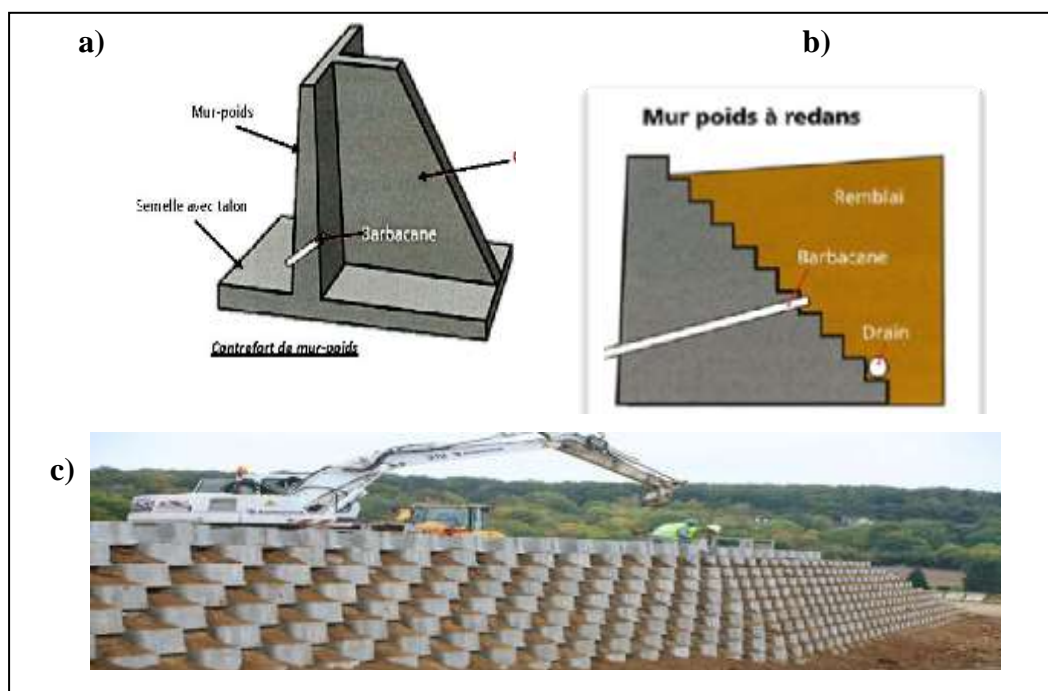
- La charge est prise en charge par le poids de la structure de support (mur de poids).
- La poussée est absorbée par l'insertion de la structure d'appui (écrans plats).
- La poussée est reprise par des ancrs (parois composites)

#### I.3.1. Murs gravitaire ou murs-poids

Il s'agit de l'œuvre la plus classique et la plus ancienne (Fig. I.2). On peut les fabriquer en béton non armé, en maçonnerie. Il peut s'agir d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués en béton armé ou non (blocs, caissons ou caisses remplis de terre) (Gahmous, 2018 ; Taibaoui, 2020).

Les murs de gravité ou les murs poids en trois principales catégories (Delhem etBella ,2019)

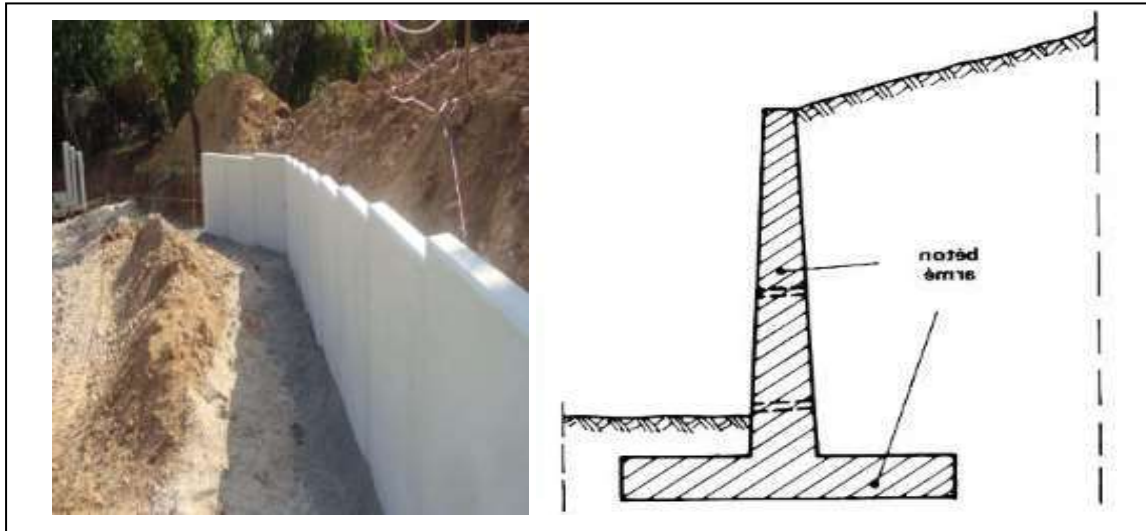
- Mur à caissons
- Mur gravitaire en maçonnerie
- Mur gravitaire à redans



**Fig. I.2.** Différents types de mur poids : a) Mur gravitaire en maçonnerie ; b) Mur gravitaire à redans ; c) Mur à caissons

### I.3.2. Mur en béton armés

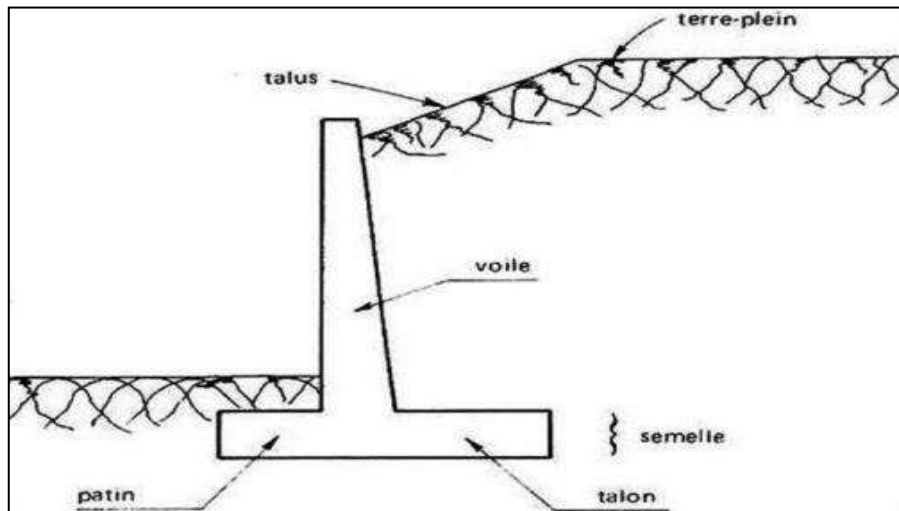
Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers (Delhem et Bella, 2019). Ont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé (Gahmous, 2018). Ont été construits en béton armé préfabriqué ou en mur métalliques (chebira et Mekki). La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement (Saaoui, 2017) (Fig. I.3).



*Fig. I.3. Mur en béton armé (Delhem et Bella, 2019).*

#### I.3.2.1. Mur en T renversé classique

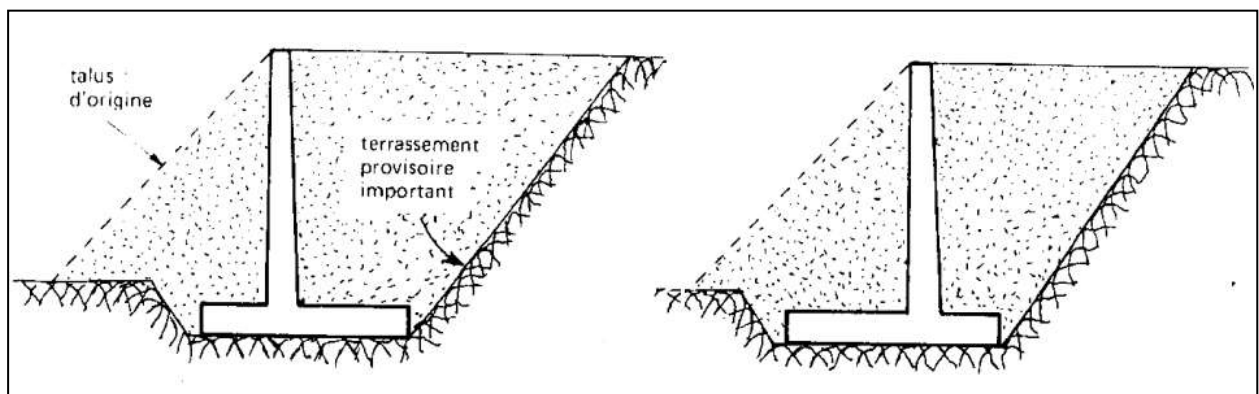
Il s'agit de la forme commune pour un mur en béton armé (Fig. 1.4), dit à nouveau. Cantilever grâce à la voile intégrée dans la semelle. Sans contreforts, en effet. Économique pour les hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres est peut-être érigé sur un terrain de faibles propriétés mécaniques. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol (Tedjini, 2017).



*Fig. I.4. Mur en (T renversé) (Koneichaka, 2019).*

### I.3.2.2. Mur en déblai

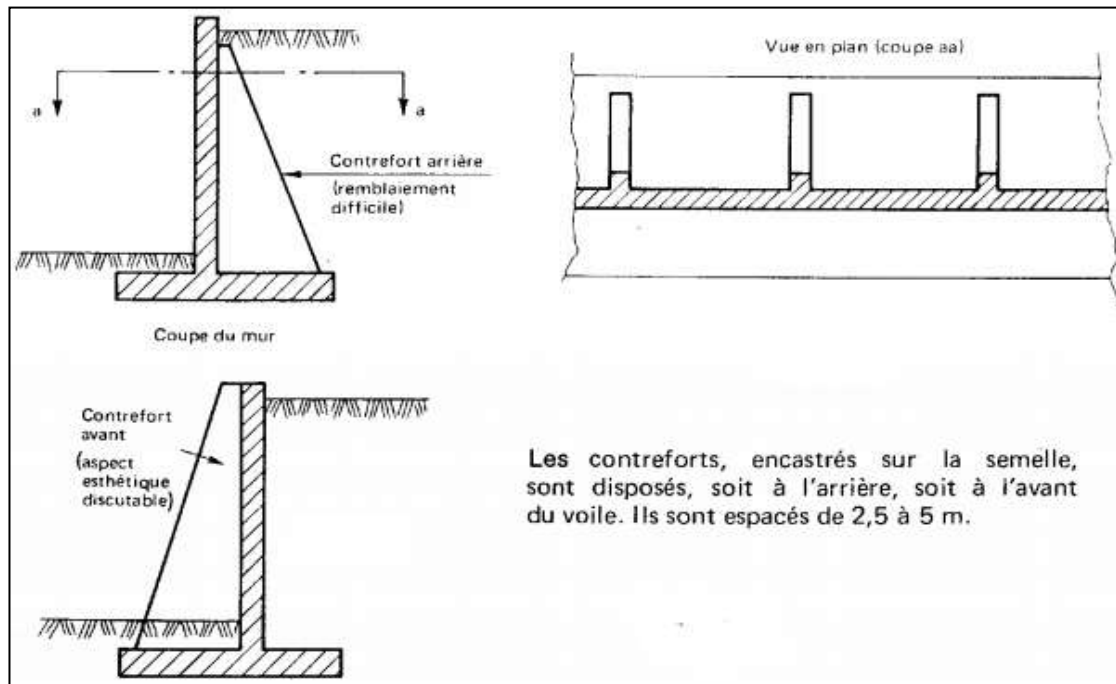
Le cas de murs en déblai, (Fig. I.5) c'est-à-dire réalisé en terrassant un talus ; les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin (Tedjini, 2017 ; Delhem et Bella, 2019).



*Fig. I .5. Mur en déblai (Delhem et Bella, 2019).*

### I.3.2.3. Mur en à contrefort

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts ayant pour but de réduire le moment. (Tedjini, 2017 ; Delhem et Bella, 2019) (Fig. I.6).



**Fig. I.6.** Mur à contreforts (Koneichaka, 2019).

#### I.3.2.4. Diverses disposition des bêches

Parfois, la stabilité glissante du mur doit être placée sous la semelle d'une pique. Il peut être placé à l'avant (Fig. I.7.A) ou à la semelle arrière (Fig. I.7.B), ou parfois même en tant qu'extension de la voile (Fig. I.7.C).

Cette excavatrice, toujours complètement creusée sans coffrage, première caisse (Fig. I.7.A) Cela peut sembler intéressant parce qu'il permet à la semelle de se détacher complètement le givre. Mais en creusant avec une pelle, il existe un risque de décompression sol dans les zones les plus en demande. En outre, il y a des risques qui sont vus, Après la construction du mur, le bloc à l'avant de l'excavatrice a été enlevé par les travaux de terrassement. Le troisième cas (Fig. I.7.C) peu usité, est néanmoins intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant aciers en attente (Delhem et Bella, 2019).

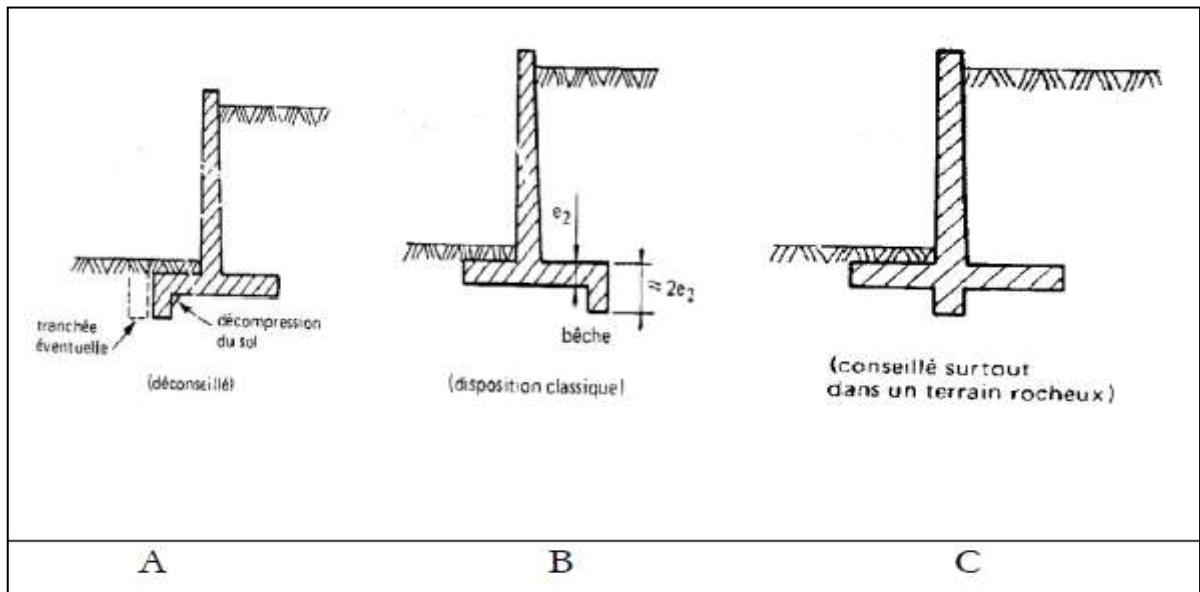


Fig. I.7. Diverses dispositions de baches (Delhem et Bella, 2019).

#### I.4. Notions de poussée et butée

Pour une structure de soutènement simple, de type béton mur retenant un solide de sol, les types de contraintes exercées sur ce mur sont :

##### I.4.1. Équilibre de Rankine

- **La force de poussée** : C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement (Fig. I.8).

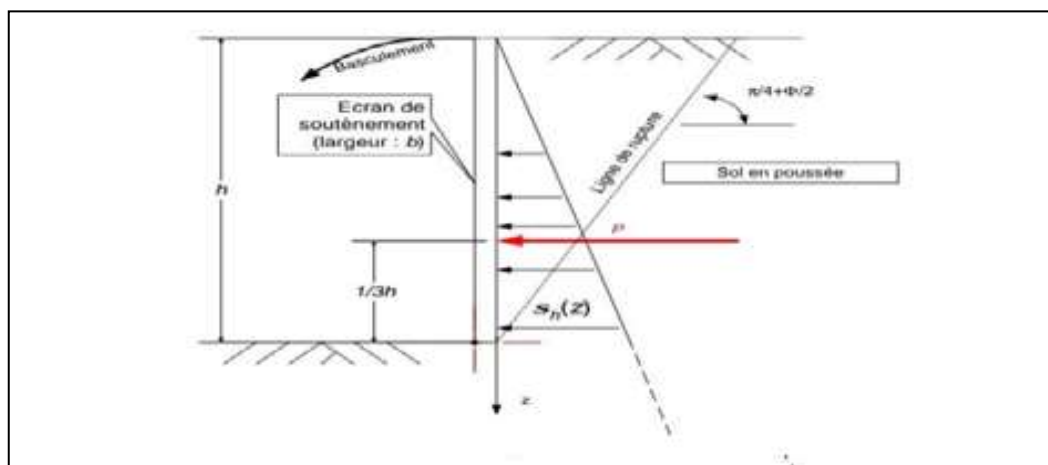


Fig. I.8. État de poussé.

- **La force de butée** : C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur (Fig. I.9).

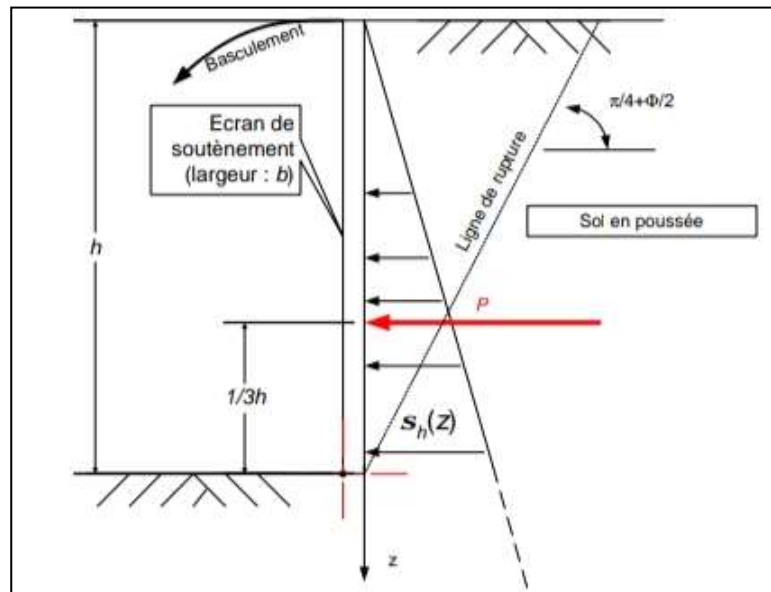


Fig. I.9. État de butée.

#### I.4.2. Cas d'une surcharge sur le terrain

Une surcharge  $q$  sur le terrain induit une augmentation de la contrainte verticale  $S_v$  telle que

$$S_v(z) = g \cdot z + q \quad \text{à toute profondeur } z.$$

Il vient en conséquence pour la contrainte horizontale :

$$S_h(z) = (K_a \text{ ou } K_p) S_v(z) = (K_a \text{ ou } K_p) \cdot g \cdot z + (K_a \text{ ou } K_p) q$$

Tout se passe comme s'il y avait superposition sur la contrainte horizontale des effets de la densité du sol (répartition triangulaire) et de la surcharge  $q$  (répartition rectangulaire). Le schéma illustre cette superposition des effets sur la contrainte  $S_h$ . (Fig. I.10)

L'effort résultant  $P$  est donc décomposé aussi en 2 parties telles que  $P = P_g + P_q$ :

- Une première résultante  $P_g$  toujours située au  $1/3 - 2/3$  de la hauteur de l'écran. Sa valeur – pour une largeur d'écran  $b$  – est  $P_g = 1/2 (K_a \text{ ou } K_p) \cdot g \cdot h^2 \cdot b$
- Une deuxième résultante  $P_q$  située en  $\frac{h}{2}$ . Sa valeur – pour une largeur d'écran  $b$  – est  $P_q = (K_a \text{ ou } K_p) \cdot q \cdot h \cdot b$



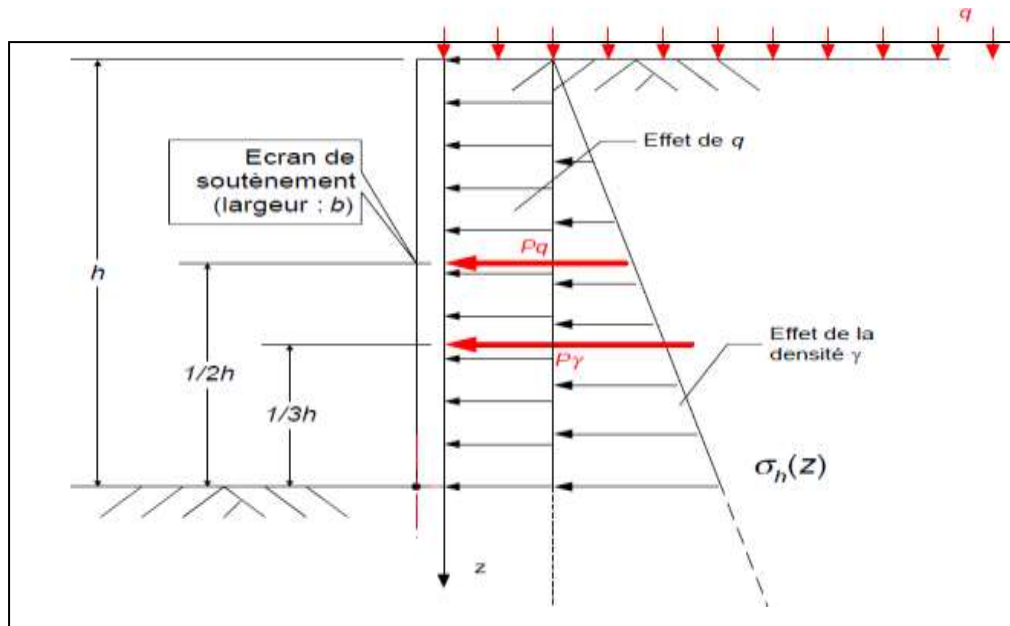


Fig. I.10. Cas d'une surcharge sur le terrain

### I.5. Stabilité des murs de soutènement

La capacité d'un mur de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous 2 aspects :

- **La résistance intrinsèque du mur** : il faut vérifier la résistance propre du matériau constituant la structure du mur, par exemple en béton armé.
- **La stabilité du mur** : un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui ci, compte tenu des charges qui lui sont Les critères de stabilité du mur sont :
  - Le non glissement du mur ;
  - Le non renversement du mur ;
  - Le non poinçonnement du sol sous la fondation du mur ;
  - La stabilité d'ensemble (glissement de terrain) ;

### I.5.1. Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur

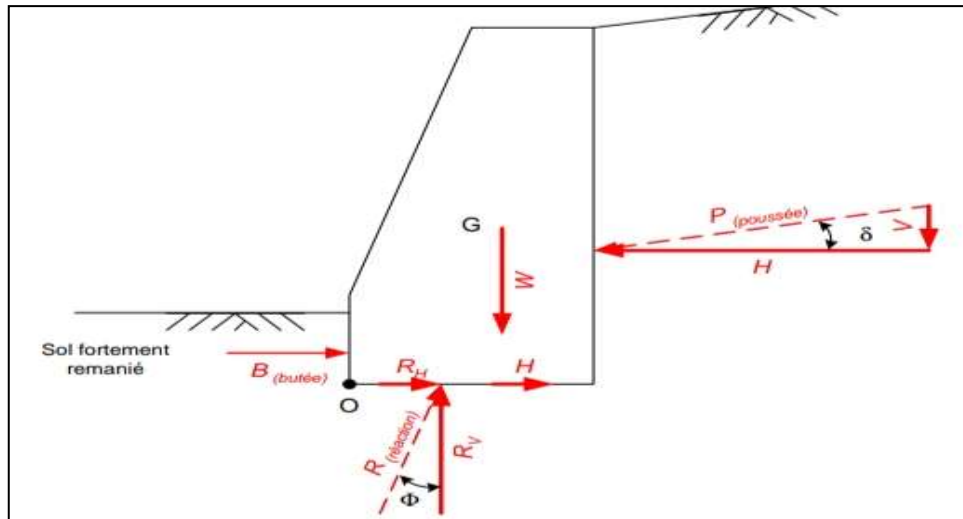


Fig. I.11 .Les efforts extérieurs appliqués à un mur.

La section précédente a permis de déterminer l'effort  $P$  due à la poussée des terres (pas de mobilisation de butée dans ce cas). Mais le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement fait aussi apparaître (Fig. I.11) :

- le poids propre du mur  $W$ .
- l'effort de butée  $B$  généré par la terre devant le mur. Mais compte tenu de la difficulté de mobiliser un tel effort (déplacement important nécessaire et sol souvent peu compacté),  $B$  est souvent négligé.
- l'apport de la cohésion  $C$  sous la forme d'un effort  $H$ . (effet de collage) :  $H = C \times b$  la réaction d'appui du sol sur le mur  $R$ .

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est  $R$ . Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

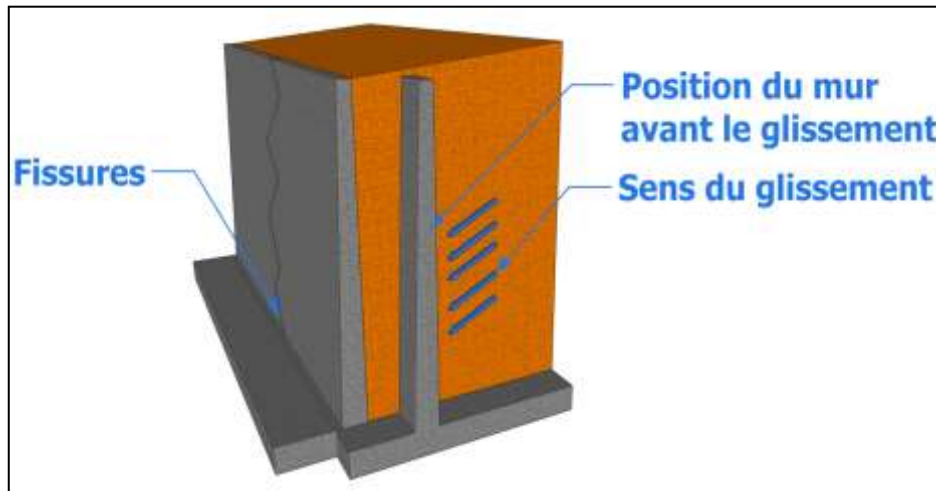
- $R_v = W + P_v$
- $R_h = R_v \tan \phi = (W + P_v) \tan \phi$

### I.5.2. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

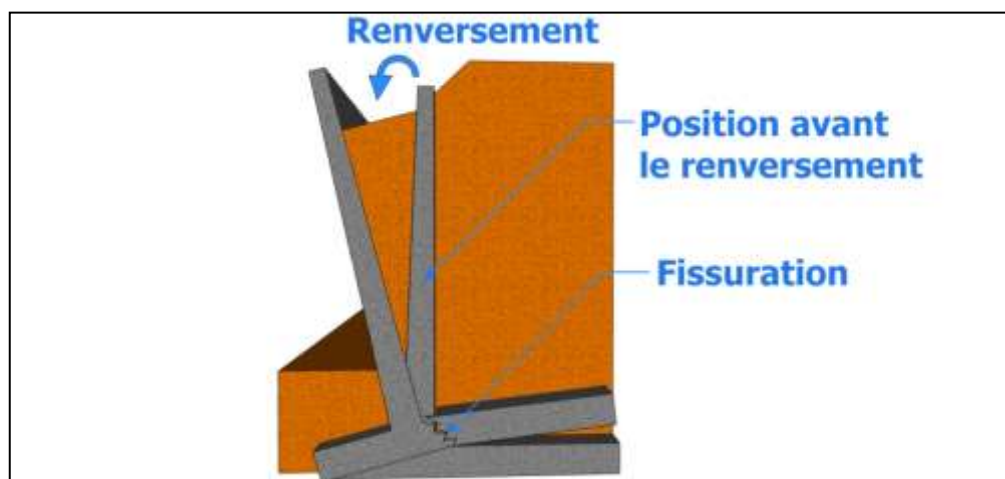
Le glissement du mur est un déplacement horizontal du mur. Il est observé généralement dans les terrains en pente (Fig. I.12).



*Fig. I.12. Glissement de mur.*

### I.5.3. Stabilité au renversement

Le renversement du mur est défini comme une rotation par rapport à l'axe verticale du mur pouvant provoquer une fissuration au niveau du patin et de la paroi, ainsi que l'effondrement du mur et l'éboulement du remblai (Fig. I.13).

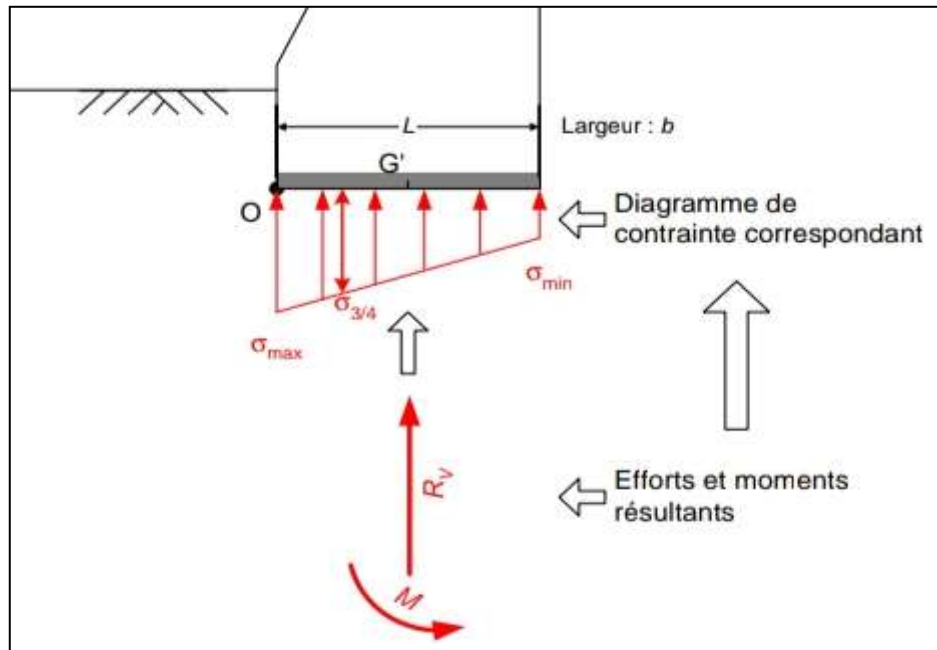


*Fig. I.13. Renversement du mur.*

### I.5.4. Stabilité au poinçonnement

Le sol sous la semelle subit des contraintes normales. La répartition est triangulaire.

Réglementairement, on détermine une contrainte  $\sigma_{3/4}$  qui devra rester inférieure ou égale à la contrainte de calcul de portance du sol  $q$  (Fig. I.14).

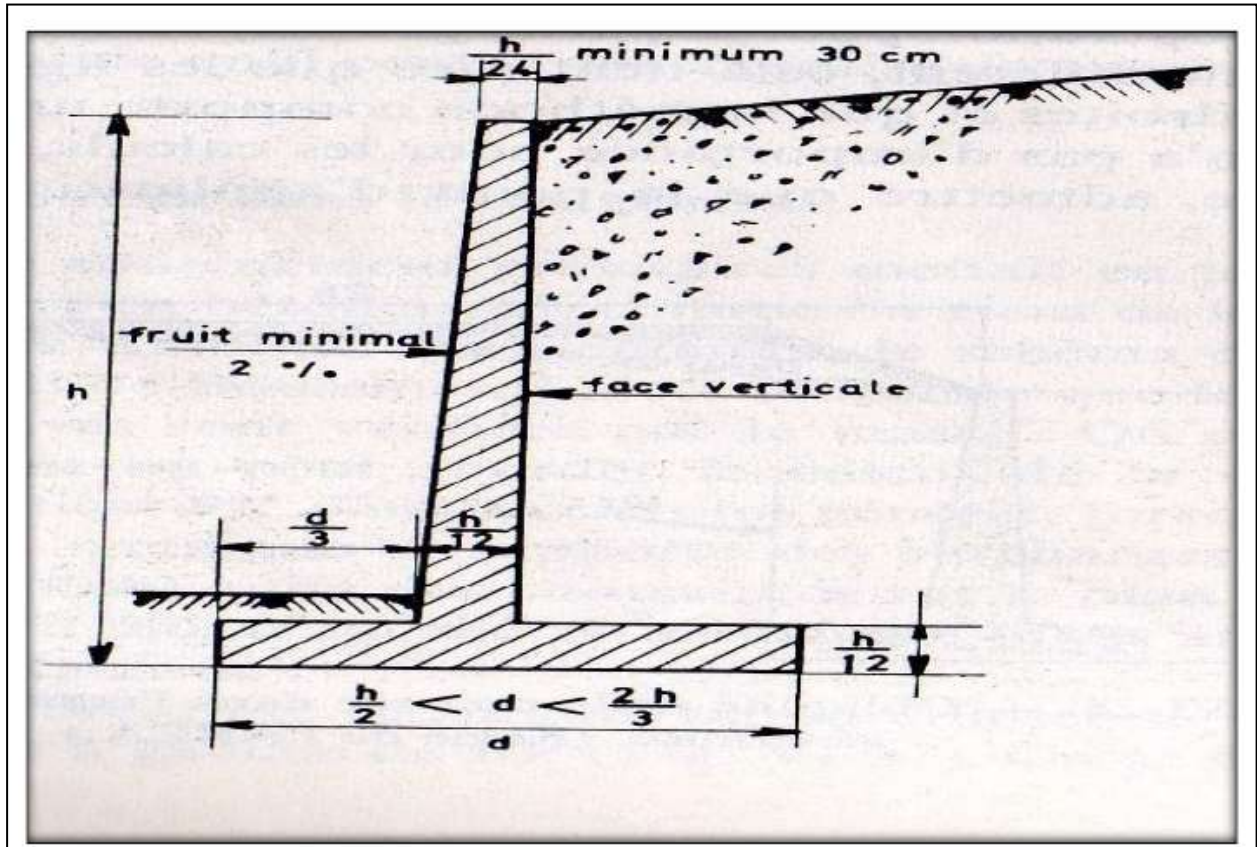


*Fig. I.14. Stabilité au poinçonnement.*

### I.6. Prédimensionnement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, (Fig. I.15) il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur (Chebira et Mekki, 2016).



*Fig. I.15. Dimensionnement usuelles d'un mur (Chebira et Mekki ,2016).*

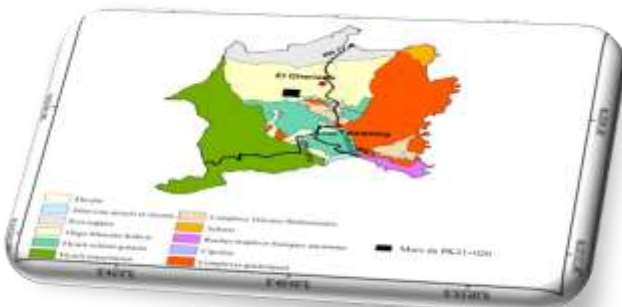
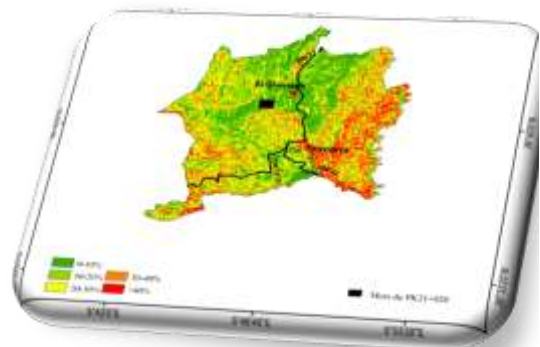
## I.7. Conclusion

À la fin de l'étude bibliographique réalisée dans le présent chapitre, nous trouvons que les murs de soutènement sont des ouvrages essentiels et pratiques vus dans les différentes formes qui peuvent être construites, et leur adaptation facilitée sur les différents sites de fabrication.

Nous voyons que les mouvements terrestres représentent un grand danger, leurs caractères imprévisibles et violents présentent un souci pour la vie humaine et leurs biens. Ces mouvements de terrain sont en général stabilisés par la construction de supports spécifiques.

Ce chapitre avait pour but, de montrer les différents types d'ouvrages de soutènements qu'on peut utiliser pour éviter ces dangers et comment on vérifie leurs stabilités au courant de leur durée de vie et de fonctionnement.

# Milieu physique et contexte géologique



## II.1. Introduction

Dans ce chapitre sont traités ; le milieu physique de la zone d'étude. Il s'agit de la localisation géographique ; l'orographie; le climat; l'hydrographie; la végétation et le contexte géologique local.

Ces éléments de base sont nécessaires à la compréhension de la problématique abordée dans le cadre de cette étude.

## II.2. Description de la zone d'étude

### II.2.1. Situation géographique

La commune de Texenna se situe à 20 km environ au sud-est du chef-lieu de la ville de Jijel sur la route RN77 qui relie cette dernière à Sétif, elle est limitée administrativement par les communes suivantes (Fig. II.1):

- ✓ Au Nord par la commune de Kaous.
- ✓ Au Sud par la commune de Boudria Benyadjis.
- ✓ À l'Est par la commune d'Oudjana et l'Émir Abdelkader.
- ✓ À l'Ouest par la commune d'El-Aouana et Selma Benziada.

La commune de Texenna a été créée lors du découpage administratif de 1984, s'étend sur une superficie globale de 177.7 km<sup>2</sup>. Ses coordonnées géographiques sont :

- Longitude: 05°4'06''-05°47'42''
- Latitude: 36°39'45''-36°40'30''



*Fig. II.1. Situation géographique de la commune de Texenna.*

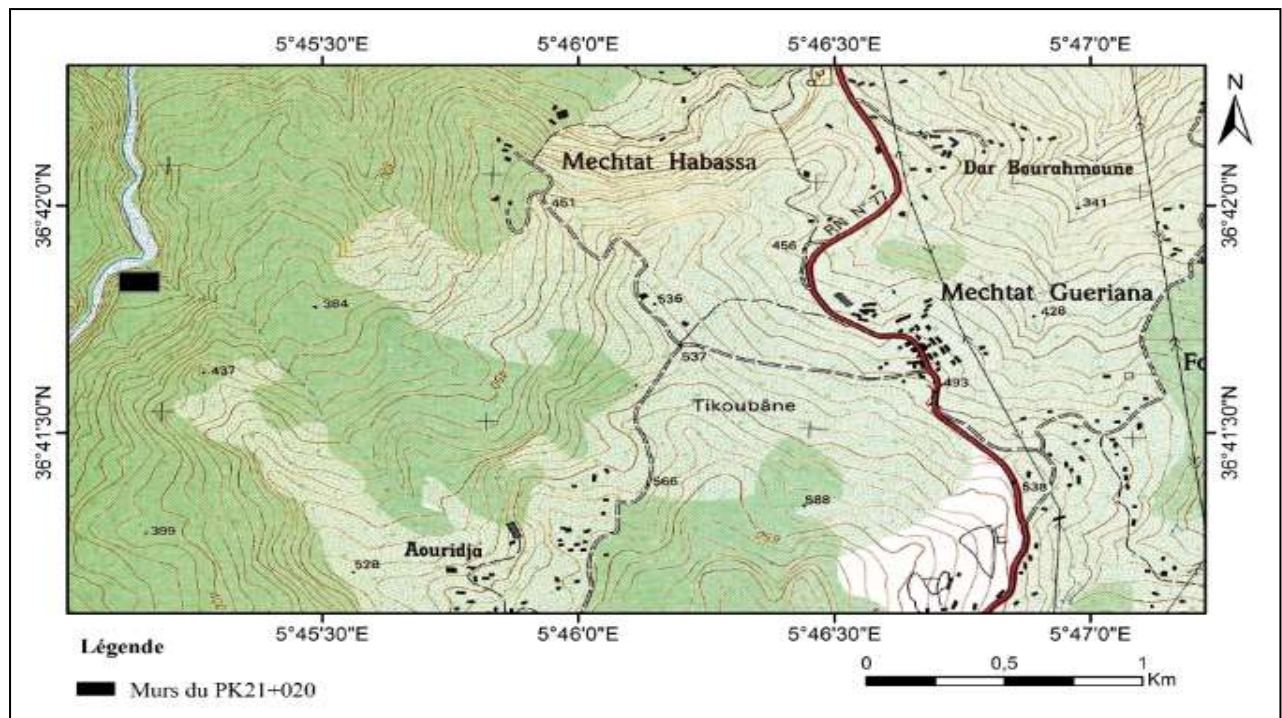
Notre projet à savoir les murs de soutènement, s'étend au niveau de la pénétrante Djendjen-Eulma entre les PK 20+968 et 21 +206 (238m de longueur) en parallèle du tracé.

Le site est situé à 10 km au nord-ouest du village de Texenna et à 5.10 Km à l'Ouest de la localité d'El-Gheriana (Fig. II.2).

Cet ouvrage a été réalisé dans le cadre du confortement d'un terrain en déblai. Ses coordonnées géographiques sont :

- Longitude: 5°42' 30''N
- Latitude: 36°41'60''E

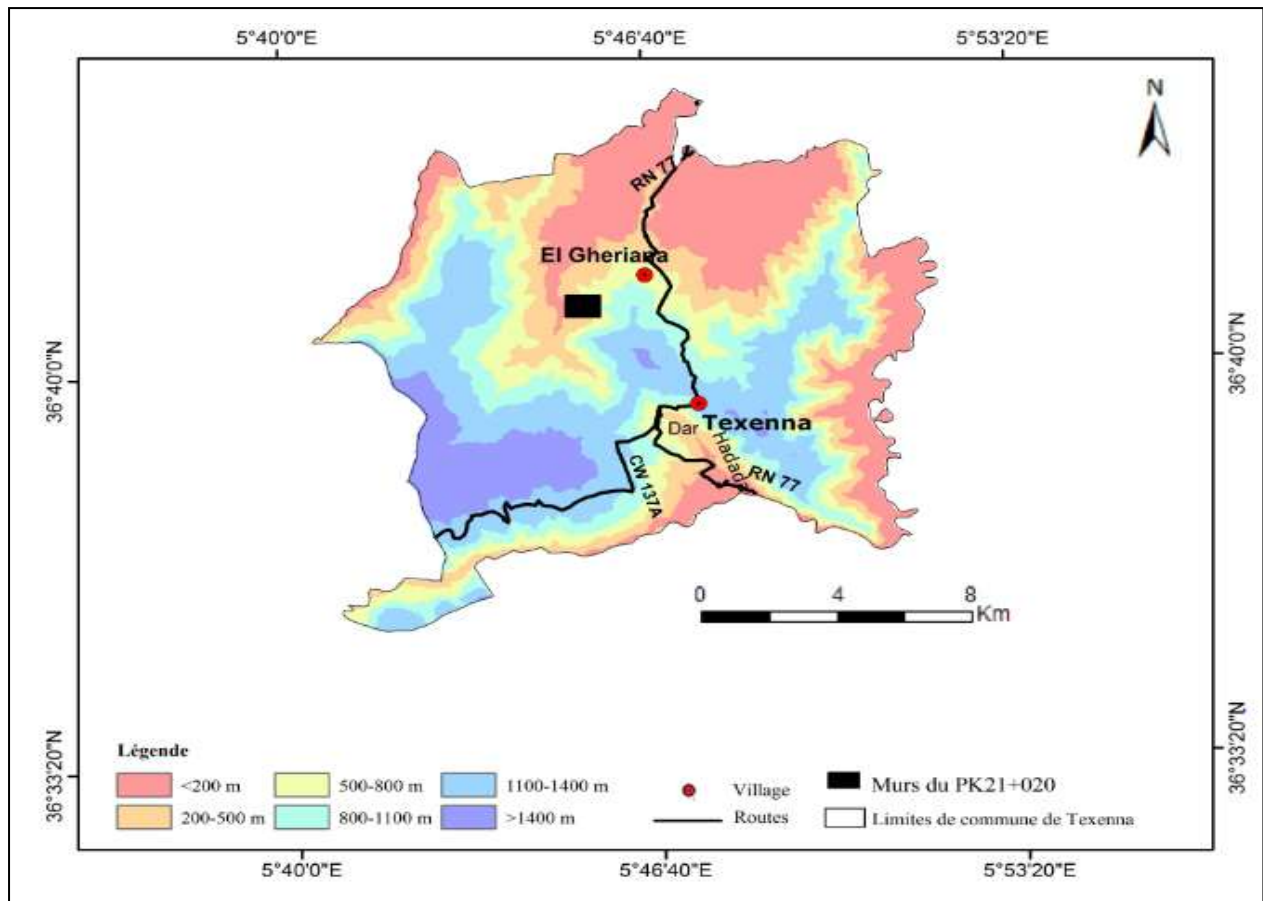




*Fig. II.2. Situation géographique du site de projet (extrait de la carte topographique NJ\_31\_VI\_42 Ouest Texenna 1/25000).*

### II.2.2. Morphologie

La topographie de la commune de Texenna est fortement accidentée, l'examen de la carte topographique de la région étudiée (Fig. II.3) aperçus que la commune de Texenna est caractérisé par des pentes fortes, cela est dû à la présence de montagnes abruptes et de nombreux oueds et châabets qui la traversent car elle appartient à la zone des montagnes au Sud de Jijel.



*Fig. II.3. Carte hypsométrique de la commune de Texenna*

### II.2.3. Relief

Les reliefs dans la région de Texenna sont des résultats de l'histoire géologique de la région, ils sont marqués par de grands contrastes topographiques marquant aussi des topographies irrégulières dont les principales formes de reliefs sont :

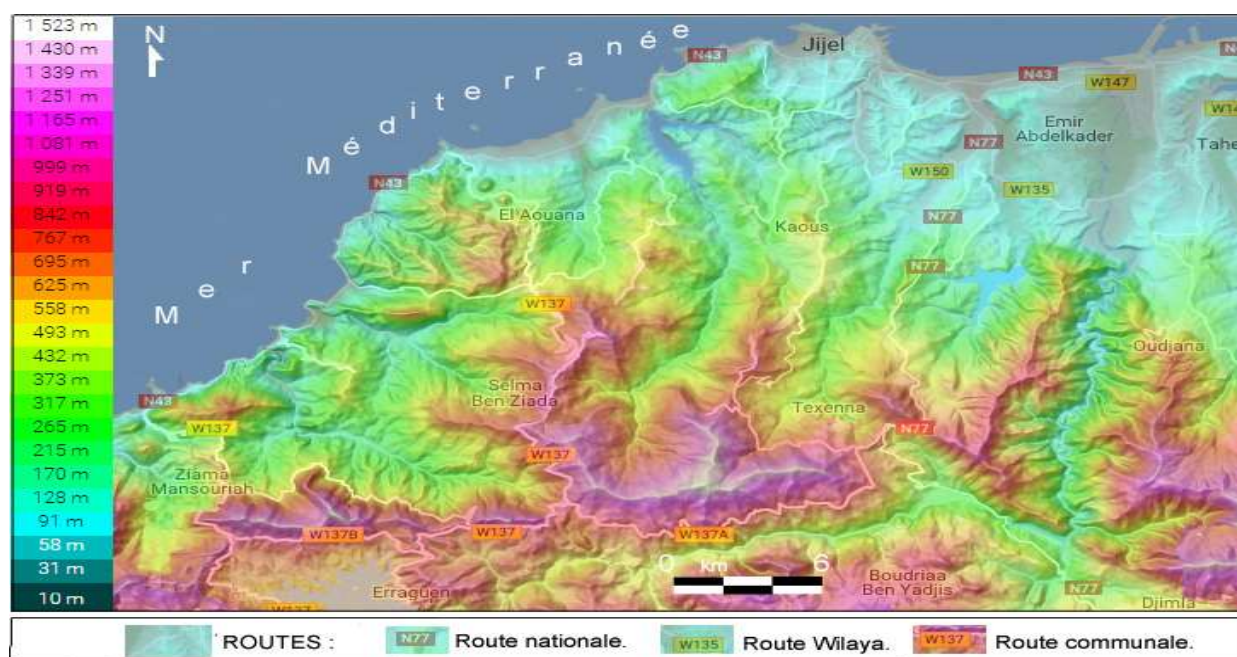
#### ➤ Les montagnes

La topographie de la commune de Texenna est fortement accidentée ; cela est du à la présence de montagnes abruptes et de nombreux Oueds et Chaabets qui la traversent. Les montagnes se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'Est et l'autre à l'Ouest et sont caractérisés par des altitudes qui peuvent dépasser les 1000 m (Djebel Sendouah).

#### ➤ Les dépressions

Situées entre les chaînes de montagnes, ce sont des zones basses où se concentrent la plupart des agglomérations et mechtats. Cette zone s'étend jusqu'au limite de la commune de Kaous au Nord et la pente de ces terrains varie entre 0-12% et l'altitude de cette zone varie entre 400 et

800 m. elle est composée de terres cultivables le long des oueds qui arrosent la zone et se dirigeant du Sud vers le Nord.



*Fig. II.4. Carte orographique de la région de Jijel*

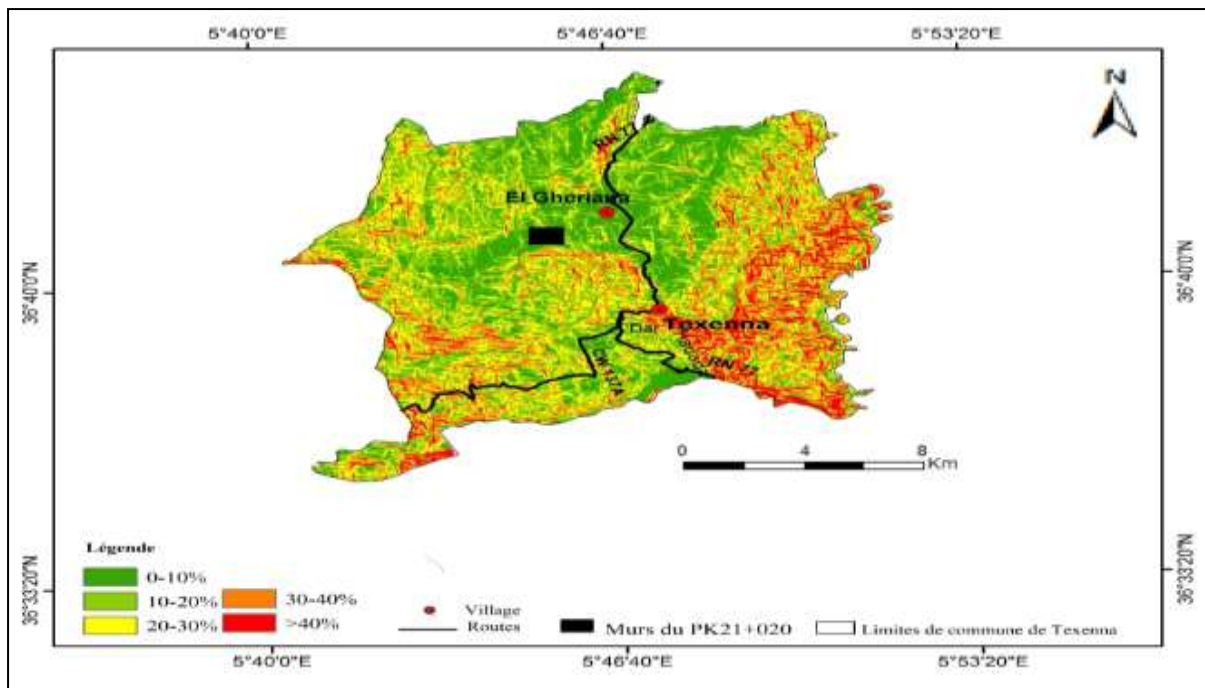
#### II.2.4. Les pentes

L'examen de la carte topographique de la région étudiée (Fig. II.5) ; fait apparaître que la commune de Texenna est caractérisée par des pentes fortes, car elle appartient à la zone des montagnes au Sud de Jijel. Les observations des données topographiques relevées, montrent assez bien des changements brusques des pentes. La globalité du site présente une topographie irrégulière. On distingue de ce fait, et sur la base des valeurs de pentes déduites, que le terrain de la commune de Texenna est subdivisé en cinq zones qui sont :

- **La zone de pente (A) : de 0 à 10% :** Cette zone de pente est qualifiée comme faible, elle réside au centre, il s'agit d'une cuvette occupant une grande partie du site, cette zone occupe l'agglomération du village de Texenna.
- **La zone de pente (B): de 10 à 20 % :** C'est une classe qui occupe des petits terrains répartis à l'Est et à l'Ouest et au Nord de l'agglomération principale. Cette classe est caractérisée par des pentes moyennes.
- **La zone de pente (C) : de 20 à 30 % :** Cette zone intéresse plusieurs parcelles inégales, dont la majorité est à l'Est, elle s'étend sur des petits versants, dans cette zone de pente les risques

de glissements sont à craindre, l'aménagement dans cette zone doit être conçu avec des précautions.

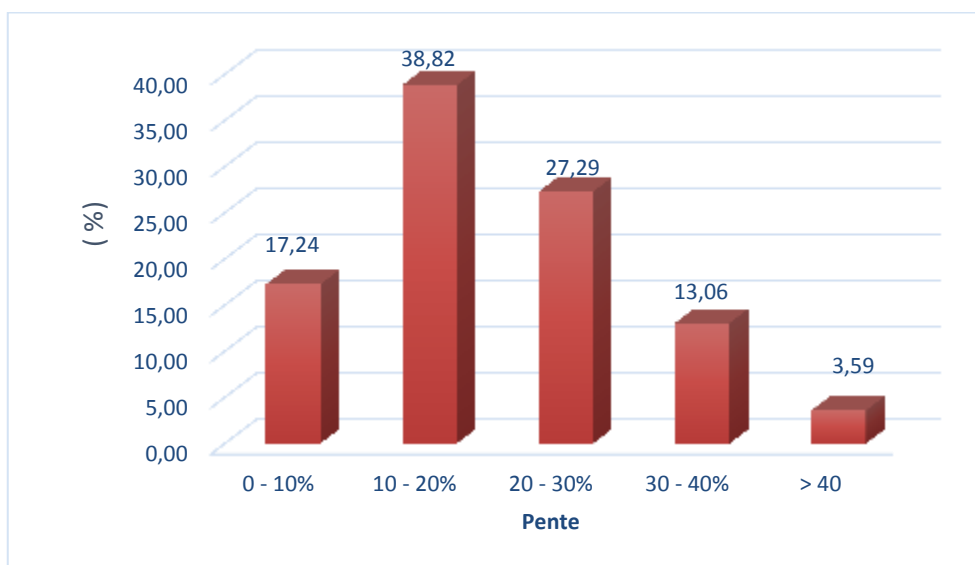
- **La zone (D) : de 30 à 40% :** Elle occupe des versants, qui sont caractérisés par de fortes déclivités. Cette zone intéresse plusieurs parcelles inégales, dont la majorité est à l'Est et l'Ouest. Dans cette zone, les risques potentiels de mouvement de terrain qui ne manqueraient de se produire lors des travaux d'aménagement, sont réels.
- **La zone (E) : de > 40 % :** Elle occupe la partie surélevée des versants qui contour la ville de Texenna, cette dernière est caractérisée par des pentes très fortes.



*Fig. II.5. Carte des pentes de la commune de Texenna*

*Tab. II.1. Répartition des pentes de la zone d'étude.*

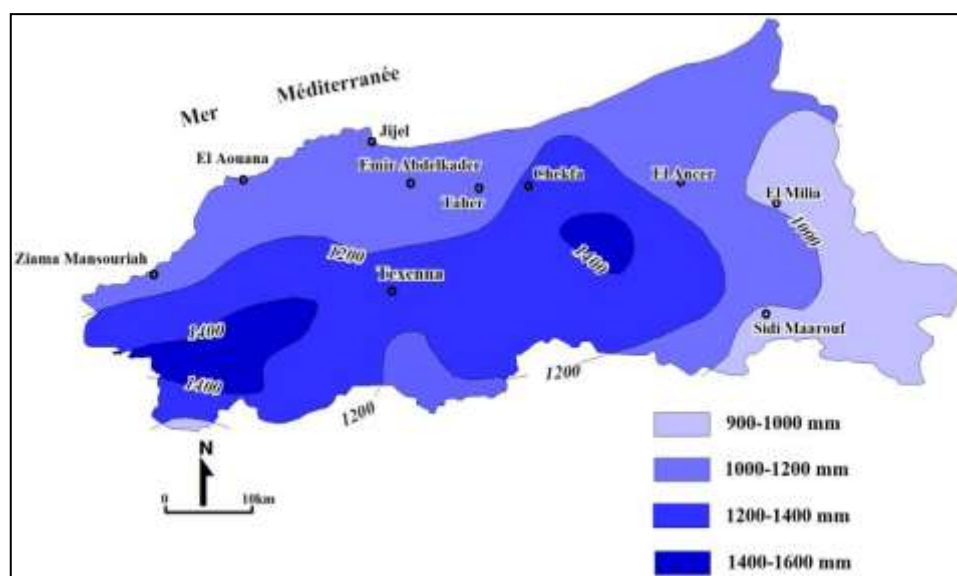
Pentes	Surface (Km <sup>2</sup> )	Surface en (%)
0 - 10%	30,64	17,24
10 - 20%	68,99	38,82
20 - 30%	48,49	27,29
30 - 40%	23,2	13,06
>40 %	6,38	3,59
<b>Total</b>	<b>177,7</b>	<b>100</b>



**Fig. II.6.** Répartition en (%) des classes de pentes.

### II.2.5. Climat

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au Nord, et des reliefs au Sud. Ces deux raisons font que le climat de la région est tempéré, avec des températures élevées en été et basses en hiver. Les précipitations d'eau annuelles varient entre 900 et 1200 mm/an. Cette pluviométrie classe cette région parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important.

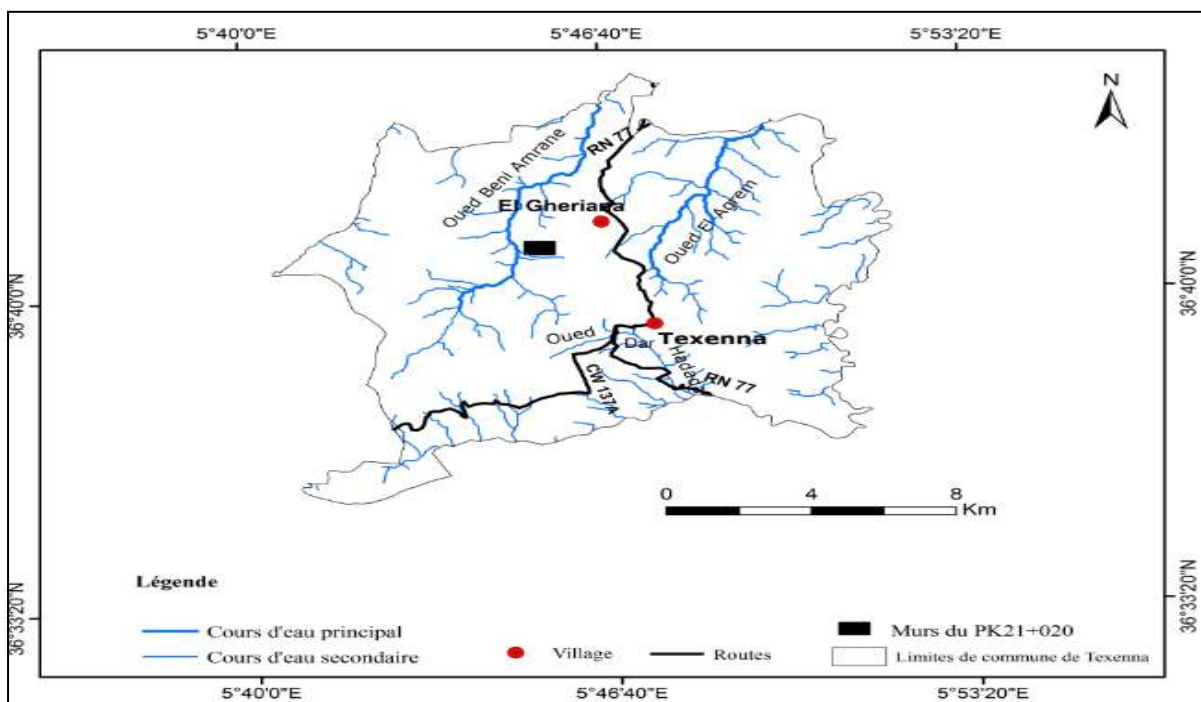


**Fig. II.7.** Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel A.N.R.H (1996).

### II.2.6. 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 le ruissellement des surfaces en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces différents drains alimentent les principaux Oueds de la région comme représentés sur la (Fig. II.8) en l'occurrence :

- Oued Mencha (en Amont s'appel Oued Beni Amrane).
- Oued El Agram



*Fig. II.8. Réseau hydrographique de la commune de Texenna.*

### II.2.7. Végétation

La couverture végétale de La commune de Texenna couvre une grande partie de la superficie de la commune. Favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses. Ces forêts sont représentées essentiellement par du chêne-liège, des chênes-zens, des broussailles, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière.

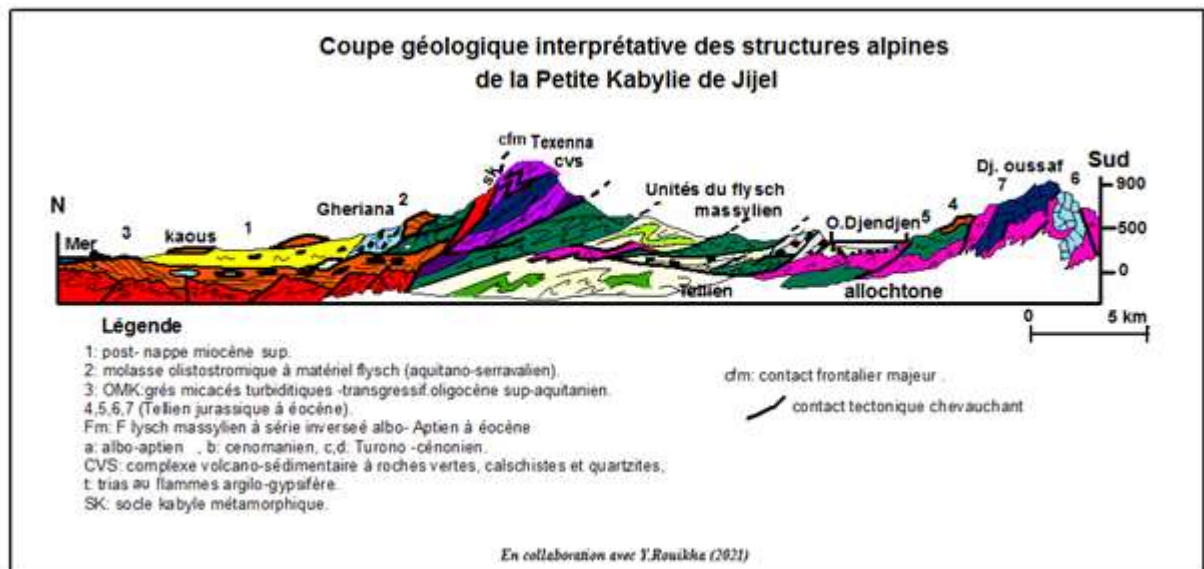
## II.3. Contexte géologique local

### II.3.1. Caractéristiques lithologiques de la région étude

La région de Texenna avait longtemps suscité l'intérêt des géologues. De fait, cette région montagneuse se caractérise par un contraste géologique significatif. L'ensemble des travaux effectués auparavant par différents auteurs dans la région de Texenna (Ehrman, 1928 ; Durand Delga, 1955 et Djellit, 1987) ont servi à préciser le cadre géologique local de la région.

Les formations géologiques qui affleurent dans la région de Texenna sont principalement représentées dans la (Fig. II.9) :

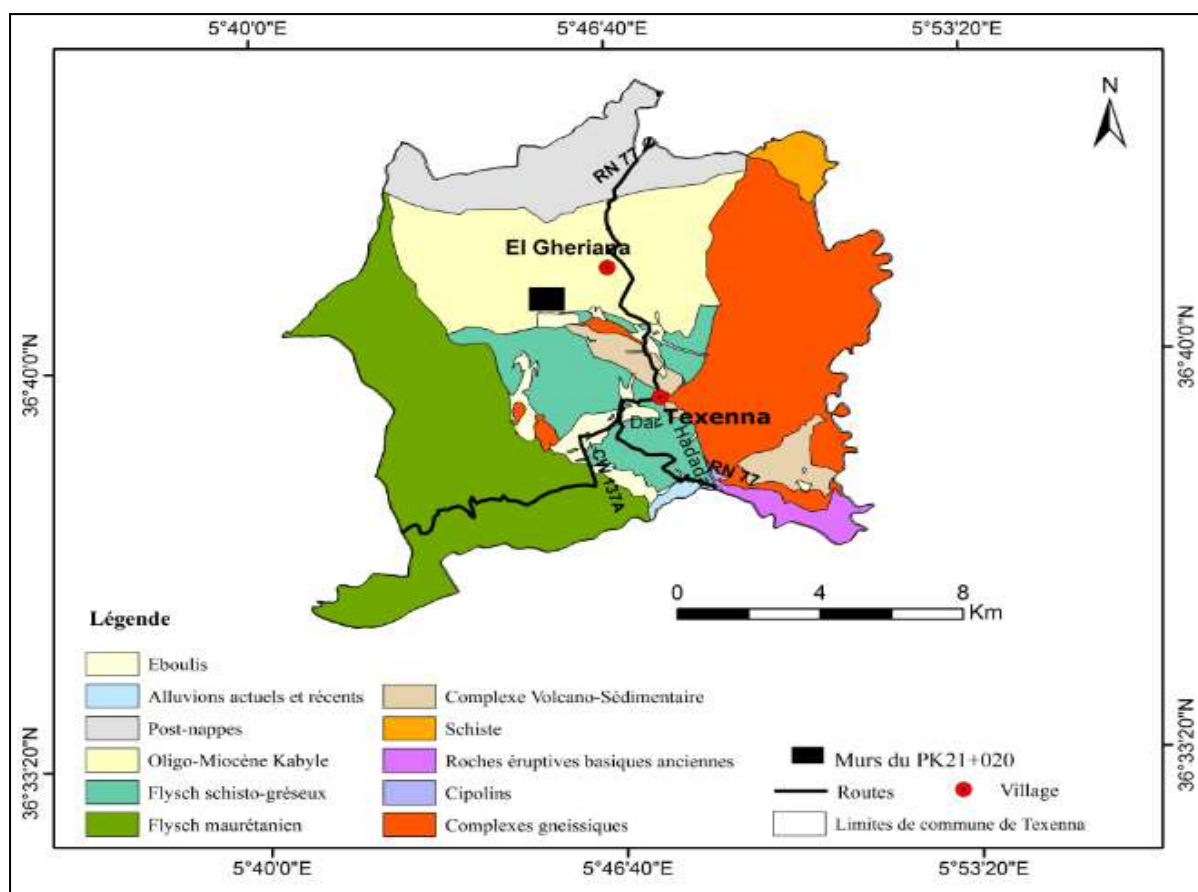
- ✓ Les formations quaternaires ;
- ✓ Les formations post-Nappes
- ✓ Les formations de L'Oligo-Miocène kabyle et les Olistostromes
- ✓ Les formations du Types flysch
- ✓ Les formations du complexe volcano-sédimentaire
- ✓ Les formations du Trias ;
- ✓ Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle.



**Fig. II.9.** Coupe géologique Interprétative des structures alpines de la Petite Kabyle de Jijel (Rouikha ; 2021)

À partir des cartes géologiques disponibles de la région, celle de (Djellit, 1987). On a réalisé une carte géologique de la commune de Texenna utilisant le logiciel ArcGis 10.2.2.

La carte géologique obtenue (fig. II.10) fait ressortir 11 formations lithologiques.



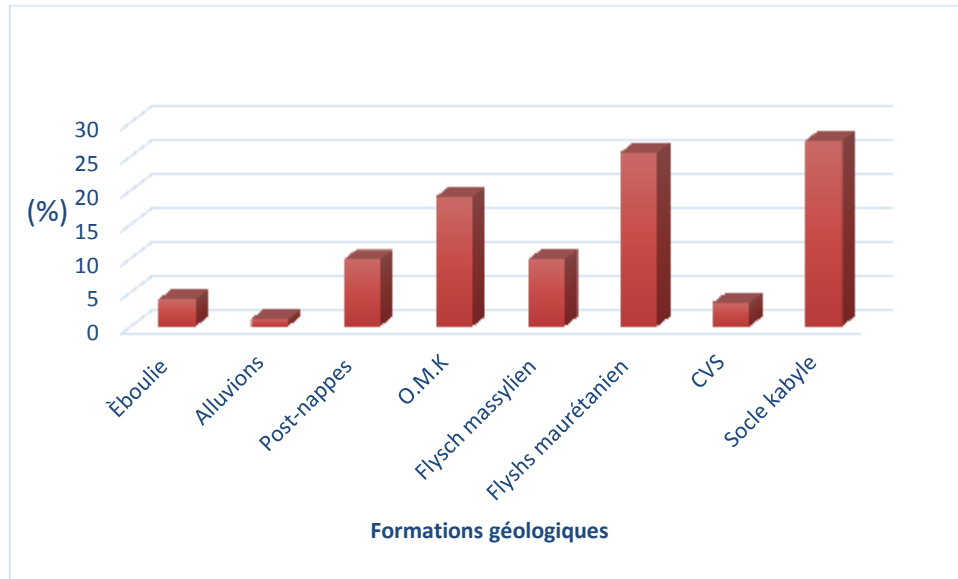
**Fig. II.10.** Carte géologique de la commune de Texenna (In Berdi, 2017;légèrement modifiée).

Les différentes formations lithologiques de la commune de Texenna sont regroupées dans le Tableau II.2 et la Fig. II.11 :

**Tab. II.2.** Répartition en (%) des différentes formations géologiques de la commune de Texenna.

Formation géologique	Surface(km <sup>2</sup> )	Surface (%)
Éboulis	7,073	3,99
Alluvions	1,9	1,07
Post-nappes	17,419	9,8
O .M.K	33,8	19,02
Flysch Massylien	17,49	9,84
FlyschMaurétanien	45,39	25,54
CVS	6,17	3,472
Socle kabyle	48.458	27.268
<b>Total</b>	<b>177,7</b>	<b>100</b>





**Fig. II.11.** Répartition en (%) des formations géologiques de la région d'étude.

### II.3.2. Description des formations lithologiques de la région de Texenna

#### a) Les formations du quaternaire

En grande partie, elles sont représentées par une tranche de terre végétale, parfois des argiles à blocs, galets ainsi que des éboulis.

#### b) Les formations post-nappe

- **Les marnes miocènes**

Elles reposent en discordance à la fois sur le socle Kabyle et les molasses Olistostromiques. L'âge Tortono-Messinien est attribué à ces formations. Le Tortono- Messinien est constitué de ces marnes blues à passées calcaireuses discontinues souvent en nodules de couleur jaune ocre. L'épaisseur de ces marnes tortono-messiniennes dans la région d'étude variée de 200 m à 500 mètres. (Djellit, 1987)

- **Les formations détritiques du Pliocène**

Les formations du Pliocène sont représentées par des dépôts conglomératiques comportant des blocs anguleux de cailloux, de galets, de graviers, et de sables, dans une matrice argileuse. Ces formations à éléments polygéniques et hétérométriques d'une épaisseur d'environ 30 à 50 mètres reposant directement sur les marnes du Miocène. C'est la limite entre les dépôts continentaux (Pliocène), et les dépôts marins (Tortono-Messinien), (Djellit, 1987, Kherrouba, 2008).

### **c) Formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes**

#### **✓ Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle (OMK)**

Les formations de l'Oligo-Miocène-Kabyle sont représentées essentiellement par des grès en petits bancs, glauconieux et ferrugineux, alternant avec des argiles et des marnes vertes. Ces formations affleurent dans la localité Rekkada Meteletine (Djellit, 1987).

#### **✓ Les formations d'Olistostromes**

Ces formations sont bien visibles dans la région d'El-Gheriana (Nord de Texenna), et la localité de Sekkata située au Sud d'El-Gheriana. Elles sont représentées par des unités tectono-sédimentaire de flyschs (grès Albien de Guerrouch, flyschs chisto-gréseux, grès et argiles Numidiennes, flysch dissocié Albien- Eocène dans une matrice argileuse de l'Oligo-Miocène Kabyle. L'âge Aquitano-Serravallien probable est attribué à ces formations (Bouillin et Raoult, 1971).

### **d) Les formations de type flysch**

#### **✓ Flysch massylien**

Il est représenté par une alternance des schistes et des bancs de grès quartzitiques décimétriques, parfois centimétriques d'âge Albo-Aptien (Durand Delga, 1955), suivie par des calcaires fins et niveaux de phanites noirs du Cénomaniens (Djellit, 1987). (Le long de la route vers l'oued Djen-Djen on remarque une importante barre de phanites (Durand Delga, 1955).

#### **✓ Les formations du flysch Maurétanien**

Elles sont représentées par l'unité de Guerrouch, formé essentiellement par des bancs de grès homométriques à cassure verdâtre. L'âge Eocène supérieur-Oligocène est attribué à ces formations. Ce type de flysch occupe largement la région de M'cid-Echta au Sud-Ouest de Texenna (Kherrouba, 2008).

### **e) Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna**

Ces formations reposent par un contact anormal sur les formations du flysch massylien. Selon Bouillin (1979), le complexe volcano-sédimentaire de Texenna représente le substratum Jurassique du flysch Maurétanien.

### **f) Le Trias**

Le long de l'oued Djen-Djen on rencontre 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

### **g) Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle**

Elles sont représentées dans la région de Texenna par des gneiss Oeillées, et des schistes. Elle forme l'unité géologique la plus basse de la région. L'âge Précambrien probable est attribué à ces formations (Durand Delga, 1955).

### **h) Le socle Kabyle**

Un substratum gneissique, un complexe phylladique, et un ensemble de psammites et de calcaires, ce sont les formations qui composent le socle Kabyle dans la région de Texenna.

- Le substratum gneissique est d'âge : anté-Cambrien.
- Le complexe phylladique est d'âge : Cambro-Ordovicien.
- Les psammites et les calcaires sont d'âge : Silurien à Dévonien inférieur à moyen.

Le socle Kabyle chevauche vers le Sud les unités frontales schistosées.

### **Caractéristiques géologiques du site de l'ouvrage étudié**

La géologie du site de l'ouvrage de soutènement étudié est dominée par les formations molassiques (olistostromes) d'âge Aquitano-Serravallien, qui surmonte les unités de l'Oligo-Miocène Kabyle (Fig. II.10 et Fig. II.12).



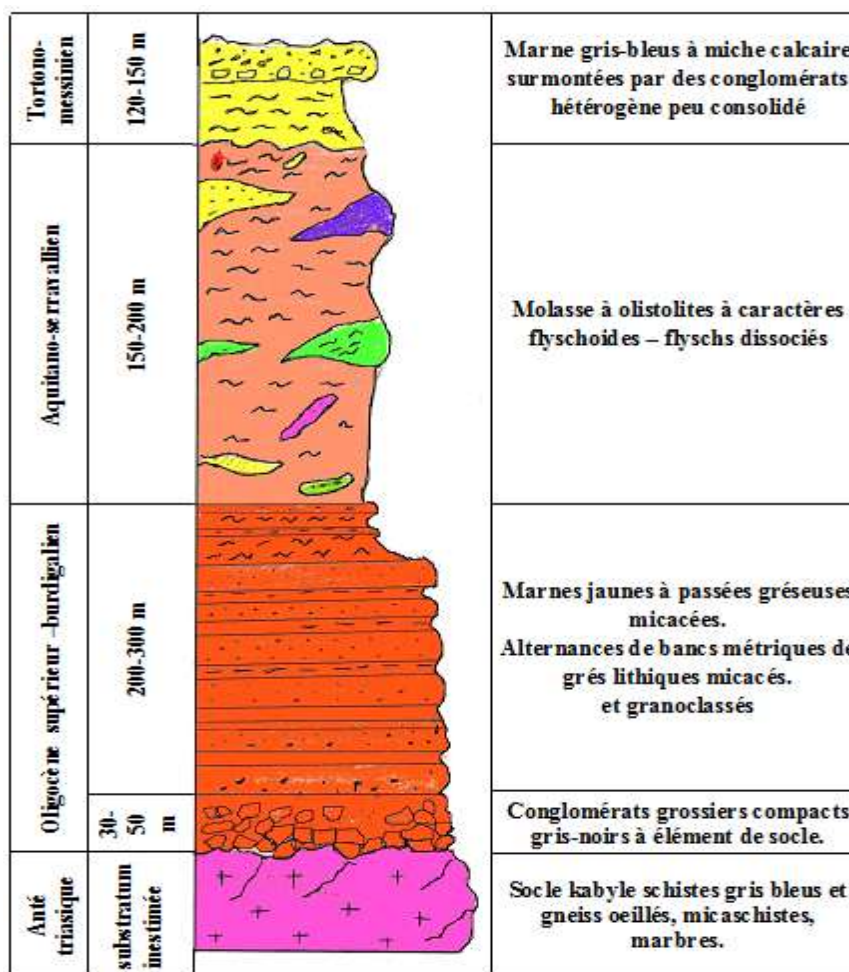


Fig. II.12. Colonne litho stratigraphique du bassin néogène de Jijel Nord-est ALGERIE (Y.Rouikha, 2008) modifiée.

### II.3.3.Sismicité du site

La région de Jijel est située dans une région sismique classée (Bockel, 1999), comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8, les épicesentres de la plupart des secousses ressenties sont localisés entre Bejaia et Sétif dans la zone des Bibans et des Babors.

Les données historiques relatives à la sismicité font état d'un évènement majeur survenu le 21 août 1856 au large de Jijel (ex. Djedjelli). Les autres foyers sismiques sont situés à plus de 50Km du côté Est du barrage d'El-Agrem.

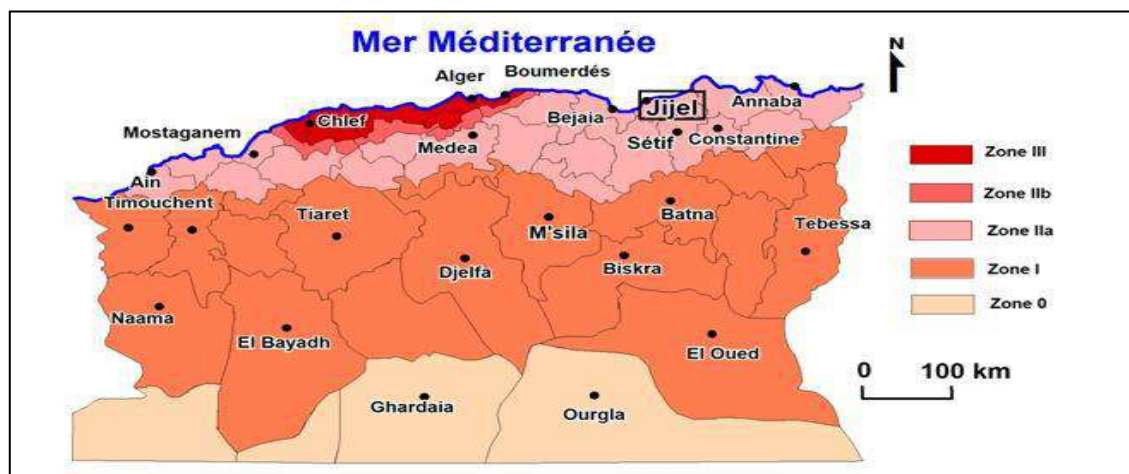
Les études les plus récentes réalisées par (Yelles et al, 1999) montrent l'existence d'une faille supposée active dans la zone de la pente continentale au large de Jijel. Le séisme est traité comme une action accidentelle.

### II.3.3.1. Règles Parasismiques Algériennes (RPA)

D'après le canevas des règles parasismiques Algériennes (R.P.A) version 2003, le territoire Algérien est subdivisé en quatre zones de sismicité.

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

- ✓ **Zone 0** : sismicité négligeable,
- ✓ **Zone I** : sismicité faible,
- ✓ **Zone IIa et IIb**: sismicité moyenne,
- ✓ **Zone III** : sismicité élevée,



**Fig. II .13.** Carte de zonage sismique du territoire national (d'après le RPA version 2003).

D'après la carte du zonage sismique (Fig. II.14) la wilaya de Jijel fait partie de la zone (IIa) de moyenne sismicité. Elle a connu un évènement majeur survenu le 21 Août 1856 au large de Jijel (ex. Djedjelli). Le dernier séisme ressenti dans la région est celui de Jijel en 2021.

Cependant, la présence de grands accidents tectoniques dans la région de Jijel fait augmenter le risque sismique. En effet, des secousses peuvent être engendrées par les réajustements tectoniques des grands accidents affectant la région (Kherrouba, 2008).

La région de Jijel est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa La région de Jijel est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts « 1 » (Tab. II.2).

**Tab. II.3.** Coefficient d'accélération de zone A (RPOA, 2008)

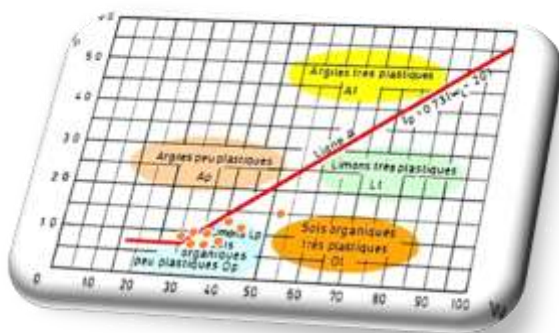
Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1				
2	0.15	0.25	0.30	0.40
3	0.12	0.20	0.25	0.30
4	0.10	0.15	0.20	0.25

Comme indiqué dans la norme (RPOA, 2008), les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- ✓ Catégorie S1 : site rocheux
- ✓ Catégorie S2 : site ferme
- ✓ Catégorie S3 : site meuble
- ✓ Catégorie S4 : site très meuble

Par ailleurs, la classification des sites pourrait envisager les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques, mesurée au moyen d'essais réalisées sur site ou en laboratoire.

# Reconnaissances géotechniques



### III.1. Introduction

Par définition un mur de soutènement est, par définition, un mur destiné à contenir la terre dans un petit espace afin de répondre aux différents besoins humains ; est l'une des constructions les plus dures à construire. Avant la réalisation de chaque ouvrage. On doit obligatoirement effectuer une reconnaissance géotechnique avec une étude de sol, afin d'obtenir des informations sur :

- ✓ La nature lithologique des couches ;
- ✓ Détermination des caractéristiques physico-mécaniques du sol par la réalisation d'essais de laboratoire et in-situ, indispensable pour le dimensionnement de l'ouvrage.
- ✓ Le système de conception, de dimensionnement et d'exécution des travaux.

Les résultats des essais nous permettent par l'application des lois de la mécanique des sols d'estimer la capacité portante du sol, la stabilité de l'ouvrage, et définir un pré-dimensionnement pour assurer les conditions de stabilité du mur.

### III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

L'étude géotechnique a été réalisée en 2015 par le bureau d'études **Rizzani de Eccher**. Cette campagne de reconnaissance géotechniques comporte :

- Cinq (5) sondages carottés et 13 préssiométriques ont été réalisés dans le cadre de l'étude d'exécution (EXE). Les trois (3) premiers sondages ont une profondeur maximale de 40 m, et les deux autres ont une profondeur varie entre 20 et 25 m.

#### III. 2.1. Essai In-situ

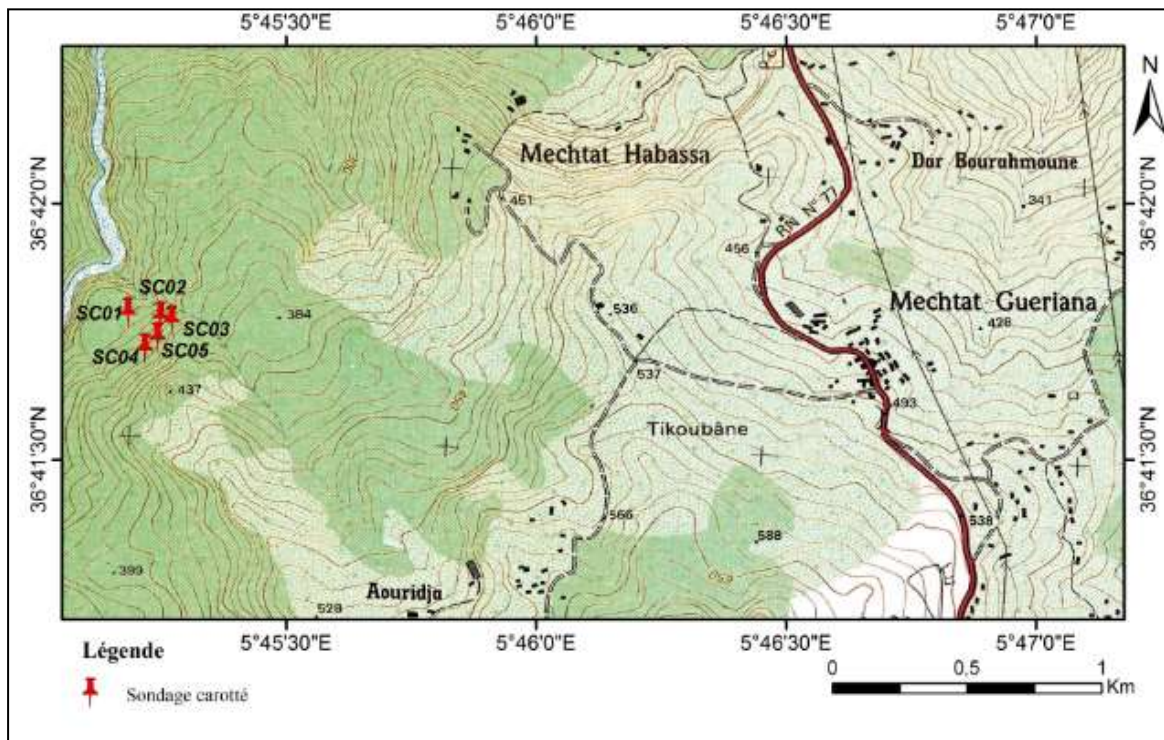
Divers types d'essais et de mesures in-situ peuvent être effectués à différentes étapes de l'étude d'un ouvrage. Cela est fonction de plusieurs paramètres tels que : la nature des terrains de fondation, les problèmes géotechniques rencontrés, l'importance de l'ouvrage envisagé...etc. Ils permettent de mesurer les caractéristiques physico-mécaniques des sols, en intégrant l'effet des discontinuités de ce dernier (Degoutte, 1997). Parmi ces essais mentionnons :

##### III.2.1.1. Sondages carottés

Afin de connaître la nature lithologique du site du projet, cinq sondages carottés ont été effectués avec des profondeurs d'investigations varient entre 3.5m et 30 m. Ces sondages ont été implantés d'une manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes



couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs. La carte ci-dessous indique l'emplacement de ces sondages carottés (Fig. III.1):



*Fig.III.1. Implantation des sondages carottés au niveau du site d'étude.*

Les résultats obtenus des différents sondages carottés sont reportés dans le Tableau III.1 suivant :

*Tab.III.1. Description lithologique des sondages carottés (Rezzani de Eccher, 2015).*

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Nature lithologique
SC 01	20+224	0.00-0.70	Terre végétale
		0.70-5.10	Argile marneuse, graveleuse de diverse couleur avec présence des blocs centimétrique de grés
		5.10-32.00	Grés blanchâtre parfois fissuré et fragmenté
		32.00-40.00	Marne très compacte parfois fissurée grisâtre
SC 02	20+800	0.00-1.00	Terre végétale
		1.00-3.50	Argile limoneuse graveleuse légèrement sableuse et marne

		3.50-6.00	Argile marneuse graveleuse avec présence des blocs centimétriques de calcaire
		6.00-8.00	Marne grisâtre
		8.00-40.00	Marno-calcaire parfois fissurée, fracturée ; fragmentée grisâtre à blanchâtre avec des passages de calcaire dur de 0.5m à 1.50m d'épaisseur
<b>SC 03</b>	21+460	0.00-0.50	Terre végétale
		0.50-1.80	Argile marneuse, limoneuse, graveleuse brunâtre avec la présence de blocs centimétriques de grés
		1.80-07.00	Grés à passages centimétriques de calcaire blanchâtre
		07.00-12.00	Argile marneuse graveleuse verdâtre à grisâtre avec passage de calcaire et de grés
		12.00-22.00	Grés à ciment calcaire parfois fragmenté blanchâtre
		22.00-29.10	Marne grisâtre avec présence des blocs centimétriques de calcaire
		29.10-39.00	Marno-calcaire fragmenté grisâtre à blanchâtre
		39.00-40.00	Grés à ciment calcaire fragmenté blanchâtre
<b>Sc 04</b>	22+454	0.00-2.00	Remblai
		2.00-10.80	Dépôts alluvionnaire consistede sable grossier, galets blanchâtre parfois fissuré de 1.50 m à 2.00 m d'épaisseur et d'argile sableuse graveleuse verdâtre
		10.80-20.00	Argile grisâtre
<b>SC 05</b>	22+650	0.00-8.20	Dépôts alluvionnaire consiste de sable argileux, galets, graviers et de blocs centimétriques de grés avec passage de grés blanchâtre parfois fissuré de 4.50 m à 6.40 m de profondeur
		8.50-25.00	Argile grisâtre



Fig. III.2. Photo des carottes obtenues lors du sondage N 04.

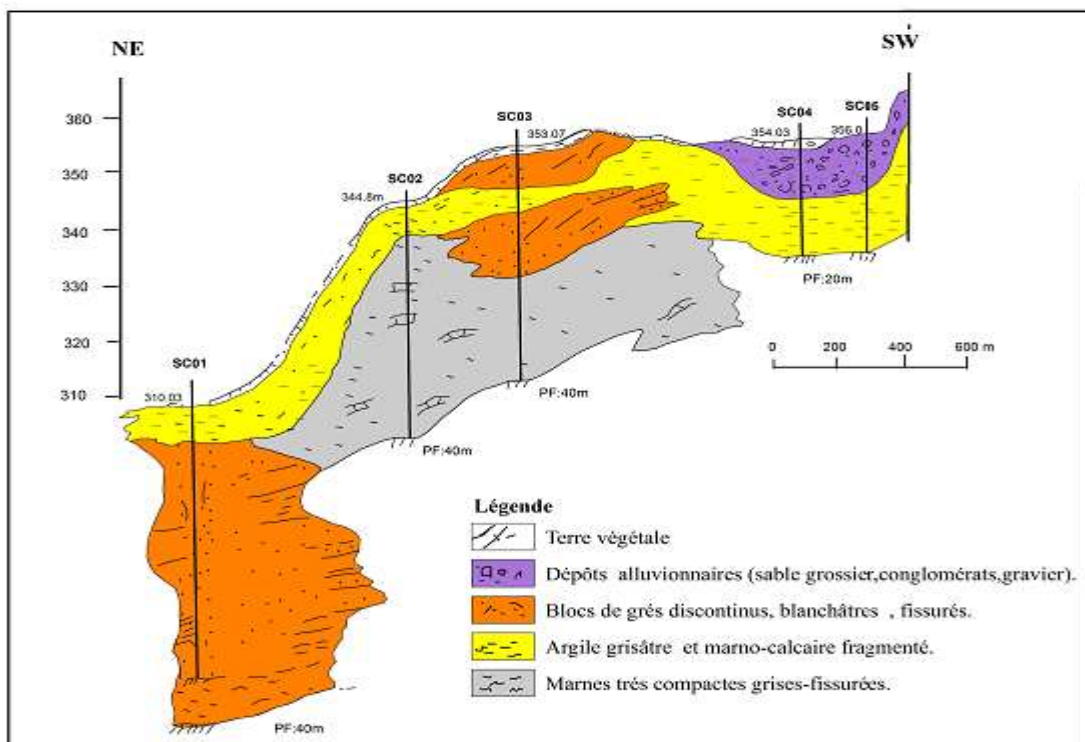


Fig. III.3. Coupe lithologique du site étudié.

À partir des résultats trouvés des sondages carottés (Tab.III.1) et de la coupe lithologique (Fig.III.3), on peut conclure que le terrain est constitué principalement d'une couche de surface représentée par des grés et des argiles surmontant un bed-Rock composé de Marnes très compactes.

### III.2.1.2. Sondages préssiométriques

Au niveau du site de projet, les essais pressiométriques ont été effectués au niveau des (5) sondages carottés, avec un palier d'essais de 2 m pour les premières 10 m et un palier d'essais de 3 m jusqu'à la fin de sondage. Le Tableau III. 2ci-dessous donne les résultats des sondages préssiométriques réalisés sur site:

**Tab.III.2. Résultats des sondages préssiométriques (Rezzanide Eccher, 2015).**

SC	Pk	Profondeur De sondage En (m)	Profondeur d'essai En (m)	Pression limite PL en (Mpa)	Pression limite en Em en (Mpa)	Em/PL	Lithologie
SP 4	22+454	20	2	1.91	10.98	5.75	Dépôts alluvionnaire consiste de sable grossier, galettes blanchâtre parfois fissurée de 1.50 m à 2.00 m d'épaisseur et d'argile sableuse graveleuse verdâtre
			4	1.37	11.88	8.69	
			6	1.40	16.17	11.58	
SP 5	22+650	25	2	2.29	9.70	4.23	Dépôts alluvionnaire consiste de sable argileux, galettes, gravier et de bloc centimètre de grés avec un passage de grés blanchâtre par fois fissuré de 4.50 m à 6.40 m de profondeur
			4	0.74	8.05	10.89	
			6	0.15	0.28	1.95	
			8	8.49	316.30	37.25	
			10	0.74	14.33	19.49	
			13	1.77	20.22	11.44	Argile grisâtre
			16	8.58	285.57	33.30	
			19	8.61	294.70	34.22	
			22	8.64	681.69	78.91	
			25	8.68	334.06	38.49	

Un critère de qualité très souvent utilisé est le rapport EM/PL qui permet une classification des sols (Tab.III.3). Ménard donne pour les sols les correspondances suivantes :

**Tab.III.3.** Classification des sols d'après EM/PL d'après Ménard.

Type de sol	Valeur EM/PL
Sols remaniées ou triturée	EM/PL<5
Argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées	5<EM/PL<8
Argiles normalement consolidées	8<EM/PL<12
Argiles légèrement sur consolidées	12<EM/PL<15
Argiles sur consolidées.	EM/PL>15
Sables et graviers immergés	6<EM/PL<8
Sables, sables et graviers secs et serrés	EM/PL>10

**Règle pratique :**

- Si : **EM/PL** vaut environ 10, le sol est normalement consolidé. Si ce rapport a une valeur plus élevée, le sol est sur-consolidé.
  - D'après les Règles parasismiques Algériennes (RPOA 2008), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent.
- Tableau. III. 4.

**Tab. III. 4.** Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008).

Catégorie	Description	PL (Mpa)	Em(Mpa)	
<b>S1</b>	Rocheux (a)	>5	>100	
<b>S2</b>	Ferme	Sable/gravier	>2	>20
		argile	>2	>25
<b>S3</b>	Meuble	Sable /gravier	1-2	5-20
		Argile	0.5-2	5-25
<b>S4</b>	Très meuble	Sable /gravier	<1	<5
		argile	<0.5	<5

- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport Em/PL le sol est de type: Argiles sur-consolidées.
- D'après la norme RPQA 2008 basé sur la valeur du Module pressiométrique (EM) et la Pression limite (PL), le site support du projet est classé:
  - ✓ Catégorie S3 (site meuble) caractérisé par des sable graviers au niveau de sondage SP4.
  - ✓ Catégorie S1 (site rocheux) au niveau dusondage (SP5).

### III.2.2. Essais de perméabilité

#### a) Essai Lugeon

L'essai Lugeon est un essai en place réalisé en sondage. Il s'applique au rocher et aux solscohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai. Il permet d'évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations.

Le Tableau.III.5, permet de classer les roches à partir des valeurs de perméabilité exprimées en cm/s (G. CASTANY, réf : le forage d'eau).

*Tab. III.5. Classification des roches en fonction de la perméabilité.*

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

Lors de la phase d'exécution Quatre (04) essais Lugeon ont été réalisés. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau.III.6 suivant:

*Tab. III.6. Résultats d'essai lugeon (Rezzanide Eccher, 2015).*

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité (UL)	Lithologie
SC 01	20+224	8.50	/	Grès blanchâtre parfois fissuré et fragmenté
		14.50	/	Grès blanchâtre parfois fissuré et fragmenté
		20.50	2.05	Grès blanchâtre parfois fissuré et fragmenté
		27.50	2.38	Grès blanchâtre parfois fissuré et fragmenté
		33.50	/	Maren très compacte parfois fissurée grisâtre
SC 02	20+813	17.50	/	Marno-calcaire parfois fissurée fracturée fragmentée
		23.50	/	Marno-calcaire parfois fissurée fracturée fragmentée

		32.50	/	Marno-calcaire parfois fissurée fracturée fragmentée
		37.50	1.42	Marno-calcaire parfois fissurée fracturée fragmentée
<b>SC 03</b>	21+460	15.50	/	Grès à ciment calcaire parfois fragmentée blanchâtre
		22.50	/	Maren fracturée grisâtre
<b>SC 04</b>	22+454	12.50	/	Argilite très compacte parfois fissurée grisâtre
		17.50	/	Argilite très compacte parfois fissurée grisâtre

L'examen des résultats récapitulés dans le Tableau. III.6, permet de conclure qu'on est en présence d'une roche peu perméable avec des valeurs de K comprises entre 1,42 et 2,38 UL.

#### a) Essai Lefranc

L'essai Lefranc est un essai in situ qui permet de déterminer la valeur du coefficient de perméabilité (K), significativement différente du coefficient de grande perméabilité, et convient à tous les sols fins ou granuleux situés sous la nappe phréatique (NF P 94-132).

**Tab. III.7. Résultats d'essai Lefranc (Rezzanide Eccher, 2015)**

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité K (UL)	Lithologie
<b>SC 01</b>	20+224	1.00	$9.35 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Argile marneuse Graveleuse
		4.00	$9.34 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Argile marneuse graveleuse
<b>SC 02</b>	20+813	1.25	$9.65 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Argile limoneuse graveleuse
		3.50	$6.90 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Argile limoneuse graveleuse
<b>SC 03</b>	21+460	1.50	$5.86 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Argile marneuse limoneuse graveleuse
<b>SC 04</b>	22+454	3.75	$1.54 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	Grès, galets ; gravier argile
		5.00	$7.62 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	Grès, galets ; gravier argile
		6.75	$4.60 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	Grès, galets ; gravier

		argile		
		11.00	$3.91 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$	Argilite grisâtre par fois fracturée
		13.00	$7.05 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$	Argilite grisâtre par fois fracturée
		15.00	$1.43 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$	Argilite grisâtre par fois fracturée
SC 05	22+650	3.00	$1.54 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$	Grés, argileux ; galets ; gravier
		7.50	$1.25 \cdot 10^{-3} \text{m/s}$	Grés, argileux ; galets ; gravier
		9.00	$7.47 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$	Argilite grisâtre par fois fracturée
		12.00	$4.99 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$	Argilite grisâtre par fois fracturée

D'après les résultats obtenus, on peut dire que le massif rocheux du site de projet est pratiquement imperméable.

### III.3. Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) ont été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à l'identification des caractéristiques physiques et mécaniques, à savoir :

#### III.3.1. Propriétés physiques des sols

Les résultats des paramètres physiques mesurés par (L.C.T.P, 2015) sont regroupés dans le Tableau.III.8 suivant:

*Tab.III.8. Propriétés physiques des sols (L.C.T.P, 2015).*

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	Porosité (%)	Indice de vide (%)
SC 01	20+224	1.40-1.71	11.49	1.964	1.76	48.18	34	0.55
SC 02	20+813	2.80-3.00	9.44	2.02	1.85	55.46	34	0.51
		4.70-4.90	6.43	2.56	2.41	100	12	0.15
SC 03	21+460	1.75-2.00	3.86	2.01	1.93	26.37	31	0.41
		11.07-11.5	-	-	-	-	-	-
		14.60-15.00	10.31	1.962	1.77	53.67	36	0.53
		15.65-16.00	-	-	-	-	-	-



		16.22-16.56	5.76	2.57	2.43	100	11	0.12
		18.25-19.00	-	-	-	-	-	-
<b>SC 04</b>	22+454	8.70-8.90	7.48	2.38	2.22	93.38	20	0.24

D'après les valeurs affichées dans le Tableau précédent, on constate,

- **Teneur en eau (W) et degré de saturation (Sr)**

- ✓ La teneur en eau (W) : varie entre  $5.76 \leq W \leq 11,49$  (%)
- ✓ Le degré de saturation (Sr) : varie entre  $26.37 \leq Sr \leq 100$ (%).

De ces résultats, on peut dire que les sols rencontrés sont dans un état humide et partiellement saturé

- **Densité ; humide ( $\gamma_h$ ) et sèche ( $\gamma_d$ ) :**

- ✓ Densité humide ( $\gamma_h$ ) :  $1,962 \leq \gamma_h \leq 2,57$  t/m<sup>3</sup>
- ✓ Densité sèche ( $\gamma_d$ ) :  $1,76 \leq \gamma_d \leq 2.43$ t/m<sup>3</sup>,

Ces valeurs de densités obtenues caractérisant d'un sol moyennement dense.

- **La porosité et l'indice des vides**

- ✓ La porosité (n) :  $11 \leq n \leq 36$  %
- ✓ L'indice de vide (e) :  $0.12 \leq e \leq 0.55$  %

La valeur de la porosité est moyenne, par contre de l'indice des vides est faible qui reflète une structure serrée des sols rencontrés.

### III.3.1.1. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent de prédire le comportement des sols notamment sous l'effet des variations de la teneur en eau. Les résultats des essais des limites d'Atterberg, y compris la limite de plasticité ( $W_p$ ), la limite de liquidité ( $W_L$ ) et l'indice de plasticité ( $I_p$ ) sont reportés ledans le tableau. III.9 ci-après :

Tab.III.9. Résultats de l'essai limite d'Atterberg(L.C.T.P ,2015)

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg		
			W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
SC 01	20+224	1.40-1.71	31.88	23.76	8.12
		2.00-2.25	31.97	22.58	9.36
		4.50-4.95	32.80	22.02	10.78
SC 02	20+413	2.80-3.00	36.83	29.96	6.87
		4.70-4.90	43.93	30.60	13.33
SC 03	21+460	1.75-2.00	37.85	27.77	10.08
		11.07-11.51	-	-	-
		14.60-15.00	34.77	26.95	7.8
		15.65-16.00	-	-	-
		16.22-16.56	52.92	37.68	15.24
		18.25-19.00	-	-	-
SC 04	22+454	8.70-8.90	45.09	33.76	11.33

À partir des résultats obtenus, on remarque que les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) varient entre 6.87 et 15.24% indiquant, le degré de plasticité d'un sol peu plastique. Cela confirme la classification basée sur le diagramme de Casagrande (Fig.III.4).

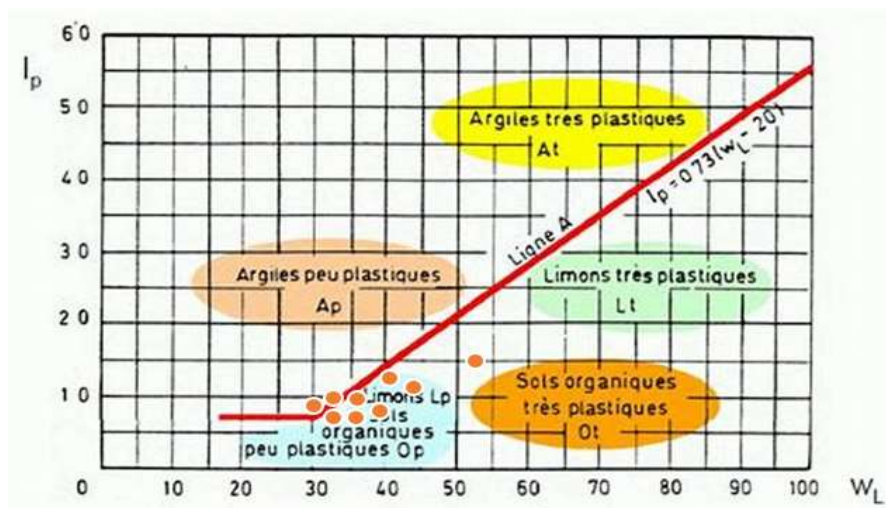


Fig.III.4. Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande

D'après cette classification on peut dire qu'on est en présence d'un Limon (Lp) et sols

organique peu plastiques (Op).

### III.3.2. Essais mécaniques

Deux types d'essais ont été exécutés pour déterminer les paramètres mécaniques des sols du site de l'ouvrage à savoir :

- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande;
- Essai de compression uni-axiale.

#### III.3.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (Essai CD)

Les caractéristiques intrinsèques ( $c'$ ,  $\phi'$ ), ont été mesurées par des essais de cisaillement direct de type consolidé drainé (CD) à l'aide de la boîte de Casagrande. Dans ce cas quatre (4) essais ont été effectués, les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau. III.10 ci-après:

**Tab.III.10.** Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne (consolidé drainé).

Sondage N°	pk	Profondeur	C' en (Kpa)	Ø' en (°)
SC 01	20+224	1.40-1.71	38	21.20
SC 02	20+813	4.70-4.90	33	20.66
SC 03	21+460	14.60-15.00	36	21.71
SC 04	22+454	8.70-8.90	40	19.94

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

- ❖ Les valeurs de la cohésion ( $C'$ ) obtenues sont moyennes, est varié de 33 et 40 Kpa.
- ❖ L'angle de frottement interne ( $\phi'$ ) compris entre 20° et 22° caractérisant des sols argilo-sableux.

Dans l'ensemble, ces résultats caractérisent des sols cohérents, moyennement frottants à caractéristiques de cisaillement acceptables.

#### III.3.2.2. Résistance à la compression uni-axiale

L'essai de compression uni-axiale ou de compression simple RC. Celle-ci est mesurée sur

éprouvette cylindrique, de diamètre 40 à 50 mm en général. On fait croître l'effort axial fourni par la presse rigide, avec une vitesse correspondant à environ 0.5 MPa/s, jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La résistance en compression uni-axiale « RC » est exprimée conventionnellement par le rapport entre la force appliquée lors de la rupture de l'éprouvette et l'aire de sa section transversale déterminée avant essai. La qualification de la résistance de la roche est faite sur la base de la valeur de RC, comme présenté dans le Tableau III .11 suivant :

**Tab. III.11.** Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple RC (NFP 94-077).

RC (Mpa)	Terme descriptif
>200	Résistance très élevée
60 à 200	Résistance élevée
20 à 60	Résistance moyenne
6 à 20	Résistance faible
< 6	Résistance très faible

Douze (12) essais de résistance à la compression simple ont été réalisés, dont les résultats sont affichés dans le tableau.III.12 suivant :

**Tab.III.12.** Résultats de l'essai de Résistance à la compression uni-axiale

PK	Profondeur	Lithologie	Résistance à la Compression (Kg/m <sup>2</sup> )	Classification
20+224	17.20-17.60	Grès blanchâtre parfois fissuré et fragmenté	56.625	Résistance moyenne
	27.40-27.80		49.83	
	30.00-30.40	Marne très compacte parfois fissurée grisâtre	67.95	Résistance élevée
20+800	14.00-14.50	Marno-calcaire par fois fissurée, fracturée ; fragmentée grisâtre a blanchâtre avec des passages de calcaire dur de 0.5m à 1.50m d'épaisseur	67.95	
	29.50-30.00		79.275	
	38.20-38.50		43.035	Résistance moyenne
21+450	06.00-6.40		33.975	Résistance moyenne

	11.40-11.70	Argile marneuse graveleuse verdâtre à grisâtre avec de passage de calcaire et de grés a centimétriques de calcaire	40.77	
	12.15-12.45		29.445	
	12.70-13.00	Grés à ciment de calcaire parfois fragmenté blanchâtre	27.18	
	16.40-16.70		22.65	
	19.40-19.65		20.385	

À partir du résultat obtenu on remarque que les valeurs de la résistance à la compression (RC) varient entre  $21.385 \leq RC \leq 79.275$  de terme descriptif : résistance moyenne.

### III.4. Classification du massif rocheux

#### III.4.1. L'indice GSI (Géological Strength Index)

Le GSI est un nombre sans dimension de Hoek et Brown (1995) sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologique, les deux Tableaux III.13 et III.14 présentent les valeurs du GSI, la nature lithologique, et la qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995)

**Tab. III.13.** GSI et qualité du massif rocheux (Hoek et al, 1995).

Valeur GSI	76-95	46-75	41-55	21-40	<20
Qualité du massif rocheux	Très bonne	bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Dans notre cas, le système GSI est calculé par la méthode directe, en utilisant le diagramme de Hoek. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau III.14 suivant:

**Tab. III.14.** Classification de la masse rocheuse du site étudié en fonction du GSI.

Lithologie	Valeur GSI	Qualité de massif rocheux
Marne argile grés (flysch)	30	Mauvaise
Ardoises ; grés fins ; calcaire très fracturé	38	Mauvaise

---

Pelites et argilites	20	Mauvaise
----------------------	----	----------

La majorité des valeurs obtenues du GSI Correspond à la classe 20-38, ce qui indique que la masse rocheuse du site du mur est de mauvaise qualité.

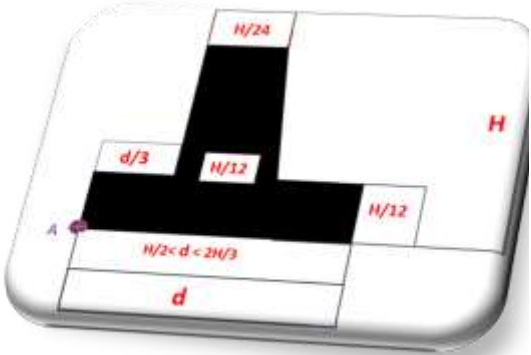
### III.5. Conclusion

À partir des résultats de la campagne de reconnaissances géotechniques in-situ et au laboratoire, on peut conclure ce qui suit :

- La lithologie du terrain est caractérisée par la présence limons sableux –argileux bruns à jaunâtre, localement avec cailloux et gravier (alluvions fin /dépôts colluviaux) et marne et grès quartzeux et argile numidiennes de couleur grès et grès très fracturés et altérés.  
D'après la classification de Ménard basée sur le rapport EM/PL le sol est classé de type : des argiles sur-consolidées.
- Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques de sol caractérisant un sol moyennement dense, légèrement humide et partiellement saturé
- Les valeurs de l'indice de plasticité (IP) variant entre 6.87 et 15.24 % indiquant, d'après la classification de Sanglerat (1983), qu'on est en présence d'un Limons et sols organique peu plastiques.
  - A partir de la classification GSI, la masse rocheuse du site est de mauvaise qualité.

Chapitre IV

# Dimensionnement et vérification de la stabilité des murs



### IV.1. Introduction

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité.

La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires, les terres sont retenus par une voile verticale dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai, cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident.

La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissant notables.

L'objectif de ce chapitre est de faire : le prédimensionnement ainsi que le principe de vérification globale de stabilité.

### IV.3. Présentation du projet et objet de l'étude

Dans le cas du projet objet de l'étude, et en vue des sections en déblais intéressés par corps de glissement ou par matériaux présentant mauvaises caractéristiques de résistance (molasse...) ou encore par des pentes naturelles critique, une proposition a été faite pour intervenir avec ouvrage de soutènement type murs simple PK (20+968 –21+080) ou en pieux, réalisée avec pieux de diamètre  $\emptyset 1.2$  m au niveau de PK (21+080 –21+206) en amont de la pénétrante autoroutière (Fig.IV.2).

Un choix de ce type de soutènement, consiste à l'introduisant dans le terrain des éléments augmentant la résistance interne des terrains instables, qui se révèle nécessaire afin d'assurer la stabilité de l'entière masse glissante. En effet, le problème qu'on rencontre dans les configurations décrites ci-dessus ne concernent pas seulement la stabilité superficielle des talus, mais plutôt de l'ensemble sur des profondeurs allant jusqu'à 20 m.





Fig.IV.1. Réalisation des murs au niveau du PK 21+020.

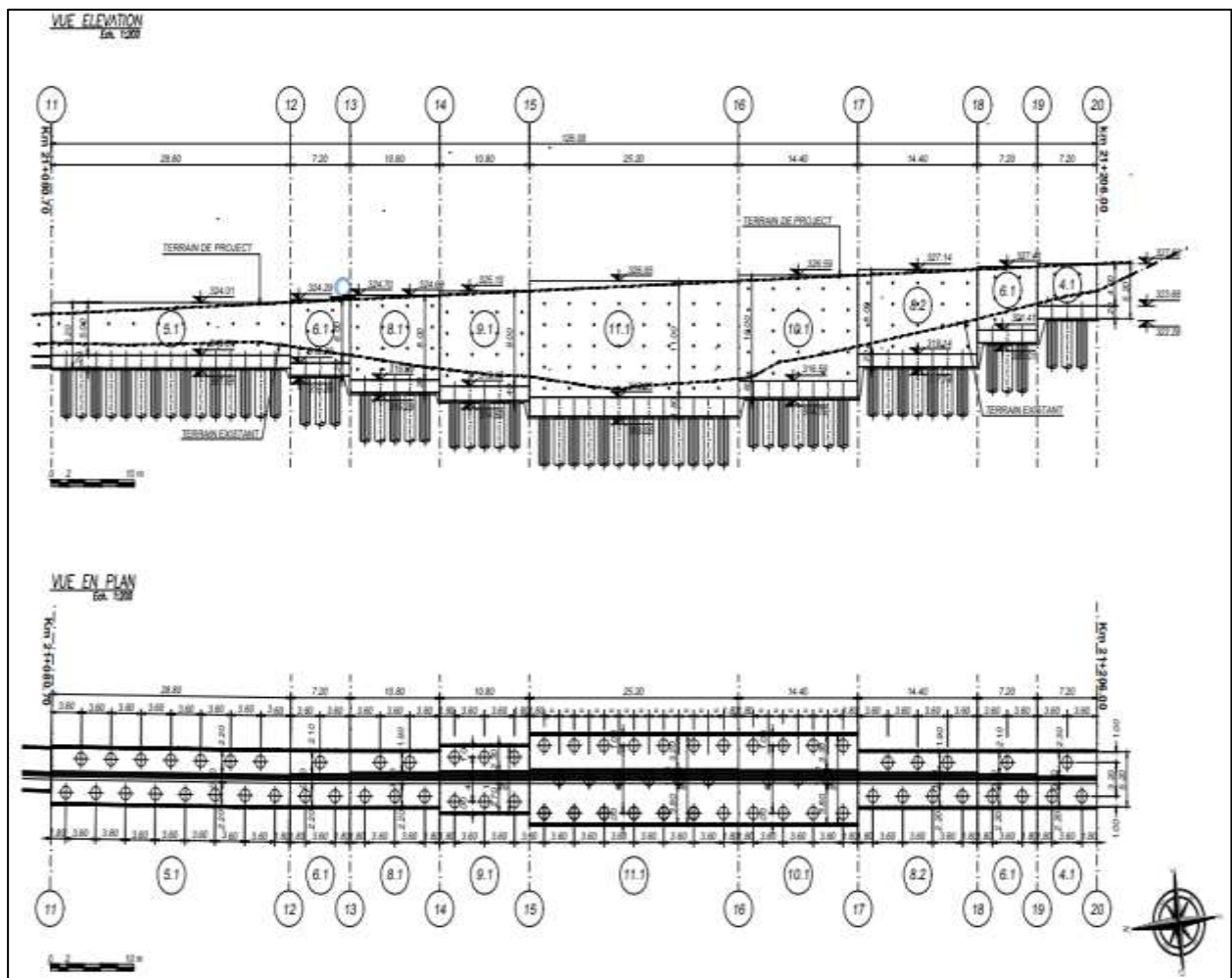
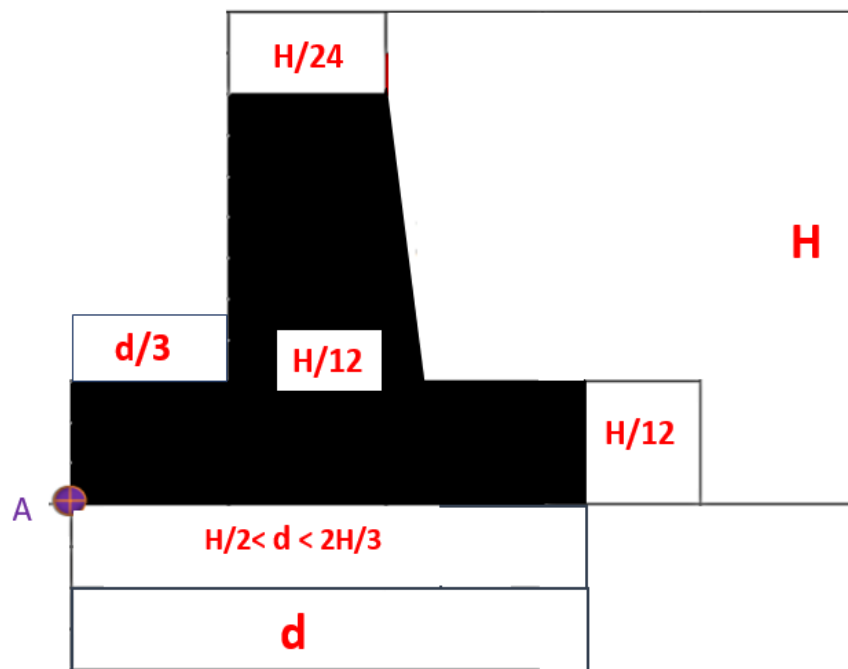


Fig. IV.2. Présentation des murs de soutènement par vue en plan et élévation du PK 21+020.

Cette figure nous a montré la dénivellé de la liaison autoroutière reliant le port de Djendjen à l’autoroute Est-Ouest au niveau de D’El-Eulma sur 110 KM qui à signifier le PK 21+020 .Pour donner un tronçon de dix-neuf murs de soutènement avec une longueur variable et une différence de niveau de la hauteur.

#### IV.4. Le prédimensionnement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.



**Fig.IV.3.** Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.

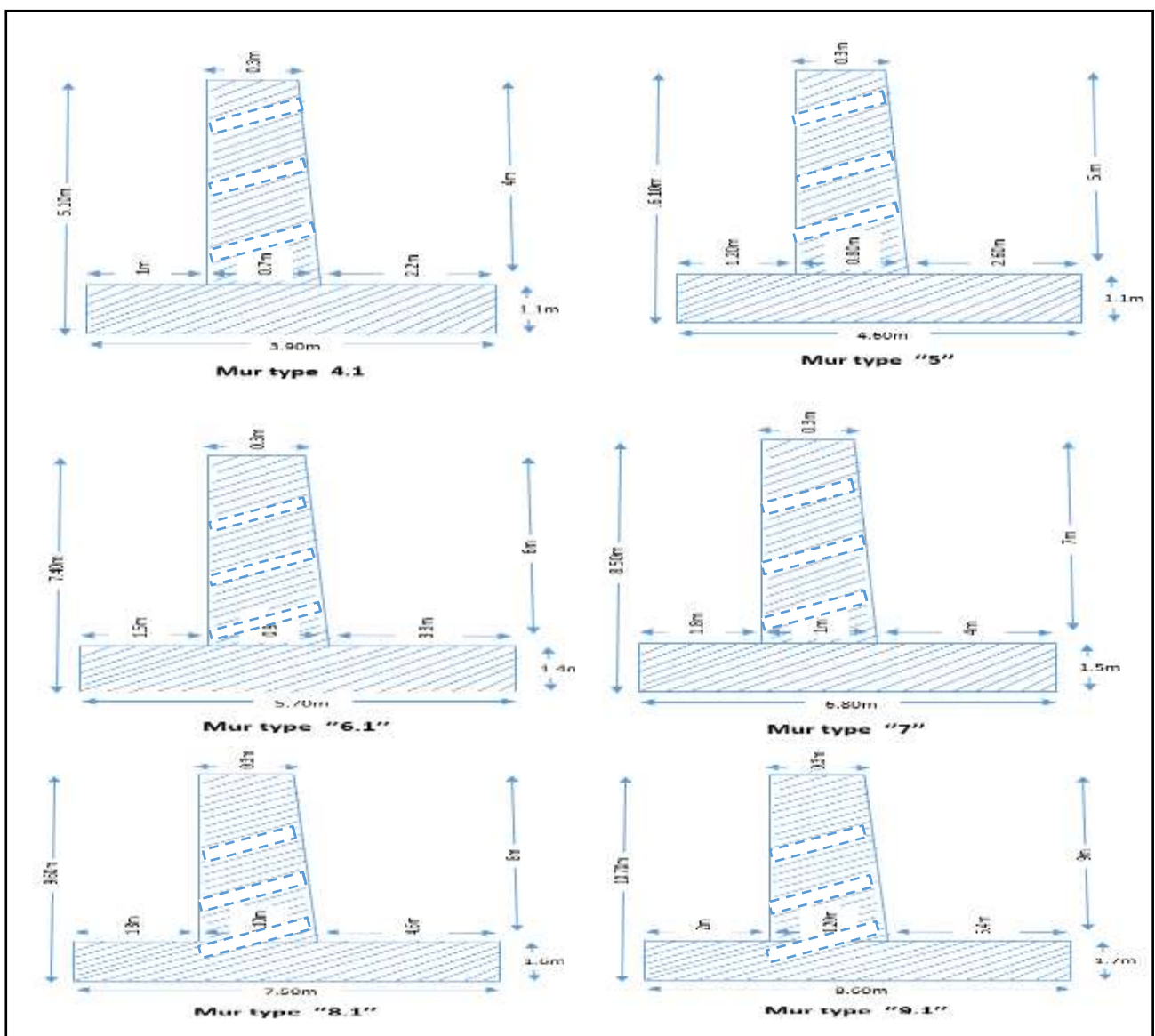
Le calcul de pré-dimensionnement des murs du PK21+020 est représenté dans les Tableaux IV.1 et IV.2 ci-après :

**Tab.IV.1.** Prédimensionnement des murs simples des PK (20+968 –21+080) ; (Rizzani De Eccher, 2015).

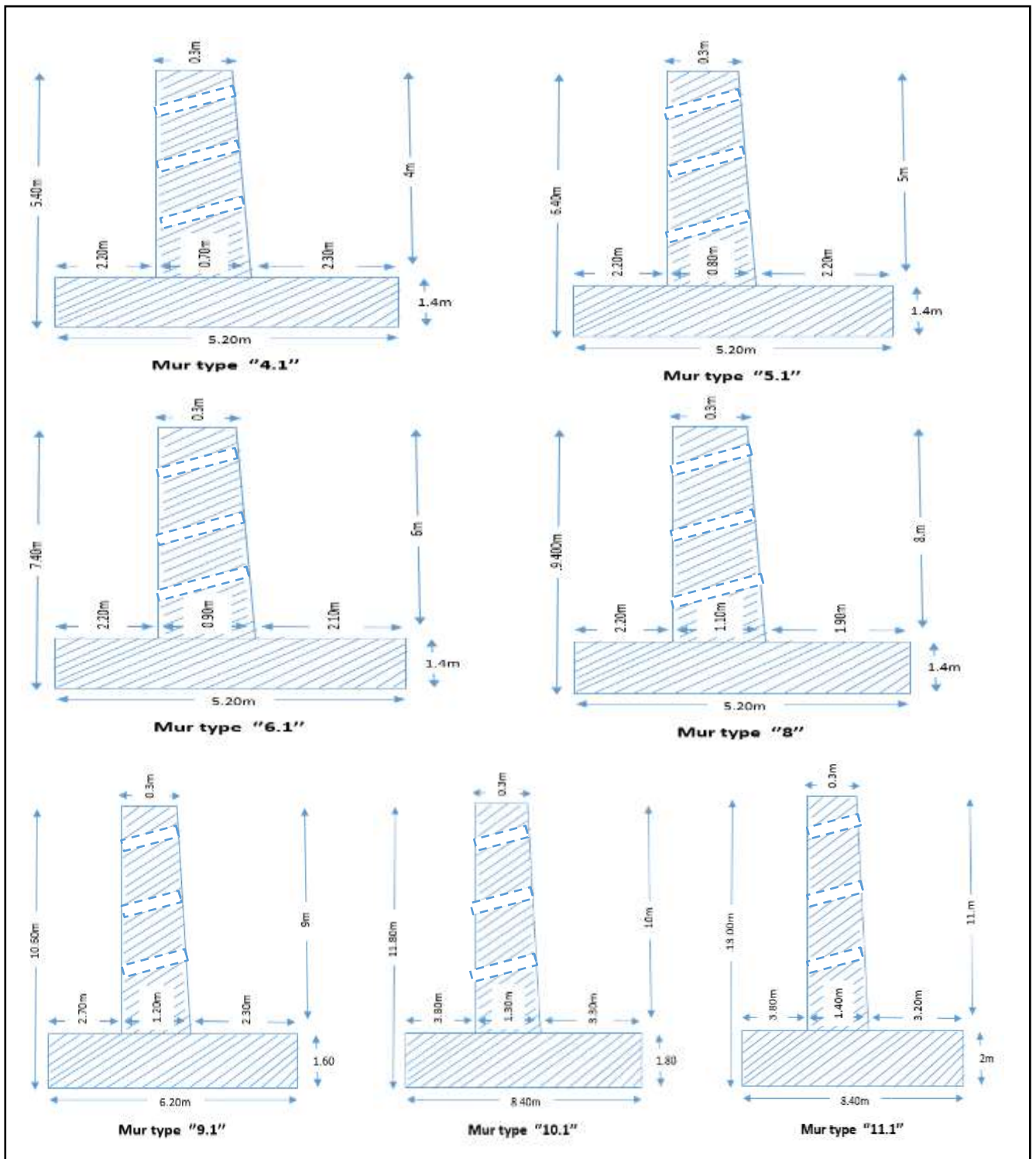
Type du mur	Hauteur (m)	H/24 (m)	H/12 (m)	h/2 (m)	2h/3 (m)	D (m)	d/3 (m)
4-1	5,10	0,30	1.10	2,55	3,40	3,90	1
5	6,10	0,30	1.10	3,05	4,07	4,60	1.20
6-1	7,40	0,30	1.4	3,70	4,93	5,70	1,50
7	8,50	0,30	1.5	4,25	5,67	6,80	180
8-1	9,60	0,30	1.6	4,80	6,40	7,50	1.80
9-1	10,70	0,30	1.7	5,35	7,13	8,60	2

**Tab. IV.2.** Prédimensionnement des murs en pieux PK (21+080 –21+206) ;(Rizzani De Eccher, 2015).

Type de mur	Hauteur (m)	H/24 (m)	H/12 (m)	h/2 (m)	2h/3 (m)	D (m)	d/3 (m)
4-1	5,40	0,30	1,4	2,70	3,60	5,20	2,20
5-1	6,40	0,30	1,4	3,20	4,27	5,50	2,20
6-1	7,40	0,30	1,4	3,70	4,93	5,20	2,20
8	9,40	0,30	1,4	4,70	6,27	5,70	2,20
9-1	10,60	0,30	1,60	5,30	7,07	6,20	2..70
10-1	11,80	0,30	1,80	5,90	7,87	8,40	3,80
11-1	13,00	0,30	2	6,50	8,67	8,40	3,80



**Fig.IV.4.** Géométrie des murs de soutènement des PK (20+968-21+080).



**Fig.IV.5.** Géométrie des murs de soutènement avec pieux PK (21+80– 21+206).

**IV.5. Principe de vérification**

Cette procédure est une vérification statique et dynamique. La vérification est faite pour dire que OK : le mur est stable donc on peut construire cette ouvrage sans problèmes.

### IV.5.1. Stabilité au glissement

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), doive être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée.

$$R_v \tan \varphi / R_h > 1.5$$

### IV.5.2. Stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

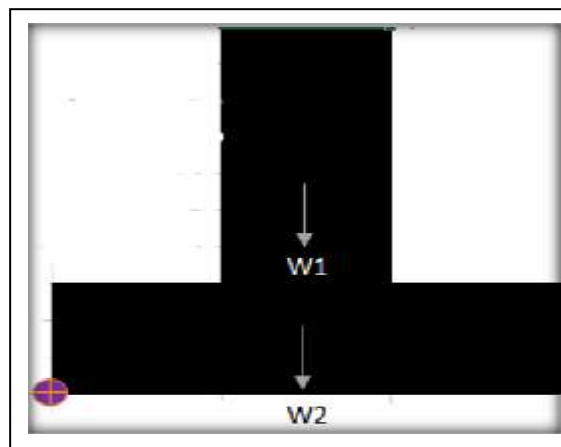
$$M_s / M_r > 1.5$$

**Remarque :** Pour que le mur soit stable :

- $F_s > 1.5$  si on néglige la butée.
- $F_s > 2$  si on tient compte de la butée.

Les moments renversants ( $M_r$ ) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

Les moments stabilisants ( $M_s$ ) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O. La figure montre le point O situé à gauche de mur (Fig.IV.5).



**Fig. IV.6.** Emplacement du point « O » à l'arrête avant du mur.

### IV.5.3. Stabilité interne

On doit assurer que les contraintes dans le mur doivent être inférieures aux contraintes

admissibles, donc c'est un simple problème de résistance de matériaux.

Suite à la résistance élevée du matériau : béton armé, ce problème de résistance interne ne se pose jamais (les contraintes due aux sollicitations appliquées au mur sont inférieures aux contraintes admissibles du béton armé) c'est le mode de rupture le plus rare pour ce type de murs.

**Remarque :** Lorsqu'on utilise un logiciel de calcul, cette vérification est assurée automatiquement.

### ➤ Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieure du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positive en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol. Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point O :

$$\sum R_{\text{résul}} = \sum (\text{stabilisant}) - \sum M (\text{renversant}) = M$$

- L'excentricité de la force par rapport au point O :

$$e_0 = M_0 / \sum F_v$$

- L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est :

$$e_c = \frac{B}{2} - e_0$$

La figure indique les deux cas possibles, suivant que N (résultante des forces) tombe dans les tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

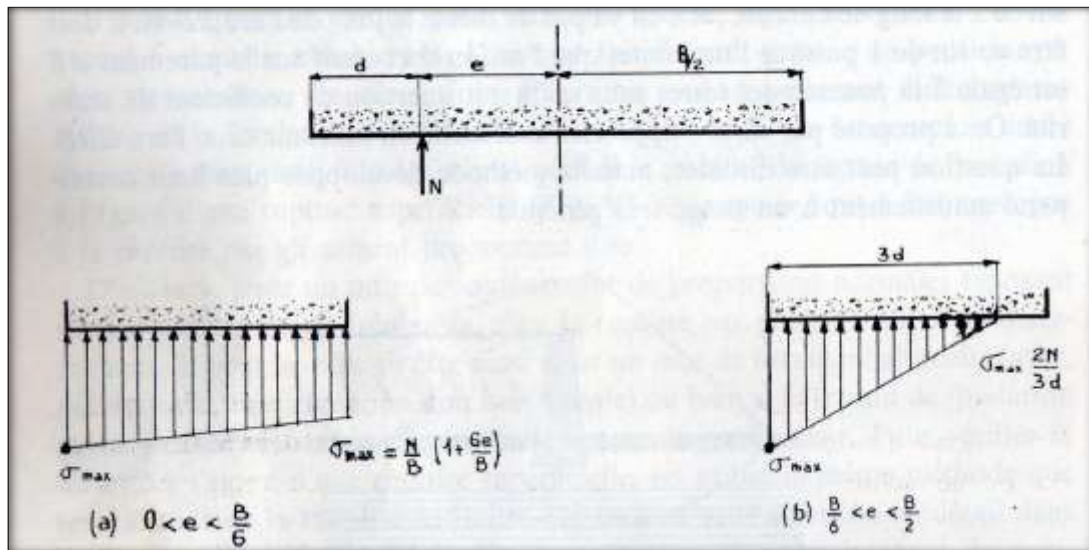


Fig.IV.7. Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q_{adm}$$

Avec :

$$\delta_{max} = \frac{Fv}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times ec}{B}\right)$$

$$\delta_{min} = \frac{Fv}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times ec}{B}\right)$$

**IV.6. Note de calcul des murs « Calcul de la résistance et vérification »**

**IV.6.1. Murs du PK (20+968-21+080)**

Cette note de calcul a pour objet la vérification des murs de soutènement du types classiques relatifs au PK 21+020.

- Les murs sont réalisés en béton armé et sont composés par une dalle de fondation superficielle et par une paroi verticale. Les murs soutiennent un remblai.
- Les murs ont des hauteurs variables selon la (Fig.IV.4) et en particulier les types ont été identifiés.
- En ce qui concerne les charges agissantes on envisage la poussée du terrain amont de la paroi et une surcharge.

- Les structures à analyser sont calculées pour une zone sismique; selon le RPOA 2008, la classification parasismique de la zone Jijelest IIa. Elle correspond, pour ouvrage d'importance 2, à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,20.

#### IV.6.1.1. Calcul des forces de poussée des terres et forces de butée qui provoquent les murs des PK (20+968-21+080)

Le calcul du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos et force de butée.

- On prend l'exemple de calcul du mur de type "4-1" et de 5.10 mètre de hauteur (Fig.IV.7):

##### Paramètres géotechniques :

$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3 = 1.9 \text{ T/m}^3$	Poids spécifique du remblai.
$\delta_{adm} = 22.5 \text{ N/mm}^2 = 2.25 \text{ bar}$	Contrainte admissible.
$\phi' = 35^\circ$	Angle de frottement.
$q = 20 \text{ KN/m}^2$	Surcharge uniforme sur le terrain (Permanente).
$f = \delta' / \phi' = 0.5$	Frottement mur-terrain pour les conditions statiques.
$c' = 0 \text{ kPa}$	Cohésion.
$K_a = 0.246$	Coefficient de poussée.
$K_p = \tan^2 \left( \frac{180}{4} + \frac{35}{2} \right) = 0.118$	Coefficient de butée.
$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3 = 2.5 \text{ T/m}^3$	Le poids volumique du béton.

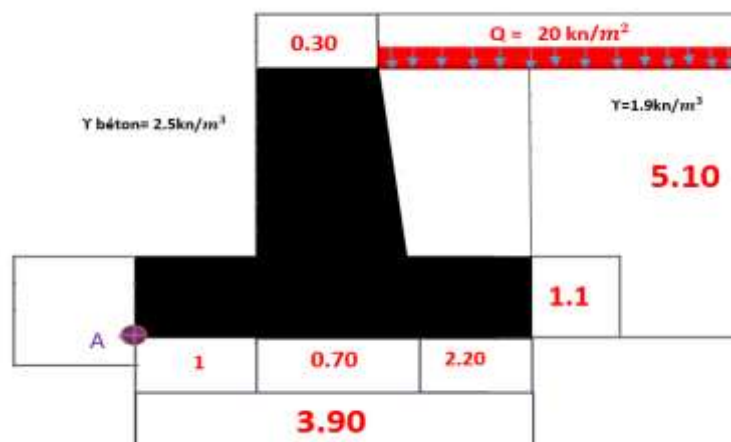


Fig.IV.8. Schéma du mur (type 4-1).



Les données utilisées proviennent du rapport géotechnique avec un choix d'un remblai de caractéristiques bien définie

- Force de poussé :

$$Fp = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H^2 \Rightarrow Fp = 1/2 * 0.246 * 1.9 * 5.1^2 = 6,08 \text{ T/m}^2$$

- Force de buté :

$$Fb = \frac{1}{2} \times Kp \times \gamma \times H^2 \Rightarrow Kp = \tan^2 \left( \frac{180}{4} + \frac{35}{2} \right) = 0.118$$

$$Fb = 1/2 * 0.118 * 1.9 * 5.1^2 = 2,92 \text{ T/m}^2$$

- La force de la surcharge permanente :

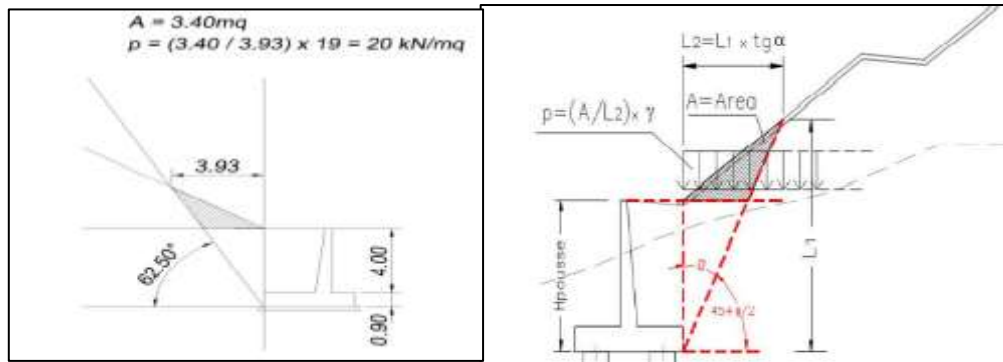


Fig.IV.9. La Force de la surcharge permanente.

$$q = (A/L2) \times \gamma$$

$$q = 20 \text{ kn/m}^2$$

- Contraintes de Poussées :

Le centre gravité du mur : G1, G2, G3, G4

$$G1/A = 2.2/2 + 0.70 + 1 = 2.8$$

$$G2/A = 2/3 * (0.7 - 0.3) + 0.3 + 1 = 1.57$$

$$G3/A = \frac{0.3^2 + 0.7^2 + (0.3 * 0.7)}{3(0.3 + 0.7)} + 1 = 1.26$$

$$G4/A = 3.9/2 = 1.95$$

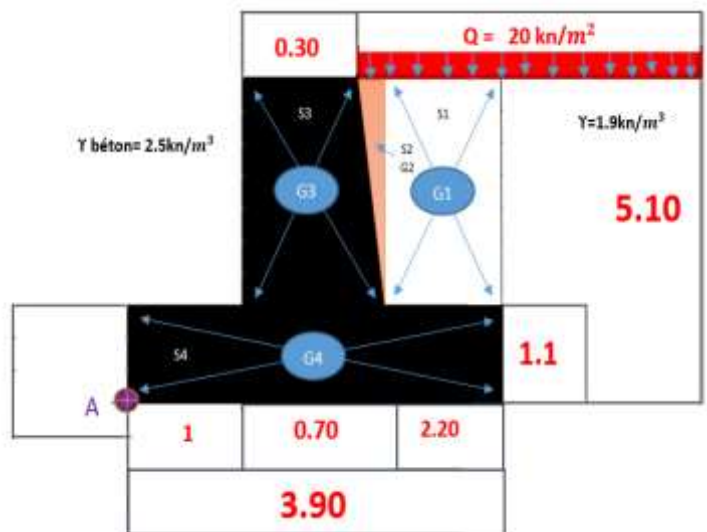


Fig. IV.10. Division du mur en surfaces élémentaires.

- Détermination du poids des murs (W total) et poids des terres (W terre) et les moments, dis/A (Tab.IV.3):

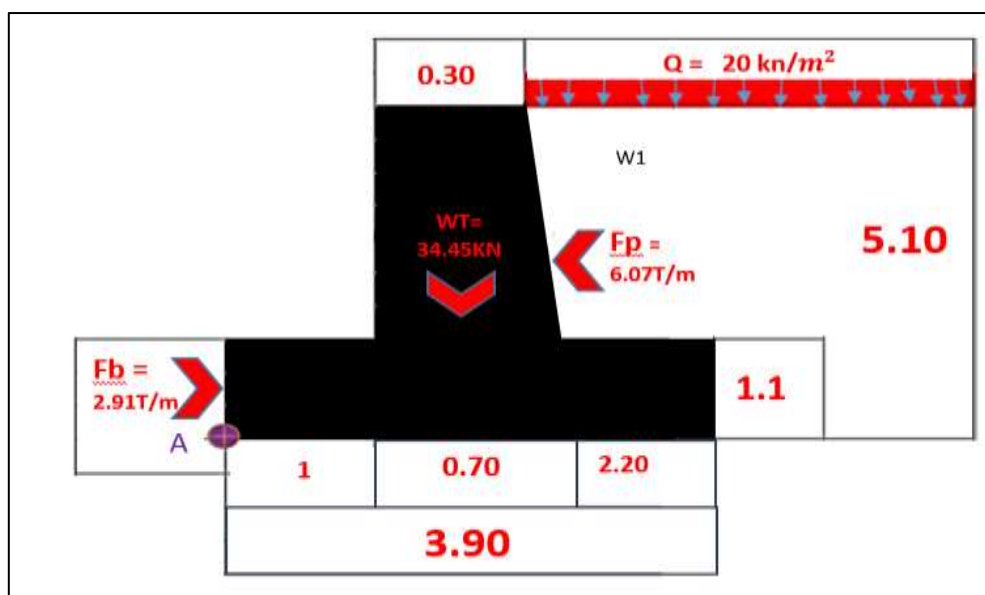
**Tab.IV.3. Détermination des poids et des moments des murs.**

Surface/centre de gravité	Surface ( m <sup>2</sup> )	γ (t/m <sup>3</sup> )	Poids t (KN)	Dis/A	Moment (dis/A)
S1 - G1	8,8	1,9	16,72	2,80	46,82
S2 - G2	0,8	2,5	2	1,57	3,13
S3 - G3	2	2,5	5	1,26	6,32
S4 - G4	4,29	2,5	10,73	1,95	20,91
Σ			34,45		77,18

- Résultats des calculs (Fp,Fb, Poids, moments) des autres murs des PK (20+968- 21+080) (Tab.IV.4) et (Fig.IV.10).

**Tab.IV.4. Résultats de calcul des forces de tous les murs des PK (20+968 \_21+080).**

Type du mur	H (m)	FP ( T/m <sup>2</sup> )	FB (T/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN)	Moments (dis/A)	Surcharge (KN/ m <sup>2</sup> )
4-1	5,1	6,08	2,92	34,45	77,18	20
5	6,1	8,70	4,17	47,35	127,03	20
6-1	7,4	12,80	6,14	71,07	236,83	25
7	8,5	16,88	8,10	96,20	385,11	30
8-1	9,6	21,54	10,33	121,92	533,00	33
9-1	10,7	26,76	12,83	155,92	781,03	35



**Fig.IV.11. Représentation des forces sur le mur (type 4-1).**

### IV.6.1.2. Vérification de la stabilité globale des murs des PK (20+968 –21+206)

➤ Vérification du mur de type "4-1" et de 5.10 mètres de hauteur :

a) Vis-à-vis du glissement :

$$\frac{N}{T} \times F \geq 1.5$$

- $N = Wt$
- $T = Fp$
- $F = 0.50$  Frottement mur-terrain pour les conditions statiques.

$$\frac{34.45}{6.08} \times 0.5 = 2.83 \geq 1.5 \text{ Donc cette condition est largement vérifiée.}$$

b) Vis-à-vis du renversement :

$$\frac{Mr}{Mm} \geq 1.5$$

- $Mr = \sum$  de moment dis/A
- $Mm = Fp \times$  point d'application.

$$Mm = 6.08 \times 1/3 \times 5.1 = 10.33 \text{ t.m.}$$

$$\frac{77.18}{10.33} = 7.41 \geq 1.5 \text{ Donc cette condition est largement vérifiée.}$$

c) Vis-à-vis de la portance du sol

$$\sigma_{\max} = \frac{p}{B} + \frac{6MG}{B^2} \leq 6 \text{ ad sol}$$

- $d = Mr / p \Rightarrow 77.18/34.45 = 2.24 \text{ m de point A}$
- $e = d - B/2 \Rightarrow 2.24 - 3.90/2 = 0.29 \text{ m de centre gravité de la semelle}$
- $MG = (Fp \times H/3) - (P \times e) \Rightarrow (6.08 \times 5.1/3) - (34.45 \times 0.29) = 0.34 \text{ t.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{34.45}{3.9} + \frac{6 \times 0.34}{3.9^2} = 8.813 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ bar} \leq 2.25 \text{ bar}$$

Donc cette condition est largement vérifiée.

d) Vis-à-vis de la sécurité de la semelle :

$$e_g = \frac{B}{2} - e_0 \leq \frac{B}{6}$$

- $e_0 = (M_r - M_m)/p \rightarrow (77.18 - 10.33)/34.45 = 1.94$

$e_g = 3.9/2 - 1.94 \leq 3.9/6$   $0.01 \leq 0.65 \rightarrow$  **Donc cette condition est largement vérifiée.**

**N.B :** toutes les conditions sont largement vérifiées donc le mur est stable pour une largeur de la semelle = 3.90.

Les résultats de calcul de vérification des autres murs du PK 20+968- 21+080 sont reportés dans le Tab.TV.5 ci-après :

**Tab.IV.5.** Résultats de calcul pour la vérification de la stabilité globale des murs des PK (20+968-21+080).

Type de mur	Vérification vis-à-vis du glissement $N/T \times F \geq 1.5$		Vérification vis-à-vis du renversement $M_r/M_m \geq 1.5$		Vérification vis-à-vis de la portance du sol $\sigma_{max} \leq \sigma_{ad \text{ sol}}$		Vis-à-vis de la sécurité de la semelle $e_g = B/2 - e_0 \leq B/6$		
	eg	B/6	V						
4-1	2,83	condition vérifiée	7,47	condition vérifiée	1	condition vérifiée	0,01	0,65	condition vérifiée
5	2,72	condition vérifiée	7,18	condition vérifiée	1	condition vérifiée	-0,01	0,77	condition vérifiée
6-1	2,78	condition vérifiée	7,50	condition vérifiée	1.2	condition vérifiée	-0,04	0,95	condition vérifiée
7	2,85	condition vérifiée	8,05	condition vérifiée	1.2	condition vérifiée	-0,11	1,13	condition vérifiée
8	2,83	condition vérifiée	7,73	condition vérifiée	1.6	condition vérifiée	-0,06	1,25	condition vérifiée
9	2,91	condition vérifiée	8,18	condition vérifiée	1.7	condition vérifiée	-0,10	1,43	condition vérifiée

**IV.6.2. Murs des PK (21+080-21+206) sur pieux**

➤ Cette note de calcul a pour objet la vérification des murs de soutènement de type classique

relatifs au Pk 21+080.

- Les murs sont réalisés en b.a. et sont composés par une dalle de fondation de type profonde, semelle sur pieux  $\varnothing_{\text{pieux}} = 1.20$  m, et par une paroi verticale.
- Les murs soutiennent un remblai. Les murs sont de hauteurs variables selon la (Fig. IV.1).
- En ce qui concerne les charges agissantes on envisage la poussée du terrain amont de la paroi et une surcharge.
- Les structures à analyser sont calculées pour une zone sismique; selon le RPOA 2008, la classification parasismique de la zone Jijel-Mila-Sétif est IIa. Elle correspond, pour ouvrage d'importance 2, à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,20.

#### IV.6.2.1. Calcul des forces qui provoquent les murs des PK (21+080-21+206)

Le calcul du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos et force du butée et la surcharge.

##### Paramètres géotechniques

$$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3 = 1.9 \text{ T/m}^3$$

Poids spécifique du remblai.

$$\delta_{\text{adm}} = 22.5 \text{ N/mm}^2 = 2.25 \text{ bar}$$

Contrainte admissible.

$$\varphi' = 35^\circ$$

Angle de frottement.

$$f = \delta' / \varphi' = 0.5$$

Frottement mur-terrain pour les conditions statiques.

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Cohésion.

$$K_a = 0.426$$

Coefficient de poussée.

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{180}{4} + \frac{35}{2} \right) = 0.118$$

Coefficient de butée.

$$\Gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3 = 2.5 \text{ T/m}^3$$

Le poids volumique du béton.

Les résultats de calcul des autres murs des PK (20+968-21+080) fondés sur pieux sont reportés dans le (Tab.TV.6) ci-après :

**Tab.IV.6. Résultats de calcul des forces des autres murs des PK (21+080-21+206).**

Type du mur	H (m)	FP (T/m <sup>2</sup> )	FB (T/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN)	Moment (dis/A)	Surcharge (KN/ m <sup>2</sup> )
4-1	5,4	11,78	3,27	42,68	135,96	20
5-1	6,4	16,55	4,59	50,15	165,05	20
6-1	7,4	22,12	6,14	55,64	183,73	25

8	9,4	35,70	9,91	70,83	245,31	33
9-1	10,6	45,39	12,60	91,13	373,46	37
10-1	11,8	56,25	15,61	133	740,72	40
11-1	13	68,28	18,94	147,38	825,83	45

Les résultats de calcul de la vérification de la stabilité globale des autres murs des PK (21+080-21+206) fondés sur pieux sont présentés dans le (Tab.IV.7) ci-après:

**Tab.IV.7. Résultats de calcul de vérification de la stabilité globale des murs des PK (21+080 - 21+206).**

Type de mur	Vérification vis-à-vis du glissement $N/T \times F \geq 1.5$		Vérification vis-à-vis du renversement $M_r/M_m \geq 1.5$		Vérification vis-à-vis de la portance du sol $\sigma_{max} \leq \sigma_{ad\ sol}$		Vis-à-vis de la sécurité de la semelle $eg = B/2 - e_0 \leq B/6$		
	eg	B/6	V	eg	B/6	V	eg	B/6	V
4-1	1,81	condition vérifiée	6,41	condition vérifiée	1	condition vérifiée	-0,09	0,87	condition vérifiée
5-1	1,52	condition vérifiée	4,68	condition vérifiée	1,1	condition vérifiée	0,16	0,92	condition vérifiée
6-1	1,26	condition vérifiée	3,37	condition vérifiée	1,4	condition vérifiée	0,28	0,87	condition vérifiée
8	1	condition vérifiée	2,19	condition vérifiée	2,5	condition vérifiée	0,97	0,95	condition vérifiée
9-1	1,00	condition vérifiée	2,33	condition vérifiée	2,6	condition vérifiée	0,76	1,03	condition vérifiée
10-1	1,18	condition vérifiée	3,35	condition vérifiée	1,9	condition vérifiée	0,29	1,40	condition vérifiée
11-1	1,08	condition vérifiée	2,79	condition vérifiée	2,5	condition vérifiée	0,60	1,40	condition vérifiée

### Interprétation des résultats de calcul

Le facteur de sécurité correspond au rapport entre la contrainte maximale autorisée et la contrainte équivalente, lors de l'utilisation de la limite d'élasticité. Il doit être supérieur à 1 pour que la conception soit acceptable. (Un facteur inférieur à 1 indique une déformation permanente.) Avec la résistance à la rupture, les rapports de facteurs de sécurité sont déterminés par la contrainte principale maximale.

- La vérification vis-à-vis de glissement dans ce travail : la stabilité du mur est totalement assurée malgré on a trouvé des conditions « non vérifiée  $FS > 1.5$  » mais les valeurs trouvées sont proche du facteur de sécurité 1.5 (entre 1 et 1.5). donc la stabilité des murs est totalement assurée (Tab.IV.7). C'est pour ça pour augmenter ce facteur de sécurité ils

ont décidé de renforcer ces murs par des fondations de type profondes sur pieux pour stabiliser ces murs de soutènement (Tab.IV.8)

**Tab. IV.8.** Nombre de pieux proposés pour chaque mur.


Type du mur	Nombre de pieux proposé
4-1	3
5-1	15
6-1	3
8-1	5
8-2	7
9-1	6
10-1	11
11-1	20

#### IV.7. Conclusion

Le but de la conception d'une structure d'appui est d'obtenir l'équilibre entre les forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de celle du massif retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

Après l'étude des murs objet de cette étude on peut conclure que :

- toutes les conditions sont vérifiées pour les murs simples des PK (20+968-21+80), donc les murs sont stables.



*Conclusion  
Générale*



## Conclusion Générale

Les murs de soutènement sont des ouvrages très importants dans la stabilité et le retenue des massifs de sols, ainsi au point de vue coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation. Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement. C'est pourquoi notre modeste travail a été porté sur l'étude et la vérification de la stabilité interne et externe d'un ensemble de murs de soutènement réalisés en béton armé, sis entre les PK 20+080-21+206 et qui traverse un terrain en déblais sur une pente, qui peut présenter un risque d'instabilité. Ces murs sont divisés en deux types : murs simples et mur fondés sur pieux qui ont une importance complète pour empêcher et stabiliser les terrains en déblai de l'autoroute.

Cette étude s'est basée sur la combinaison des données géologiques et géotechniques, Sur le plan géologique, les murs du PK 21+020 appartenant principalement aux formations olistostromiques d'âge Apuitano\_serravalien. L'étude géotechnique a conduit à identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement d'un sol naturel par des différents types d'essai in-situ et au laboratoire. Les éléments géotechniques présents au niveau de l'ouvrage sont les suivants: murs sur fondations superficielles directes: cas du terrain type flysch (alternance grès et niveaux argileux). Murs fondés sur pieux : cas des dépôts hétérogènes, éboulis et grès quartzitiques.

Des calculs manuels de vérification de la stabilité globale des murs ont été faites, les résultats obtenus ont donné des valeurs acceptables dans les deux cas (murs simples et murs fondés sur pieux). En conclusion on peut dire que la conception générale assurant une stabilité au cours des travaux et en fin de construction prévoient la réalisation des murs sur pieux de 1.20 m de diamètre, fiché entre 13m et 28 m de profondeur, ancré dans la couche compacte, assurant une pérennité de l'ouvrage.

Le présent projet nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances notamment en ce qui concerne: le dimensionnement et la vérification de la stabilité globale des murs de soutènement et de comprendre leurs utilités en géotechnique.

Enfin, en espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude réponde aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.



*Bibliographie*

## Bibliographie

- Bella M, Delhem A. (2019). Conception et étude d'un mur de soutènement en bas sur fondations profondes. Mém de master. Univ Tlemcen. Algérie, 80P.
- 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. Univ Mohammed Seddik Benyahia -Jijel, 28-42p.
- Bouhelassa, M, & Chabou, M. (2020). L'effet des paramètres mécanique du sol sur la réponse dynamique d'un mur de soutènement cantilever. Mém de master. Univ Jijel- Algérie, 114P.
- Bouillin, J.P.; Raoult, J.F. (1971). Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostromélié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone? Comte Rendu : Somm. Soc. Géol. France, 7 :117P.
- Bouillin, J .P . (1977). Géologie alpine de la petite Kabyle dans la région de d'El Milia (Algérie), Thèse Doct. Université P Curie ,511P.
- Chbira H, Mekki A. (2016) .Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable. Mém Master. Univ Tlemcen .81P.
- Degoutte, G. (1997). Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Ed. Camagref, 175P.
- Djellit, H. (1987) . Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flyschs en Petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct. Univ d'Orsay Paris, 206P.
- Durand Delga, M. (1955). Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv. Carte géol. Algérie, 24,533P.
- Ehrmann, M. F. (1928). Carte géologique à 1/50.000ème de la feuille de Tamesguida feuille
- Gahmous, S. (2018). Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par Géosynthétiques. Mém de master Univ Mohamed Khider de Biskra, 83P.
- Kherrouba, H. (2008). Etude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna-Djimla, wilaya de Jijel (Algérie), Mém. magister, Univ. de Jijel, 173P.
- Khennouf, A, Souadeuk, A. (2016) .Etude de comportement d'un mur de soutènement renforcé.
- Kone Icahka, N. (2019). Automatisation du Calcul des murs de soutènement Cantilever. Mém de Master. Univ Guelma .Algérie ,124P.
- Rizzani D'Eccher, (2015). Annexe B, Campagne de reconnaissance d'EXE, Rapport géotechnique p775. Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.

- Rizzani De Eccher, (2015) Annexe D, Essai in situ et enlaboratoire Rapport géotechnique, 30P.Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.
- Rizzani De Eccher, (2015) Terrassement PK 15+580-24+000, Rapports géotechniques, p163.Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.
- Rizzani De Eccher, (2015) Terrassement PK 15+580-24+000, Rapports géotechniques Annexe B, 803P.Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.
- Rizzani D'Eccher., 2016. Annexe 00Ca, projet d'exécution murs PK 21+020fondations superficielles note de calcul murs 274P.Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.
- Rizzani D'Eccher., 2016. Annexe 00ca, projet d'exécution murs PK 21+020fondations profondes note de calcul murs 568p.Source : Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Jijel, 2022.
- Saaoui,L. (2017).Etude de la stabilité et de confortement d'une section de la RN 24 à Seket(Béjaia) .Mém de master .Univ Tizi-Ouzou, 70P.
- Tedjini,S. (2017).Conception et vérification d'un mur de soutènement type Cantilever par la méthode de chargement progressif (pushover).Mém de Master.Univ Djelfa, 62P.
- Taiaaoui, Z. (2020).Modalisation numérique d'un mur de soutènement renforcé par géosynthétique. Mém de master. univ Biskra .102P.

### Sites Web

- <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-mecanique-des-sols-et-geotechnique-tiach/archive-1/murs-de-soutenement-c244/>
- <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/pdf/backup/Guide-Murs-de-soutenement.pdf>
- <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-mecanique-des-sols-et-geotechnique-tiach/archive-2/ouvrages-de-soutenement-c242/>
- <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01784592>
- <https://fr.scribd.com/document/431146537/CHAP01-Predimensionnement-IMP>
- <http://virtuelcampus.univ-msila.dz/inst-gtu/wp-content/uploads/2019/04/3-Tebbal-MDS-mur-de-soutement.pdf>
- <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/murs-de-soutenement.pdf>
- <https://slidetodoc.com/les-ouvrages-de-soutnements-on-peut-distinguer-3/>
- <https://www.batirama.com/article/88-murs-de-soutenementtechniques.html><https://www.stradal-vrd.fr/realisations/stradal-beynes-78-plus-de-10-000-caissons-reboulr-livres>.



## Résumé

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique d'une étude géotechnique, construction et conception des ouvrages représentés par un ensemble de murs de soutènement au niveau des PK 21+020 sis à Texenna et faisant partie de la pénétrante autoroutière 77 reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest.

Une campagne de reconnaissances géologique et géotechnique a été menée sur le site d'étude, afin de déterminer la nature lithologique et les propriétés physiques et mécaniques du terrain qui compose le site.

Pour éviter le risque de glissements de terrain, il a été décidé de stabiliser cette pente en construisant des murs de soutènement divisés en deux types; simples et fondés sur pieux d'une profondeur de 13 à 28 mètres. Une vérification de la stabilité globale des murs de soutènement a été réalisée à travers les résultats d'expériences et d'études, et nous avons constaté que ces murs de soutènement sont sûrs et stables.

**Mots clés :** Texenna, PK21+020, mur de soutènement, Dimensionnement, vérification de stabilité.

## Abstract

This end-of-study project is part of the dynamics of a Geotechnical study, construction and design of the structures represented by a set of retaining walls at PK 21+020 located in Texenna and forming part of the penetrating highway 77 linking the port of Djen-Djen to the East-West highway.

A campaign of geological and Geotechnical reconnaissance was carried out on the study site, in order to determine the lithological nature and the physical and mechanical properties of the terrain that makes up the site.

To avoid the Risk of landslides, it was decided to stabilize this slope by building retaining walls divided into two types; simple and founded on piles with a depth of 13 to 28 meters. A verification of the overall stability of the retaining walls has been carried out through the results of experiments and studies, and we have found that these retaining walls are safe and stable.

**Keywords:** Texenna, PK 21+020, retaining wall, dimensioning, stability verification.

## ملخص

يعد مشروع نهاية الدراسة هذا جزءاً من ديناميكيات دراسة جيوتقنية وبناء وتصميم الهياكل الممثلة بمجموعة من الجدران الاستنادية في ن.ق 21 +020 الواقعة في تاكسنة وتشكل جزءاً من اختراق الطريق السريع 77 ربط ميناء جنجن بالطريق السيار شرق-غرب .

تم تنفيذ حملة استطلاعية جيولوجية وجيوتقنية في موقع الدراسة ، من أجل تحديد الطبيعة الصخرية والخصائص الفيزيائية والميكانيكية للتضاريس التي يتكون منها الموقع .

لتجنب خطر الانهيارات الأرضية ، تقرر تثبيت هذا المنحدر ببناء جدران استنادية مقسمة إلى نوعين ؛ بسيطة وقائمة على ركائز بعمق 13 إلى 28 متر. تم التحقق من الاستقرار العام للجدران الاستنادية من خلال نتائج التجارب والدراسات ، ووجدنا أن هذه الجدران الاستنادية آمنة ومستقرة .

**الكلمات المفتاحية :** تاكسنة , ن.ق 21 + 020، الجدار الاستنادي، الأبعاد، التحقق من الثبات.