

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى - جيجل -

Université Mohammed Seddik Benyahia -Jijel

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



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم: علوم الأرض والكون

Mémoire de fin d'études

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

Option : Géologie de l'ingénieur et géotechnique

Thème

Etude des fondations d'un Viaduc V.44.8 du Pk 44+799 au Pk 45+191, pénétrante autoroutière 77 reliant le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest (Commune de Djimla, Wilaya de Jijel)

Membres de Jury

President: M^{lle}. Kherrouba Hassiba

Examineur : Mme. Bouroudi Nihad

Encadrant :Dr. Baghdad Abdelmalek

Présenté par :

Chouial Zahira

Grine Samira

Année Universitaire 2018-2019

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Dédicaces

Louange À Dieu, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.

Je dédie ce modeste travail :

À Notre prophète que le salut soit sur lui « ma source d'orientation et de lumière »

En hommage à mon regretté Père, que dieu l'accueille en son vaste paradis.

À Ma très chère maman : Je ne pourrais jamais assez te remercier,

Pour ton soutien inconditionnel,

Pour ta présence dans toutes les étapes de ma vie,

Pour tous les sacrifices que tu ne cesse de faire pour moi,

J'espère que tu verras en ce travail le fruit des efforts et sacrifices, que tu m'as consentis

pour mon éducation.

Que Dieu m'accorde la grâce de t'avoir encore à mes côtés pour,

longtemps afin que tu sois témoin de ma reconnaissance.

À toute ma famille

À tous mes amis

À Tous ceux que j'aime et je respecte.

Zahira

Dédicaces

Louange A Dieu, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.

Ce modeste travail est dédié :

A Notre prophète que le salut soit sur lui « ma source d'orientation et de lumière »

A mes chers parents qui m'ont soutenue et encouragé durant

Toute ma scolarité.

À toute ma famille

À tous mes enseignants

À mes amies

A toutes les personnes qui m'ont apportés de l'aide.

Samira

Remerciements

Avant tout, nous remercions DIEU qui a aluminé notre chemin et qui nous a armé de courage pour achever nos études.

Au nom de vertu de travail et de l'esprit d'élévation de la connaissance, nous tiendrons à exprimer tous notre respect à notre encadreur : Mr BAGHDAD Abdelmalek de nous avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Nous remercions aussi tous les membres du jury de nous avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner ce travail.

nous tenons à remercier aussi tout ceux qui ont contribués de près ou de loin dans l'élaboration de notre mémoire.

Résumé

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique d'étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes du Viaduc V44.8 allant du PK 44+799-45+191, situé dans la région de Tementout et faisant partie de la pénétrante autoroutière 77 reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est Ouest.

Une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a été menée au niveau du site d'étude afin de déterminer la nature lithologique et les caractéristiques physico-mécaniques des terrains constituant le site. Les terrains de fondation sont constitués par des dépôts récents du quaternaire (éboulis de pentes) gisant sur le substrat rocheux de l'oligocène caractérisé principalement par des grès avec des intercalations de niveaux argileux et marneux feuilletés grises. Les sols sont classés dans la catégorie des sols surconsolidés, moyennement compressibles, et faiblement gonflants.

L'évaluation de la charge limite de pieu isolé et de groupe de pieux a été réalisée en se basant sur la méthode pressiométrique car elle traduit au mieux le comportement réel du sol. Les résultats de dimensionnement des fondations profondes, ont été faites en se conformant aux charges transmises par la superstructure et en assurant une marge de sécurité. L'estimation des tassements a été évaluée par modélisation numérique avec le code SIGMA/W qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Tamentout, viaduc V44.8, pressiomètre, charge limite, groupe de pieux.

Abstract

This project is part of the geotechnical study, design and dimensioning of the deep foundations of Viaduct V44.8 from PK 44 + 799 to PK 45 + 191, located in the region of Tementout and part of the penetrating highway 77 connecting the port of Djen-Djen to the East West highway.

A geological and geotechnical reconnaissance campaign was conducted at the study site to determine the lithological nature and the physico-mechanical characteristics of the soil constituting the site. The foundation soil consist of recent quaternary deposits (slope scree) lying on the bedrock of the Oligocene characterized mainly by sandstones with interleaved gray clay and marl layers. Soils are classified as overconsolidated, moderately compressible, and slightly swollen.

The evaluation of the limit load of isolated pile and pile group was carried out based on the pressuremeter method because it best reflects the actual behavior of the soil. The sizing results of the deep foundations, were made in accordance with the loads transmitted by the superstructure and providing a margin of safety. The settlement estimate was evaluated by numerical modeling with the SIGMA / W code which gave widely acceptable values.

Keywords: Tamentout, viaduct V44.8, pressuremeter, limitload, pile group.

ملخص

يُعد مشروع نهاية الدراسة هذا جزءاً من الدراسة الجيوتقنية وتصميم أبعاد الأسس العميقة للمنشأة الفنية V44.8 الممتد من النقطة الكيلومترية 799+44 إلى 45+191، يقع في منطقة تامنتوت يعد جزء من الطريق السريع 77 الذي يربط ميناء جن-جن بالطريق السيار شرق غرب.

تم إجراء حملة استطلاعية جيولوجية وجيوتقنية في موقع الدراسة لتحديد الطبيعة الصخرية والخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للأراضي التي تشكل الموقع. تتكون أراضي الأساس من رواسب ذات الحقة الرباعية الحديثة (حصاة المنحدرات) تغطي صخرة الأساس للأوليغوسينالتي تتميز بشكل رئيسي بالحجارة الرملية ذات تناوب في طبقات من الطين الرمادي وطبقات ورقية من المارل البني. تُصنّف التربة على أنها عالية التماسك، ذات انضغاط معتدل، وضعيفة الانتفاخ.

تقييم قوة تحمل ركيزة معزولة ومجموعة من الركائز من أجل أقطار وأعماق وكذلك عدد ركائز مختلفة وهذا باستعمال طريقة الضغط لأنه يعكس بشكل أفضل السلوك الفعلي للتربة. نتاج تحديد الأساسات العميقة تم إجراؤها وفقاً للأحمال المنقولة بواسطة البنية العليا مع توفير هامش أمان. تم تقييم تقدير التسوية من خلال النمذجة الرقمية باستخدام كود SIGMA / W الذي أعطى قيماً مقبولة على نطاق واسع.

الكلمات المفتاحية: تامنتوت، جسر V44.8، جهاز قياس الضغط، قوة التحمل، مجموعة الركائز.

Table des matières

Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Résumé	
Introduction Générale	01

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Situation géographique et localisation du site étudié.....	03
I.2. Climat.....	03
I.3. Végétation.....	04
I.4. Réseau hydrographique	04
I.5. Topographie et morphologie	05
I.6. Sismicité	07
I.7. Conclusion	08

CHAPITRE II : Contexte géologique régional et local

II.1. Aspect géologique générale	10
II.2. Les grands ensembles géologiques de la région d'étude	12
II.2.1. Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle	12
II.2.2. Le Trias	13
II.2.3. Les formations telliennes	14
a) Lias basal, dolomitique (infra-Lias).....	14
b) Dogger et Malm	15
c) Le crétacé inférieur et moyen à faciès marneux	15
d) Le crétacé supérieur	16
e) L'Eocène	17
II.2.4. Les formations de type flysch	17
a) Le Flysch Massylien	17
b) Le Flysch Numidien	18
II.2.5. Les formations quaternaires	19
II.3. Aspect morpho-structural de la région de Djimla-Tamentout	19
II.4. Conclusion	20

CHAPITRE III : Campagne de reconnaissance géotechnique

III.1. Introduction.....	22
III.2. Campagne de reconnaissance (essais in situ).....	22
III.2.1. Lithologie du site et contexte géotechnique (sondages carottés)	23
III.2.2. Essai Pressiométrique.....	25
III.2.3. Sondage Piézométrique.....	29
III.2.4. Essais de perméabilité.....	30
III.2.5. Essais de laboratoire	31
III.2.5.1. Analyse granulométrique (NFP 94-056 et NFP 94-057).....	31
III.2.5.2. Les limite d'Atterberg	

	32
III.2.5.3. Teneur en eau et poids volumique	34
III.2.5.4. Essais au bleu de Métylène VBS (NF P 9-068).....	36
III.2.5.5. Essais de cisaillement rectiligne CD (NFP 94-071-1)	37
III.2.5.6. Essai œdométrique.....	37
III.2.5.7. Essai de résistance à la compression uni axial	39
III.3. Conclusion.....	40

CHAPITRE IV : Dimensionnement des fondations profondes

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Présentation générale du viaduc.....	42
IV.3. Descente de charge.....	43
IV.3.1. Combinaison des charges.....	44
IV.4. Dimensionnement des fondations.....	44
IV.4.1. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré à partir de l'essai préssiométrique.....	44
IV.4.2. Calcul de la charge limite totale Q_l	45
a) La charge limite de la pointe.....	46
b) Pression limite nette équivalente.....	47
c) La charge limite de frottement latéral.....	48
IV.4.3. Calcul de la charge admissible aux états limites.....	50
IV.4.4.Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré par l'ess préssiométrique.....	50
IV.5. Comportement d'un groupe de pieux.....	52
IV.5.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiales.....	52
IV.5.2. Exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau de sondage	53
IV.6.Conclusion.....	56

CHAPITRE V : Modélisation de l'interaction sol-structure

V.1. Introduction.....	59
V.2. Méthode des éléments finis (MEF).....	59
V.2.1. Concepts de la base de la méthode des éléments finis (MEF).....	59
V.2.2. Pratique de la MEF dans le domaine géotechnique	59
V.2.3. Calculs par MEF dans le domaine de la géotechnique.....	60
V.3. Logiciel de calcul par MEF en géotechnique.....	60
V.3.1. Présentation du logiciel SIGMA/W.....	60
V.4. Application au projet du Viaduc V44.8.....	61
a) Géométrie du problème	61
b) Définition des paramètres des matériaux.....	62
c) Génération du maillage.....	62
d) Visualisation des résultats.....	63
V.5. Conclusion.....	67
Conclusion générale et recommandations.....	69
Bibliographie	
Annexes	

Liste des Figures

Figure .1	: Plan de localisation du projet Viaduc V-044.8 (extrait de la carte topographique 1/25000, Texenna NJ_31_VI_44 ouest).....	03
Figure .2	: Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).....	04
Figure .3	: Carte du réseau hydrographique	05
Figure .4	: Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.....	06
Figure .5	: Carte des pentes de la zone d'étude.....	06
Figure .6	: Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003).....	07
Figure .7	: Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte structurale au 1/500000 de la chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des confins Algéro-Tunisiens) (J.M Vila, 1978).....	10
Figure .8	: Carte géologique de la région de Tamentoute (extrait de la carte géologique de TAMESGUIDA feuille N°49, 1/50.000 (d'après F. EHRMANN, 1941)..	13
Figure .9	: Coupes séries de la région de Dj. Sidi Mansour (Durand Delga, 1955).....	16
Figure .10	: Le Flysch numidien (assise gréseuse) bien représenté au niveau du site du viaduc.....	19
Figure .11	: Plan d'implantation des sondages carottés.....	23
Figure .12	: Diagramme de plasticité de Casagrande (Gombalet, 2004).....	33
Figure .13	: Vue latérale et la coupe transversale de cet ouvrage (Rizzani de eccher,2014).	43
Figure .14	: Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 1999).....	46
Figure .15	: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999)..	47
Figure .16	: Définition de l'encastrement équivalent.....	48
Figure .17	: Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.....	48
Figure .18	: Schéma de conception de semelle pour la culée 02 (Coté El-Eulma).....	53
Figure .19	: Schéma de conception de semelle pour la Pile 06.....	54
Figure .20	: Schéma de conception de semelle pour la Pile 04.....	55
Figure .21	: Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites.....	63
Figure .22	: Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 4x3).....	64
Figure .23	: Valeur maximale du tassement en mètres (culée 01 Est).....	64
Figure .24	: Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01 Est).....	65
Figure .25	: Iso-valeurs de tassement vertical (Pile 5, groupe de pieux 3x3).....	65
Figure .26	: Valeur maximale du tassement en mètres (Pile 5).....	66
Figure .27	: Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas groupe de 08 pieux, culée 02)	66

Liste des Tableaux

Tableau .1	: Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).....	08
Tableau .2	: Sondages réalisés dans le secteur d'étude	22
Tableau .3	: Description lithologique des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2014)...	24
Tableau .4	: Liste des essais pressiométriques réalisés dans le secteur d'étude.....	26
Tableau .5	: Résultats d'essai pressiométrique au niveau des sondages.....	27
Tableau .6	: Classification des sols d'après EM/PL.....	28
Tableau .7	: Classification des sites (RPA/99 version 2006).....	29
Tableau .8	: Résultats du levé piézométrique.....	29
Tableau .9	: Valeurs des essais de perméabilité Lefranc réalisés.....	30
Tableau .10	: caractéristiques des perméabilités usuelles.....	31
Tableau .11	: Résultats d'analyse granulométrique.....	32
Tableau .12	: Résultats des limites d'Atterberg.....	33
Tableau .13	: Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet, 1983).....	33
Tableau .14	: Caractéristiques physiques des sols.....	35
Tableau .15	: Résultats des valeurs au bleu de Méthylène.....	36
Tableau .16	: Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthylène « VBS » (Philipponnat & Bertrand, 2003).....	36
Tableau .17	: Valeurs des essais de cisaillement rectiligne CD.....	37
Tableau .18	: Résultats d'essais œdométrique.....	38
Tableau .19	: Classification des sols d'après le coefficient de compressibilité « Cc ».....	38
Tableau .20	: Classification des sols selon le coefficient de gonflement « Cg ».....	38
Tableau .21	: Valeurs de la résistance à la compression simple.....	39
Tableau .22	: Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple R_C	39
Tableau .23	: Charges totale pour les culées et les piles	44
Tableau .24	: Définition des catégories conventionnelles de sols.....	45
Tableau .25	: Facteur de portance (Fascicule N°62).....	46
Tableau .26	: Choix de la courbe de frottement latéral unitaire q_s (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art).....	49
Tableau .27	: Les valeurs de P_1^* (bar).....	50
Tableau .28	: Valeurs de q_s (Mpa) le long du pieu	50
Tableau .29	: Capacité portante d'un pieu foré isolé par l'essai pressiométrique au niveau de la pile N°06.....	51
Tableau .30	: Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les sondages pressiométriques SD-01, SD-02, SD-03, SD-04 et SD-05.....	51
Tableau .31	: Résultats de calcul de la charge limite de groupe de pieux.....	55
Tableau .32	: Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur).....	57
Tableau .33	: Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (longueur, largeur, épaisseur, débord du groupe de pieu).....	61
Tableau .34	: Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation.....	62
Tableau .35	: Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.....	67



INTRODUCTION GÉNÉRALE

La conception des grands ouvrages nécessite la réalisation de fondation sécurisée, qui présente la partie la plus importante dans la construction de ces ouvrages, elles a pour rôle de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol porteur qui doit être capable de supporter ces charges. La nature d'assise et ses caractéristiques mécaniques influent de façon directe sur le choix de fondation (superficielle ou profonde).

Le tracé de la pénétrante autoroutière projetée entre le port de DjenDjen à l'autoroute Est-Ouest s'étend sur plus de 110 km environ. Le tracé passe à proximité des localités de Taher, Texanna, Djimla, Ain Sebt, Beni Aziz, Beni Fouda et prend fin à l'échangeur de l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Notre projet consiste à étudier la faisabilité des fondations profondes du viaduc V44.8 situé dans la région de Tamentout (Commune de Djimla) qui fait partie de la pénétrante autoroutière et qui s'étale du PK 44+799 au PK45+191.

L'objectif essentiel de notre travail est d'établir une étude géologique et géotechnique du site objet d'étude afin d'avoir un maximum de données permettant un dimensionnement des fondations profondes basé sur l'essai pressiométrique et à la suite effectué une modélisation à l'aide du logiciel Geostudio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (i.e. SIGMA/W), afin d'avoir une idée sur les tassements et les contraintes pour chaque fondations adoptées.

Pour mener à bien notre travail, nous avons subdivisé notre manuscrit en cinq chapitres présentés comme suit :

- Chapitre I : Généralités sur la région d'étude.
- Chapitre II : Contexte géologique régional et local.
- Chapitre III : Reconnaissance géotechnique du site de projet.
- Chapitre IV : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage.
- Chapitre V : Modélisation de l'interaction sol-structure.

Au terme de cette étude nous aurons à présenter une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthode d'étude.



CHAPITRE I

Généralités

I.1. Situation géographique et localisation de site étudié

Notre site est situé dans la commune de Djimla, à 45 km au Sud-Est du chef-lieu de la wilaya de Jijel, le long de la route nationale N°77 reliant Jijel à la wilaya de Sétif et de Mila. La commune de Djimla est limitée au Nord par Dj. Sidi Bou Azza, au Sud par la forêt de Djimla et Dj. Bouafroune, et à l'Ouest par la commune de Ben Yadjiss et à l'Est par la commune de Tassala.

L'ouvrage d'art V44.8 objet d'étude fait partie de la pénétrante autoroutière qui relie le port de Djendjen à El Eulma sur une distance de 110 km, est localisé dans la zone de Tamentout le long de la RN 77 à 7.5 Km au sud de la commune de Djimla, plus précisément dans la localité de Taous du PK 44+799 au PK45+191, selon les coordonnées géographiques (Figure.1) :

- Latitude : $36^{\circ}32'46.47''\text{N}$
- Longitude : $5^{\circ}50'3.53''\text{E}$

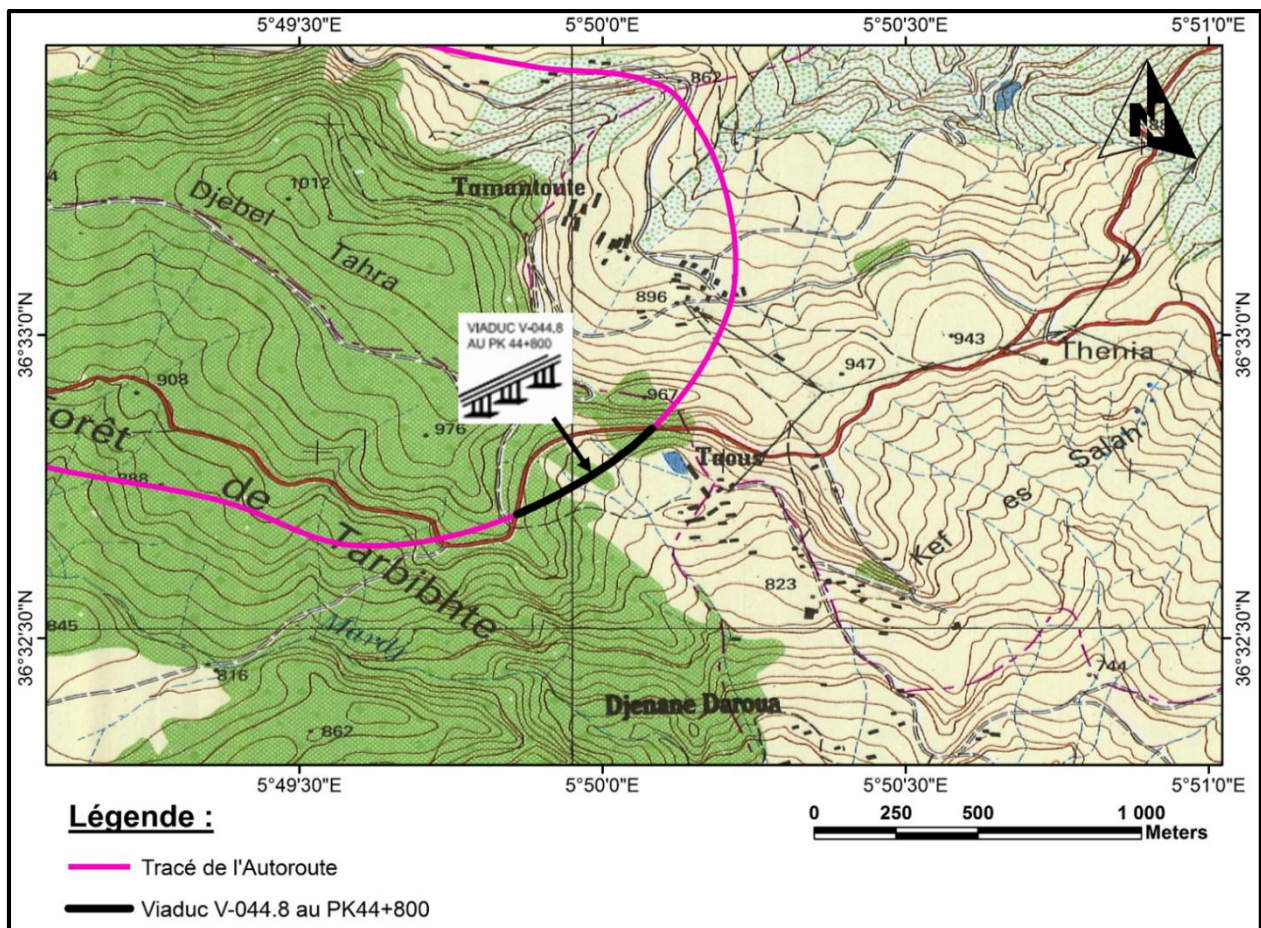


Figure. 1: Plan de localisation du projet Viaduc V-044.8 (extrait de la carte topographique 1/25000, Texenna NJ_31_VI_44 ouest).

I.2. Climat

La région de Djimla est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au Nord et des reliefs au Sud. C'est un climat tempéré avec des

températures élevées en été, et marqué par un hiver froid et pluvieux avec des températures basses en hiver, la région est souvent recouverte par d'importantes quantités de neige. D'après la carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (Figure.2) établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H) donne un taux de pluviométrie estimé entre 1000 et 1400 mm annuellement dans la région de Djimla, ce qui est considéré très important.

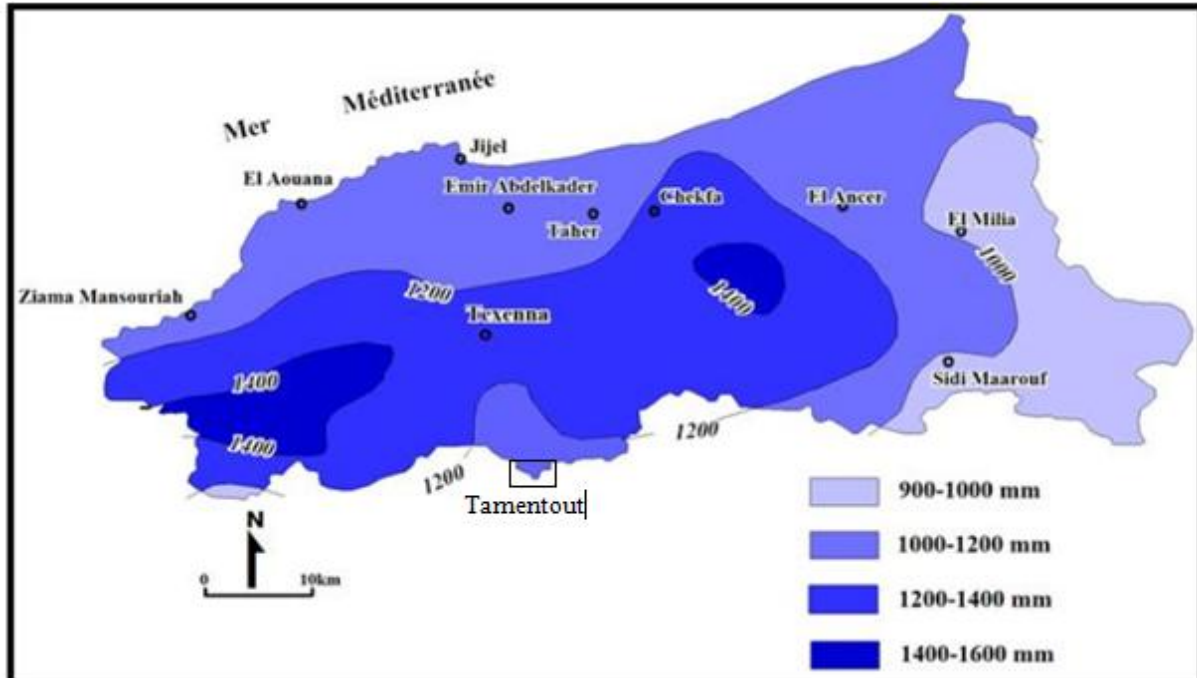


Figure. 2: Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).

I.3. Végétation Tamentout

La végétation couvre une partie de la superficie du territoire de la région, cette dernière est due par le pourcentage important des précipitations. Différents facteurs (conditions climatiques et la nature des terrains) ont permis l'apparition des forêts très denses à l'image de la forêt de Tarbibhte et la forêt de Ras el Mardj, peuplées essentiellement de chêne-liège, du chêne-zen, des broussailles, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière.

I.4. Réseau hydrographique

L'étude du réseau hydrographique joue un rôle important dans la dynamique des zones instables de la région d'étude, elle nécessite une étude des caractères morpho métriques du tracé de l'oued et de toutes ces modalités de drainage.

Les principaux apports (Oueds et Chaabets,) d'eau traversant la région sont en relation avec le pourcentage d'eau précipitée durant l'année, parmi les Oueds connus dans cette région on a : oued Djendjen, oued Djimla, oued Reha, oued Merdj, oued Bou Klab et oued Innar. Ces oueds sont caractérisés par un écoulement permanent (Figure.3).

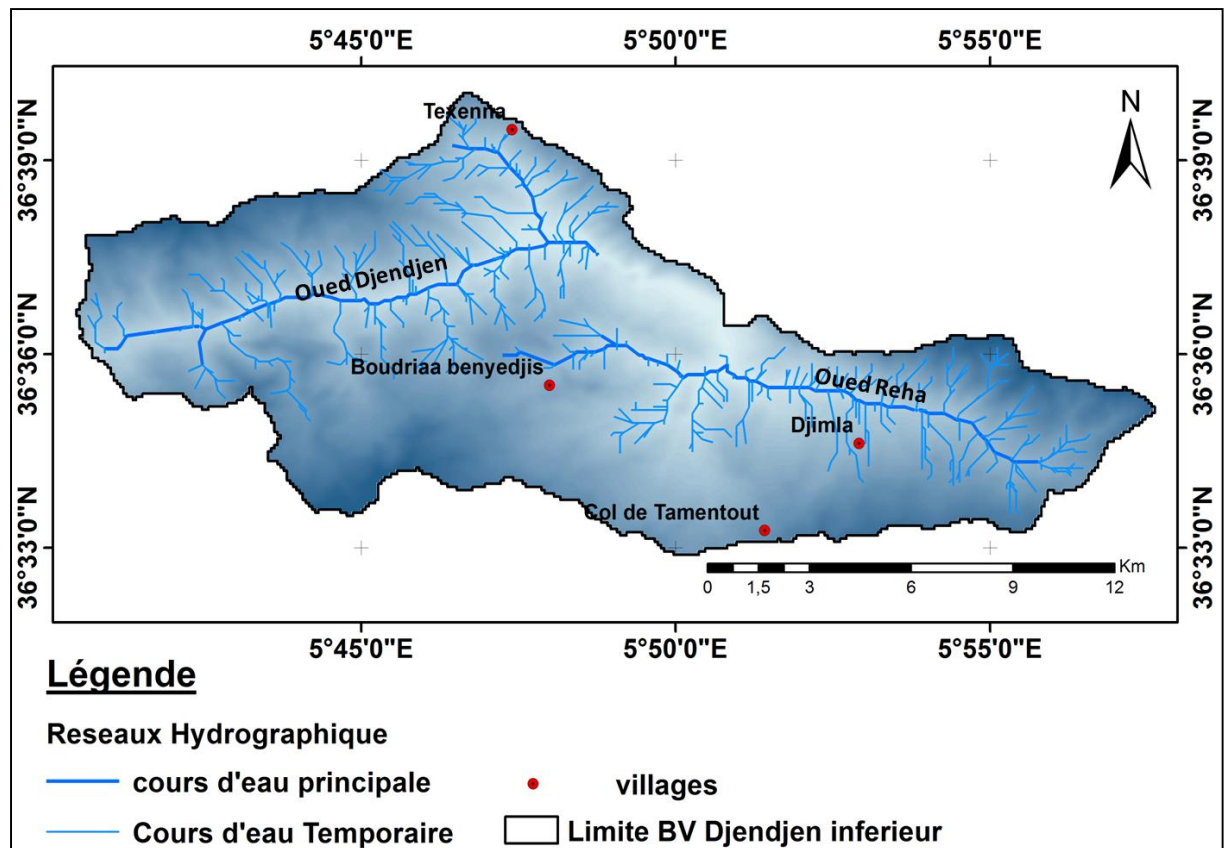


Figure. 3: Carte du réseau hydrographique.

I.5. Topographie et morphologie

À partir de la carte topographique de la région d'étude, la commune de Djimla présente une topographie très contrastée est caractérisée par des pentes fortes d'orientation Sud-Nord à Nord-sud.

Au niveau du site, on remarque la présence d'un grand contraste topographique, les différents types de relief remarquable sont :

- ✓ **les montagnes** (culminantes) : à plus de 1400 m pour Dj. Sidi Bouazza au Nord, un pic de plus de 1200 m pour Dj. Bou Affroune à l'Est et Dj. Tamesguida à plus de 1600 m.
- ✓ **Les dépressions** : situées entre les chaînes de montagnes, ce sont des zones basses où se concentrent la plupart des agglomérations.

Le viaduc en étude se localise dans la rive gauche de la vallée de l'Oued Mardj, le long du versant du mont Djebel Tahra. Le viaduc est situé dans un secteur caractérisé par une morphologie collinaire, avec un versant incliné (Figure. 4). Un cours d'eau mineurs, tributaire de l'Oued Mardji, descend la pente affecté par le viaduc. Ce cours d'eau pendant l'hiver ou en périodes particulièrement pluvieuses peut apporter un débit significatif. En outre, dans les mêmes périodes, on ne peut pas exclure la possibilité de formation de phénomènes de débris flow (Lave torrentielle).



Figure. 4: Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.

L'examen de la carte des pentes (Figure. 5) de la région étudiée, fait apparaître que la région est caractérisée par des pentes moyennes à fortes comprise car elle appartient à la zone des montagnes au sud de Jijel.

Dans le site étudié, l'observation des données topographiques relevées, montrent assez bien des changements brusques de pentes. La globalité du site présente une topographie irrégulière avec des pentes qui varient entre 10- 30 %.

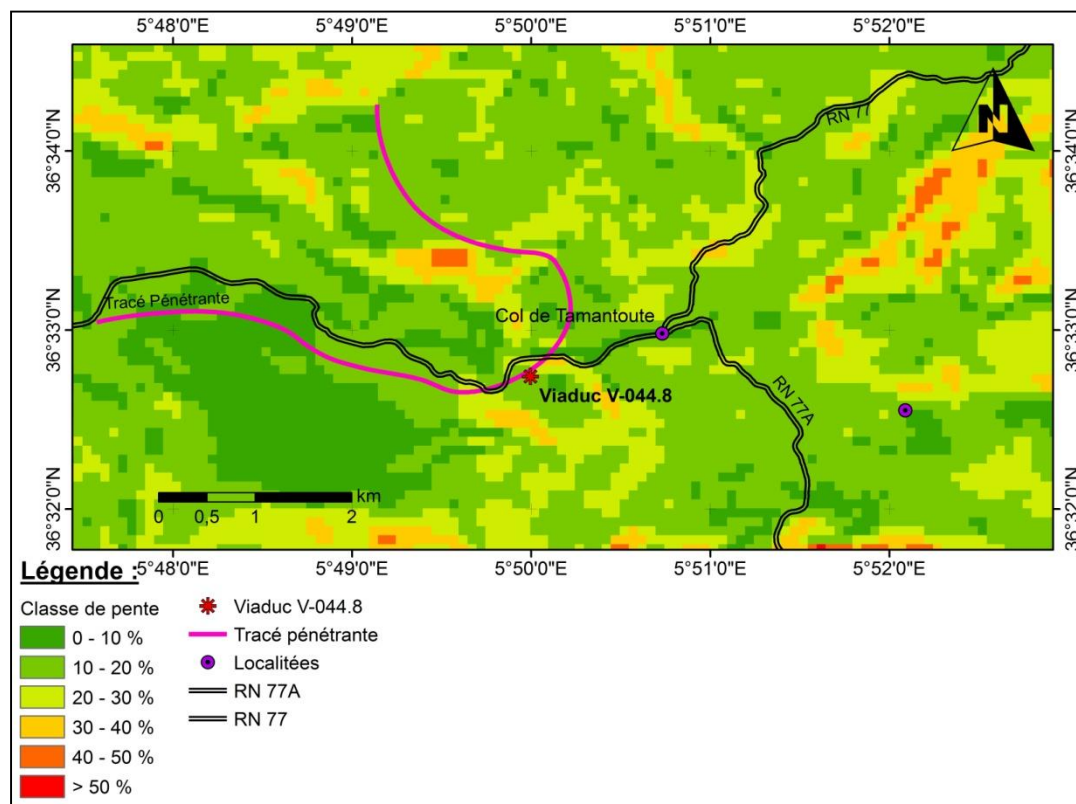


Figure. 5: Carte des pentes de la zone d'étude.

I.6. Sismicité

D'après le document technique RPOA 2008 (Règles Parasismiques Algériennes) le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité de 0 à III (Figure. 6) :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone IIa : sismicité moyenne.
- ✓ Zone IIb : sismicité forte.
- ✓ Zone III : sismicité élevé.

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismiques Algériennes, RPOA, version 2008, doit être classé dans l'un des quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

Cette classification préconise des seuils de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- ✓ Groupe IA : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe IB : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe II : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe III : ouvrage de faible importance.

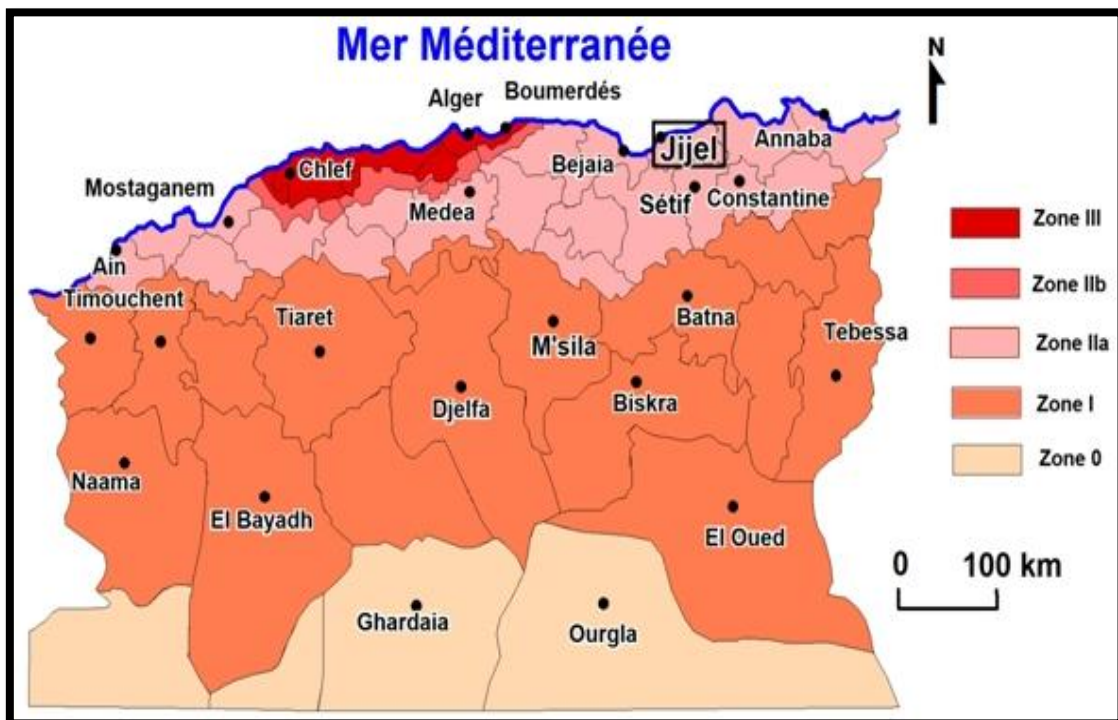


Figure. 6 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003).

Pour tout calcul d'ouvrage de génie civil et selon le RPOA, un coefficient d'accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts (1), suivant le (tableau 01):

Tableau. 1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).

Groupe de Pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	1.10	0.15	0.20	0.25

Alors, selon la carte sismique du nord de l'Algérie, la région objet d'étude se situe parmi les régions moyennement sismiques classées en « *zone IIa* », l'ouvrage objet d'étude est classé en catégorie « ouvrage de grande importance » puisque il fait partie du tracé de la pénétrante autoroutière Jijel-Eulma. Pour cela, on prendra un coefficient d'accélération de zone égal à $A = 0.25$, fonction de l'importance de l'ouvrage.

I.7. Conclusion

Le Viaduc objet de notre étude V- 44.8 fait partie de la pénétrante autoroutière, il est situé à la commune de Djimla (Tamentoute), au niveau de la localité dite Taous, le long de l'ancienne RN 77 du PK 44+799 au PK45+191, la région est caractérisée par :

- Un relief montagneux caractérisé avec un climat froid, pluvieux et neigeux en hiver chaud et sec en été, avec une couverture végétale assez dense qui couvre une grande partie du territoire de la commune.
- Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la commune de Djimla varient entre 1000-1400 mm/an selon la carte des isohyètes.
- La pente du terrain naturel au niveau du site d'étude est moyenne à forte varié entre 10 à 30%.
- Le réseau hydrographique est dense et est marqué par la présence de nombreux oueds et chaabets.
- La région de Jijel dont fait partie la zone d'étude est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a).



CHAPITRE II

Contexte géologique régional et local

II.1. contexte géologique général

La région de Jijel appartient à l'orogène alpin périméditerranéen (chaîne des maghrébides), qui fait partie du massif de la petite Kabylie entité géographique des chaînes côtières de l'Est Algérien. Elle s'étend de Filfila (Skikda) à l'Est jusqu'à la chaîne des Babors à l'Ouest sur plus de 150 Km, et 50 Km du Nord au Sud (Figure.7).

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

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

Sur l'ensemble de ces unités géologiques repose en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes (Djellit, 1987).

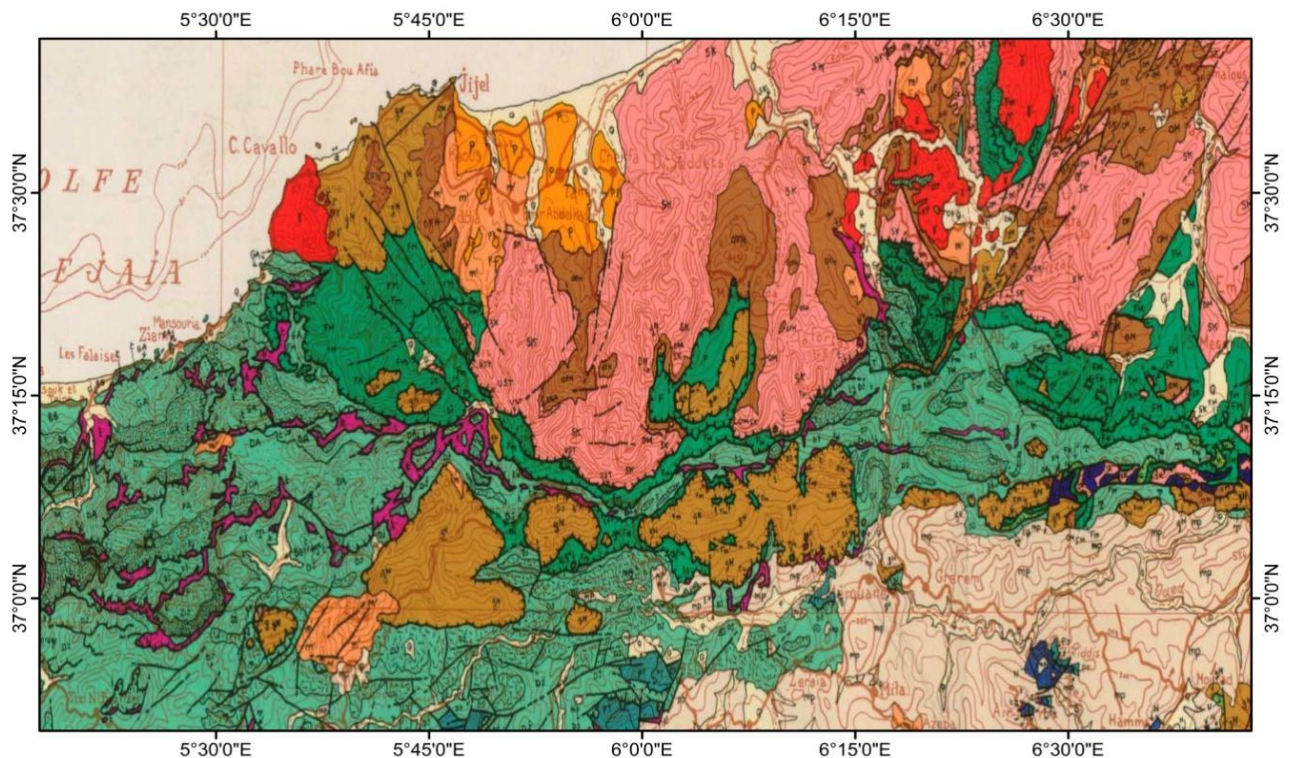







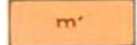
Figure. 7: Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte structurale au 1/500000 de la chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des confins Algéro-Tunisiens) (Jean-Marie Vila, 1980).

Légende :




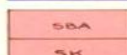

Roches éruptive récentes

-  Granite ,grano- d diorite, microgranites,diolérte et rhyolites
-  Complexe stratifié de Yaddène et roches effusives de la région d'Hamman Meskouine.


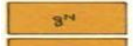

Roches récentes et cycles postérieurs au Burdigalien inférieur

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

Socle Kabyle, Chaine calcaire


-  Oligo-Miocène kabyle, olistostromes à flysch resédimentés (y compris le numidien) et flysch en position nord-kabyle.
-  Olistostromes superposés à l'oligo -Miocène kabyle ; TO- Olistolites telliens de la région d'El Milia
-  Chaine calcaire : Paléozoïque à Lutétien supérieur des zones interne, médiane et externe.
-  Socle Kabyle : SBA-Paléozoïque des Béni-Afeur.
-  Socle métamorphique de Petite Kabylie et du Bou Hatem (phyllades micashistes. Porphyroïdes, gneiss et marbres.

Nappe numidienne




-  Formation de Babouche (Aquitano-Burdigalien)
-  Grès numidien et séries mixtes.
-  Principaux affleurements d'argiles de base à Tubotomaculum

Nappes de flysch Kabyles

Flysch Mauritaniens

-  Séries inter nes d' Ain Naceur , de Sidi Rhiat , de Sidi Ahmed , de Settiter , de Bou Taieb , de la Marsa.
- Séries médianes de Grouche, d'El Kar n.
- Série externe (ex-Medjanien) et séries atypiques de Tamalous , du Kef Mezzouch et de Ziane

Flysch Massyliens

-  Séries typiques à phtanites ou à brèches vertes et rouges.
-  Cas de la série du Djebel Flifila (1-Crétacé , 2-Jurassique)
-  Unités de type Adissa et Sénonien marneux à micro brèches ou à blocs. (A-Eocène , F-Sénonien marneux à micro brèches ou à blocs.

Trias exotique ou extrusif



Argiles, gypse broyés et glaçons calcaro-dolomitiques.
Trias resédimenté.

Signes conventionnels



1-Contacts stratigraphiques
2-Principales failles
3-Charriages et chevauchements (les barbelures sont du côté chevauchement)
4-Trace des olistolites telliens du bassin du Hodna.
a- visibles
b- caché (e) s ou supposées
c- déduits de données géophysiques.

II.2. Les grands ensembles géologiques de la région d'étude

D'après les travaux de Durand Delga (1955), et Djellit (1987) la région de Djimla-Tamentoute appartient à la partie occidentale du massif de la Petite Kabylie qui fait partie intégrante des Maghrébides. Elle est située dans la zone de contact (zone de transition) entre les formations du domaine interne au nord représenté par les formations cristallophylliennes du socle kabyle et les formations de type flyschs, et le domaine externe, représenté par les formations telliennes allant du Lias au Miocène (Figure .8).

Les différents termes lithologiques de cette région et leur dispositif structural peuvent être résumé comme suit du Nord vers le Sud on peut distinguer :

- ✓ Les formations du Socle Kabyle.
- ✓ Les formations triasiques.
- ✓ Les formations telliennes.
- ✓ Les formations de type flysch.
- ✓ Les formations du flysch numidien.
- ✓ Les formations quaternaires.

La région de Tamentout est située au Sud-Est du chef-lieu de la wilaya de Jijel, elle fait partie du domaine externe, non loin de la zone de contact entre les formations du domaine interne (socle cristallophyllien) au nord et les formations du domaine externe au sud.

II.2.1. Les formations cristallophylliennes du Socle Kabyle

Au Nord de Djimla les formations du socle Kabyle sont représentées d'une part par les formations du complexe volcano-sédimentaire du Djebel Draa El-Fertassa, et d'autre part les formations cristallophylliennes du socle Kabyle, regroupant des schistes, des micaschistes, des gneiss et des calcaires métamorphiques du Djebel Sidi-Bouaza.

L'ensemble de ces formations est charrié vers le Sud sur les formations du flysch Massylien. Le contact de chevauchement est situé à environ 250 m au Nord de l'Oued Djimla (Kherrouba, 2008)

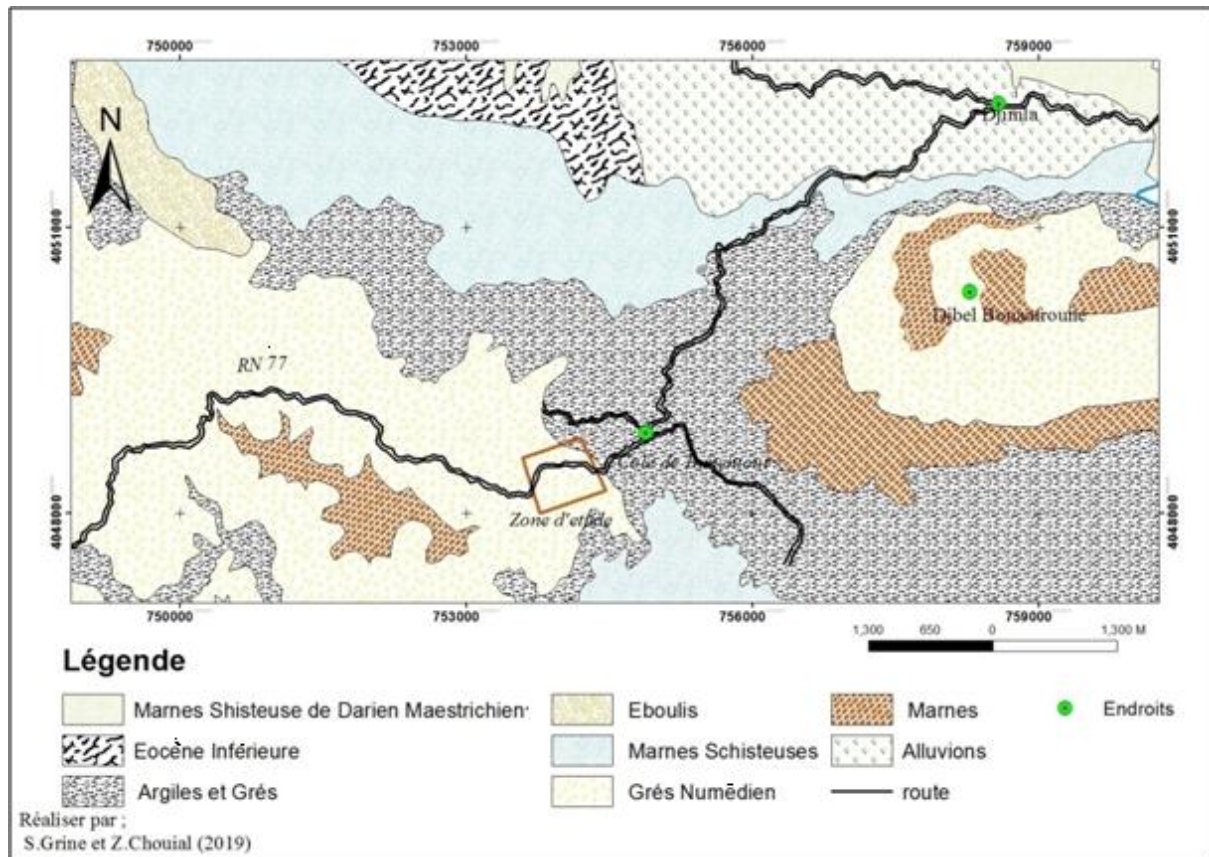


Figure. 8: Carte géologique de la région de Tamentoute (extrait de la carte géologique de TAMESGUIDA feuille N°49, 1/50.000 (d'après F. EHRMANN, 1941).

II.2.2. Trias

Dans la région d'étude, le Trias se présente sous forme d'une bande le long de l'oued Djimla et s'étale jusqu'au environ de sidi Marouf. On rencontre du Trias diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin. Ces formations apparaissent en contact anormal avec les formations telliennes et les formations du flysch Massylien (Figure .9). Des affleurements triasiques sont injectés dans le Crétacé suivant un alignement E-W. Ceux-ci pourraient être expliqués par l'injection de ces formations le long des accidents d'orientation E-W (Durand Delga, 1955).

La zone de Beni Yadjis, présente le plus grand affleurement du trias dans la région d'étude, la masse triasique se résout en deux bandes élémentaires qui deviennent vers l'Est de plus en plus étroites et discontinues. La plus orientale et en même temps la plus importante de ces lames détermine une haute falaise le long de l'oued Raha, le Trias semble s'enfoncer au Nord sous le Flysch massylien (Touitou H, Adjroud R, 2017).

La bande triasique méridionale se poursuit sans interruption depuis Machtat Bou-Kerma jusqu'au Dj. Tigmounane. Aux points où elle s'étrangle, elle pousse vers le haut des paquets de calcaires jurassiques.

II.2. 3. Les formations telliennes

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

a) Lias basal, dolomitique (infra-Lias)

Au niveau de la région d'étude, on trouve un premier affleurement à l'est du village de Beni Yadjis au niveau de Dj. Sidi-Mansour à 912 m d'altitude (Figure. 10), il est constitué de calcaires compacts, en grandes dalles, de teinte assez claire, montrant parfois des grains de quartz. Ces calcaires et dolomies sont attribuables au Lias inférieur- Pliensbachien (Durand Delga, 1955).

En effet, dans une série de synclinaux, situés au NW et au SE du Sidi-Mansour, apparaissent des assises plus récentes, datées du Domérien inférieur : marnes et marno-calcaires à patine jaunâtre, quelquefois à silex. Les *Brachiopodes* datent ces couches du Lias moyen. Les Ammonites (surtout les *Fucinieras*), mauvais état de conservation, permettent de préciser qu'il s'agit probablement de Domérien inférieur (Touitou H et Adjroud R, 2017).

A l'Ouest de ce relief, le Dj. Sidi-Oussaf (929 m) est constitué par des calcaires liasiques, subhorizontaux, qui montrent, en contact anormal au-dessus du Trias diapir :

1. Calcaires à silex, en tout petits bancs (infralias ?),
2. Calcaires compacts, à litage plus ou moins net (Lias inférieur-Pliensbachien?) couronnés parfois par une assise de calcaires à fins grains de quartz,
3. Calcaires plus ou moins marneux, un peu jaunâtres, puis calcaires à silex, lités (Domérien?).

b) Dogger et Malm

Au niveau de Dj. es Daki (NE du Dj. el-Kalaa), situé sur la rive Sud de l'oued Djendjen, on note une série subhorizontale, séparée du Sénonien plus septentrional par une cassure injectée de Trias (Durand Delga, 1955) :

- calcaires en bancs (60 à 80 m visibles) à lits de silex noirs. Vers le haut, les dalles calcaires augmentent d'épaisseur et les silex diminuent de fréquence.
- calcaires marneux grisâtres, de patine jaunâtre, et calcaires en minces dalles à cassure claire et silex clairs (10 m au total env.).
- marne-calcaires bleuâtres (20 m).
- série marneuse fortement décalcifiée, avec, de loin en loin, des lits discontinus de calcaires à cassure foncée ou de marne-calcaires.

D'autre part, aux environs du Dj. Sidi-Mansour, plus exactement à l'Est du Kef bou-Hanni (Figure.10), un rocher jurassique est amené au jour, au milieu du Crétacé, par le Trias diapir, On y trouve des calcaires lits siliceux et des calcaires marneux jaunâtres, les uns et les autres en petits bancs verticaux, alignés suivant une direction E-W est très vraisemblablement qu'il s'agit de Malm.

c) Le crétacé inférieur et moyen à faciès marneux

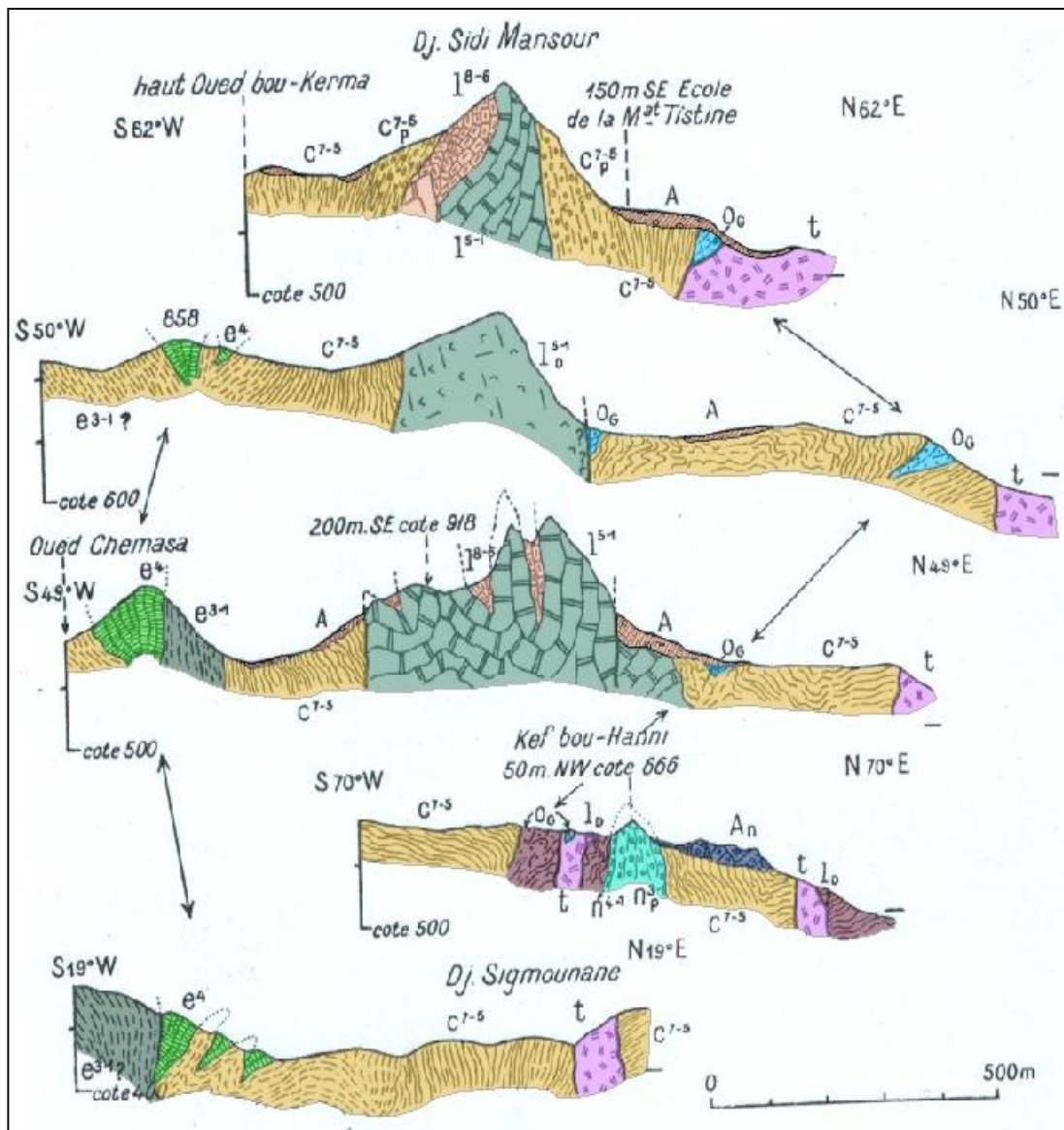
Les affleurements du Crétacé inférieur et moyen, sous le faciès marneux, n'apparaît, dans la région d'étude, qu'en petit nombre d'affleurements, de dimensions très réduites en général. Il n'a été individualisé qu'en deux petits affleurements, au Kef Bou Hani et au Dj. Tigamounene (Durand Delga, 1955).

Le Kef Bou Hani, à l'Est du Dj. Sidi Mansour, est un rocher constitué par des poudingues calcaires dont les galets, empruntés au Lias, sont très bien cimentés. Au NW du Kef, des marnes en plaquettes ont livré quelques *Ammonites* et de très frustes *Aptychus*. Ces marnes et les conglomérats massifs auxquels elles semblent passer à l'Est appartiennent très probablement au Néocomien-Barrémien. Le Sénonien marneux entoure ces formations.

Le Dj. Tigamounene, un peu plus à l'Est, montre un anticlinal de Crétacé inférieur et moyen, en relation avec une bande de Trias diapir. La plupart des contacts avec le Sénonien qui l'entoure sont de ce fait anormaux. Le long de l'arête du Dj. Tigamounene, on peut observer : Au flanc Sud de l'anticlinal, de bas en haut :

1. Calcaires grisâtres en plaquettes à vermiculations.
2. Marne et marno-calcaires jaunâtres, souvent à patine jaune ou rosée.
3. Marne avec bancs de microconglomérats calcaires (Sénonien, discordant?).

D'autre part, sur le flanc occidental du profond ravin (Oued Beltasse) situé à l'Ouest du Tigamounene, on voit sous les marnes noires et grises à rognons calcaires jaunes du Crétacé supérieur, des marno-calcaires jaunâtres bien lités à intercalations d'argilites schisteuses noires.



t : Trias ; I_D, Lias dolomitique ; I⁵⁻¹, Lias inf.-Pliensbachien ; I⁸⁻⁶, Domérien-Lias sup ; n^{3-1P}, conglomérats néocomiens ; n⁴⁻¹, crétacé inf. marneux ; C⁷⁻⁵ Crétacé sup. avec poudingues (C^{7-5P}) ; e³⁻¹, Eocène inf. marneux ; e⁴, « suessonien » calcaire ; O_G, Oligocène ; A, éboulis.

Figure. 9: Coupes séries de la région de Dj. Sidi Mansour (Durand Delga, 1955).

d) Le crétacé supérieur

Le Crétacé supérieur possède des caractères différents au N (bordure du Flysch schisto-gréseux), au milieu (axe du Dj. Sidi-Mansour), au S (région de Tamentoute).

Au Nord, le Sénonien avoisine le Flysch schisto-gréseux. Le contact entre ces deux formations n'est clairement visible que sur une petite distance. Ainsi, près de l'Oued Bou-Kerma, on peut constater que le Flysch est superposé au Crétacé supérieur. Celui-ci débute par des marnes noirâtres à boules calcaires jaunes. Ce faciès de marnes à nodules jaunes s'étend d'ailleurs beaucoup plus haut dans la série.

Plus au Sud, à Dj. Sidi-Mansour, le Sénonien repose en discordance sur les calcaires

compacts du Lias. Sa base, à l'extrémité occidentale de cet anticlinal, est marquée par une puissante carapace conglomérats massifs, tandis que, à l'Est du pli, le Sénonien débute au-dessus des marno-calcaires Domériens par quelques lits à petits galets. Au S du chaînon, le Sénonien semble très étiré, il reprend une épaisseur notable qu'à l'Ouest du Dj. Tebala, où il admet des niveaux calcaireux (Durand Delga, 1955).

Partout ailleurs autour du pli du Tigmounene, le Sénonien est constitué, dès la base, par des marnes noirâtres, parfois avec boules jaunes. Les galets de calcaires jurassiques (certains de grande taille) n'y sont pas exceptionnels. La microfaune est réduite à quelques Rosalines indéterminables.

Tout au Sud enfin, la position structurale de l'épaisse série de marnes grises à microbrèches, qui affleure si largement entre Tamentout et le Dj. Seridj, est mal précisée. Apparemment ce Flysch calcaireux (à rares lits de petits pouding ues) surmonte les marnes noires sénoniennes, que nous venons de décrire au SE du Dj. Tigmounene.

e) Eocène

Au Sud-ouest de l'anticlinal à cœur liasique du Dj. Sidi-Mansour, une bande discontinue de calcaires « Suessoniens », le plus souvent sans silex, paraît jalonner en direction WNW-ESE l'axe d'un synclinal dont les flancs seraient formés de marnes noires à nodules jaunes. Au NE, on trouve à partir de l'axe synclinal la série renversée suivante, qui a été relevée au SW du marabout Sidi-Mansour de haut en bas (Durand Delga, 1955) :

4. Calcaires à silex.
3. Calcaires marneux blanchâtres (quelques mètres) formant un niveau de transition à
2. Marnes noires à nodules jaunes (de l'ordre de 100 m).
1. Marnes noirâtres avec bancs calcaires discontinus (Sénonien probable).

Le niveau de transition (3) a fourni des *Globigérine* à cachet Eocène, des *Spiroplectamina*, des Radiolaires.

II.2.4. Les formations de type flysch

Selon Durand Delga (1955), le flysch est une formation généralement épaisse, constituée essentiellement par une alternance plus ou moins régulière de couches marines détritiques, les unes grossières « gréseuses », les autres fines « schisteuses ». Elles sont représentées dans la région étudiée par les formations du flysch Massylien et flysch numidien.

a) Le Flysch Massylien

Il comporte une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont du bas en haut :

- Des argiles et grès quartzitiques, des grès légèrement calcaireux et localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- Des marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noires.
- Des bancs calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien-Cénomaniens. Il est caractérisé par des schistes, des grès quartzitiques surmontée par des microbrèches à

éléments calcaires et à ciment pélitique et des marnes, allant du Néocomien à l'Albien supérieur (Raoult, 1969).

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

Au niveau de zone d'étude, le flysch Massylien affleure au nord de Djimla le long de l'oued Djimla et jusqu'à l'oued Djendjen limitant le contact anormal avec les formations du socle. Il est caractérisé par une alternance de schistes et de bancs de grès quartzitiques décimétriques, parfois centimétriques, surmontées par des microbrèches calcaires à ciment pélitique et des marnes. Admettant en intercalation des niveaux de phanites noires (Djellit, 1987)

b) Le Flysch Numidien

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

- Un terme supérieur comportant une assise gréseuse épaisse à dragée de quartz.
- Un terme médian formé d'une alternance argileux gréseuse.
- Un terme de base comportant des argiles sous numidiennes.

Entre le col Fedoulès et Tamentout et le long de la route nationale N°77 se trouve un premier grand affleurement (forêt de Djimla). Le substratum en est formé par le Flysch marno-microbréchique du Sénonien (formation tellienne), les assises argileuses souvent verdâtres, parfois rougeâtres, marquant la base du flysch numidien dites argiles sous-numidiennes, sont ici fort épais et riches en *Tubotomaculum*, elles sont aussi assez puissantes autour de Tamentoute.

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

Les formations numidiennes reposent en discordance sur les formations telliennes.

Le secteur du viaduc V44.8, se caractérise par la présence d'une assise gréseuse épaisse en bancs épais et réguliers, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur présente un grès quartzeux à teinte jaune-blanc, rouille à l'altération, à grains hétérométriques, à cassure blanche riche en grains de quartz plus ou moins arrondis (dragée de quartz), qui forme, au-dessus, l'essentiel de l'affleurement du numidien (Figure 11).



Figure. 10: Le Flysch numidien (assise gréseuse) bien représenté au niveau du site du viaduc.

II.2.5. Les formations quaternaires

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

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

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

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

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

En dehors de la bande de Flysch Massylien qui limite au Sud le massif ancien (socle cristallophyllien), la zone externe montre de grands affleurements de Crétacé supérieur surmonté de place en place par des témoins Eocènes. Des lames triasiques percent fréquemment cette épaisse couverture marneuse au milieu de laquelle surgissent aussi des noyaux jurassiques, en position grossièrement anticlinale (Durand Delga, 1955).

Au Sud de la région des massifs jurassiques, la nappe numidienne a été en grande partie affectée par l'érosion. Cette grande dalle de grès numidiens n'est pas extrêmement plissée. La largeur de cette zone externe varie au total entre 4 et 14 km. Nous décrivons successivement

quelques secteurs qui font partie de la région d'étude.

II.4. Conclusion

La région d'étude marque la limite entre les formations du domaine interne (socle cristallophilien) au nord et les formations du domaine externe (telline) au sud. Sur les formations tellienne (d'âge Mésozoïque), repose en discordance des formations d'âge Oligo-miocène représenté essentiellement par la nappe numidienne.

Le flysch Numidien est la formation géologique affleurant au niveau du secteur du viaduc V44.8, il est représenté par une assise gréseuse épaisse en bancs épais et réguliers, massifs de 2 à 3m d'épaisseur présente un grès quartzeux à teinte jaune-blanc, rouille à l'altération, à grains hétérométriques, à cassure blanche riche en grains de quartz plus ou moins arrondis (dragée de quartz).

Le substratum est formé par des argiles souvent verdâtres, parfois rougeâtres, marquant la base du flysch numidien dites argiles sous-numidiennes, fort épais et riches en Tubotomaculum, elles sont aussi assez puissantes autour de Tamentout.

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



CHAPITRE III

Campagne de reconnaissance géotechnique

III.1. Introduction

Par définition, un viaduc est un ouvrage d’art permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. La conception est la phase la plus difficile dans l’élaboration d’un projet, c’est elle qui permet de fixer le type d’ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées que ce soit naturelles ou fonctionnelles ; elle est faite suivant une démarche itérative, le concepteur doit élaborer des solutions à partir d’une reconnaissance géotechnique qui a pour but :

- ✓ La précision de la nature et la structure du sous-sol (lithologique des couches)
- ✓ Déterminer les caractéristiques géotechniques (physiques et mécaniques) de sol par la réalisation d’essais de laboratoire et in-situ, indispensable pour le dimensionnement de l’ouvrage.
- ✓ Identifier les aléas majeurs liés à la géologie et à l’hydrogéologie locale.
- ✓ Évaluer l’aptitude des sols à supporter les différentes charges.

III.2. Campagne de reconnaissance (essais in situ)

La connaissance des caractéristiques géotechnique du sol, envisage les aspects suivants :

1. Caractérisation géologique et géotechnique des terrains de fondation à partir des données stratigraphiques (logs des sondages) et des résultats des reconnaissances géotechniques (essais in-situ et en laboratoire) réalisées dans différentes phases d’étude (Avant-Projet Détaillé -APD et Etude d’exécution - EXE).
2. Définition du Modèle géologique et géotechnique de référence pour l’ouvrage en projet.
3. Définition du type de fondation pour le calcul de dimensionnement.
4. Dimensionnement des éléments de la fondation et vérifications aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; notamment, pour les fondations sur pieux.
5. Calculs des tassements aux Etats Limites de Service (ELS).

La campagne de reconnaissance géotechniques réalisée pour le site étudié comporte 2 sondages carottés et pressiométriques jusqu’à une profondeur maximale de 21 m, réalisés pendant la phase d’avant-projet-détaillé (APD), 4 sondages carottés et pressiométriques jusqu’à une profondeur maximale de 25 m, réalisés dans le cadre de l’étude d’exécution (EXE) (Tableau 2) et (Figure 12).

Tableau. 2: Sondages réalisés dans le secteur en étude.

Code Sondage	PK	Coordonnées (système local)			Prof.	Type	Piezomèt.	Essais en situ
		X (m)	Y (m)	Z (m)	[m]		[m]	n.
Phase EXE								
SD - 01	44+800	57659,28	160890,72	896,19	20	Carotté et pressiométrique	20	6 essais pressiométriques
SD - 02	44+900	-	-	-	25	Carotté et pressiométrique	-	10 essais pressiométriques 5 SPT

SD- 03	45+100	57500,96	160727,21	874,25	25	Carotté et pressiométrique	25	10 essais pressiométriques 8 SPT
SD - 04	45+202	57336,56	160668,93	901,81	20	Carotté et pressiométrique	20	8 essais pressiométriques 8 SPT
Phase APD								
SD - 05	44+950	-	-	-	15	Carotté et pressiométrique	-	7 essais pressiométriques
SD -06	45+000	-	-	-	21	Carotté et pressiométrique	-	7 essais pressiométriques 7 SPT

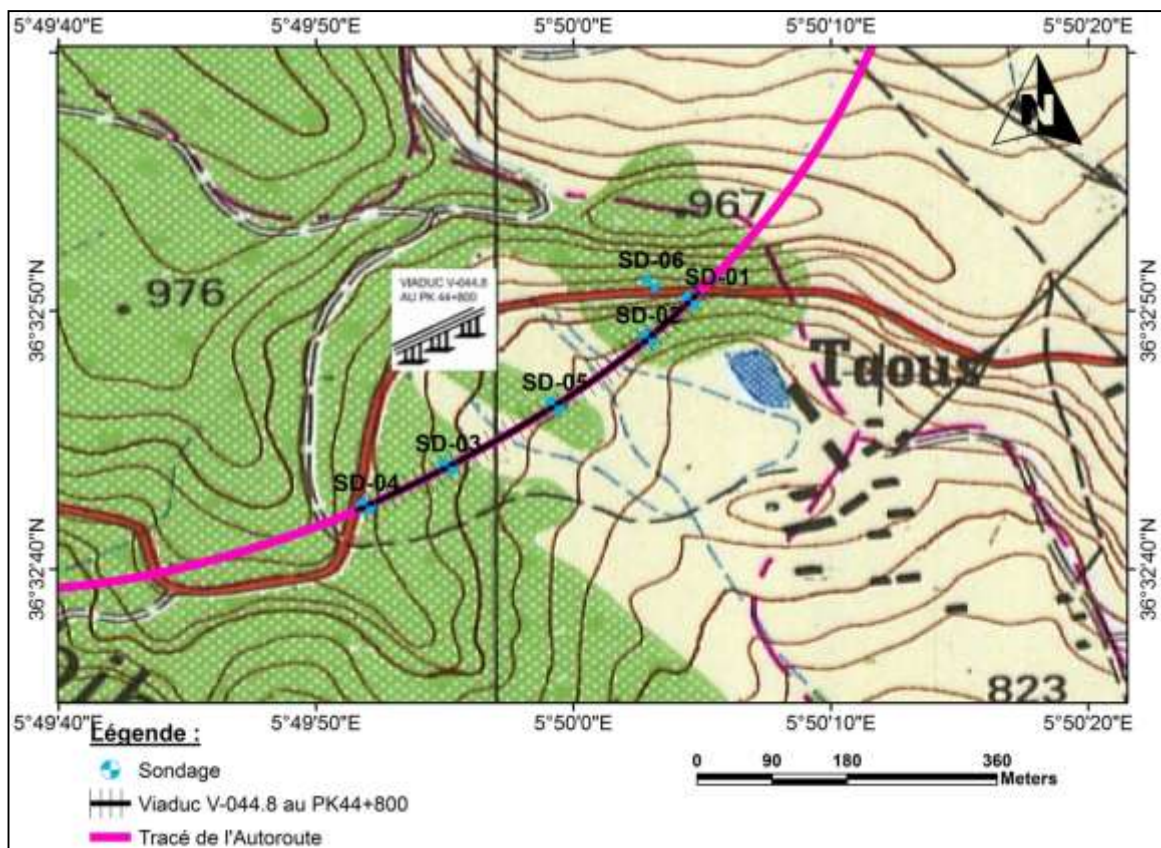


Figure. 11: Plan d’implantation des sondages carottés et pressiométriques.

III.2.1. Lithologie du site et contexte géotechnique (sondages carottés)

Dans n’importe quelle étude géotechnique, les sondages mécaniques constituent une étape très importante qui nous permette de :

- ✓ Etablir une coupe lithologique de prospection constituée de terrains traversés.
- ✓ Prélever des échantillons de sol intacts ou remaniés destinés aux essais de laboratoire.
- ✓ Réaliser des essais in situ (pressiométrique, piézométriques...etc.).

Lors de la campagne de reconnaissance géotechnique au total cinq sondages carotté ont été effectué au niveau du site pour des profondeurs allant jusqu’à 25 m (Tableau 3).

Tableau. 3: Description lithologique des sondages carottés (Rizzani de Eccher, 2014).

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie
SD - 01	1,5	- Argile compacte de couleur marron claire avec des grès d'une couleur gris claire.
	1,5 - 8,00	- Grès compact et parfois fracturé d'une couleur blanchâtre altérés.
	08 - 12,00	- Grès fracturé avec une couleur blanchâtre altéré.
	12,00- 20,00	-Grès compact de couleur marron clair avec des grès d'une couleur gris claire.
SD - 02	2,00	- Argile marneuse renferment des cailloux.
	2,00 - 11,50	- Marne altéré de couleur marron.
	11,5 - 20,00	- Marne feuilleté de couleur gris à blanchâtre.
	20,00 - 21,00	- Marne marneux de couleur gris à bleuâtre.
	21,00 - 25,00	- Grès de couleur bleuâtres et grisâtres.
SD- 03	0,30	- Sol végétale.
	0,30 - 5,00	- Argile sableuse jaunâtre caillouteuse de couleur marron.
	5,00 - 9,00	- Argile marneuse de couleur marron et gris.
	9,00 - 25,00	- Marne schistosée de couleur grise à bleuâtre peut carbonater compacte.
SD - 04	0,30	- Sol végétale.
	0,30 - 3,5	- Argile sableuse caillouteuse de couleur jaunâtre.
	3,10 - 10,00	- Marne argileuse de couleur gris à marron.
	10,00 - 19,00	- Marne peu plastique de couleur bleuâtre.
	19,00 - 20,00	- Calcaires gréseux de couleur grisâtre.
SD - 05	0,4	- Sable limoneux brun-rougeâtre.
	0,40 - 2,00	- Argile sableuse brunâtre humide peut compacte.
	2,00- 10,00	- Sable limoneux jaunâtre, consolidé à passage de grès grisâtre, fracturé et renferment des traces d'oxydation.
	10,00 - 11,60	- Argile marneuse grisâtre renferment des taches jaunâtres et quelques graves (mm).
	11,60 - 13,00	- Sable limono-caillouteux de couleur jaunâtre à traces grisâtre très compacte.
	13,00 - 20,00	- Marne argileuse de couleur grisâtre très compacte renferment quelques cailloux (mm à cm) déposés par intermittence.

➤ Interprétation de la campagne de reconnaissance par sondages

Sur la base des colonnes lithologiques des sondages et la description lithologique reportée dans les logs des sondages disponibles, des formations géologiques ont été identifiées (voir annexe). Une description synthétique des couches repérées le long du viaduc et de leurs paramètres géotechniques caractéristiques, est présentée comme suit :

- ✓ Une couche est caractérisée par un faciès de type flysch numidien et son profil d'altération. Il s'agit d'une alternance de couches de marnes et argiles marneuses avec intercalations de grès et calcaires d'épaisseur variable entre quelques décimètres jusqu'à 12 mètres. Cette variabilité stratigraphique est typique des formations complexes tel que le flysch qui montrent une alternance des couches plus résistantes (grès) et des couches plus faibles de nature argilo-marneuse. En présence des niveaux stratigraphiques plus homogènes et continus et des changements significatifs des paramètres géotechniques avec la profondeur, il a été possible d'identifier les 2 sub-unités représentatives de les lithologies dominantes observées :

Une couche caractérisée par la présence d'un grès quartzeux, constitués principalement par des grains de quartz fins à grossiers avec présence de niveaux microconglomératiques en banc de quelques mètres d'épaisseur et des niveaux marneux peuvent être rencontrés intercalés aux grès.

- ✓ Une couche caractérisée par la présence d'argiles marneuses et marnes, qui comprend le terme inférieur du flysch numidien représenté par des niveaux argilo-marneux (argiles sous numidiennes) et leur profil d'altération de nature principalement argileuse.

III.2.2 Essai Pressiométrique

Il est pratiqué pour l'étude des ouvrages de franchissement (ponts et viaducs), Dans un trou de sondage, une augmentation de pression est opérée de manière volontaire et localisée. Ce type de sondage est développé pour observer le comportement du sol face à cette force, permet de mesurer les déformations de la paroi sous l'effet d'une pression variable. On déduit par calculs les caractéristiques suivantes :

- ✓ La phase pseudo-élastique : les déformations varient à peu près linéairement avec la pression de la courbe donne le module de déformation E_M .
- ✓ La phase plastique : à partir de la pression de fluage P_f la courbe devient exponentielle en raison de la désagrégation du sol. La pression ne peut dépasser une valeur asymptotique P_l appelée pression limite qui est une caractéristique intrinsèque du sol.
- ✓ La pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol.

Dans le secteur du Viaduc, 02 sondages pressiométriques ont été réalisés pendant la phase d'APD, tandis que 3 autres sondages pressiométriques ont été réalisés lors de la phase de l'étude d'exécution (EXE). (Voir Tableau 4).

Tableau. 4: Liste des essais pressiométriques réalisés dans le secteur en étude.

Code sondage	Progressive PK	Profondeur forage [m]	Essais Pressiométriques Menard [m]
PHASE EXE			
SD - 01	44+800	20	Tous les 3 m jusqu'à 15m Tous les 5 m jusqu'à 20m
SD - 02	44+900	25	Tous les 2 m jusqu'à 10m Tous les 3 m jusqu'à 25m
SD - 03	45+100	25	Tous les 2 m jusqu'à 10m Tous les 3 m jusqu'à 25m
SD - 04	45+202	20	Tous les 2 m jusqu'à 10m Tous les 3 m jusqu'à 19m
PHASE APD			
SD - 05	44+950	15	Tous les 2 m jusqu'à 12m Tous les 3 m jusqu'à 15m
SD - 06	45+000	20	Tous les 3 m jusqu'à 21m

Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites (Tableau 4) :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite P_L qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Sur la base de ces considérations, on remarque que certaines unités présentent une fourchette plutôt large car, à différentes profondeurs, les mêmes unités montrent des niveaux de consistances très différentes.

Tableau. 5: Résultats d'essai pressiométrique au niveau des sondages.

Code sondage	Pk (km)	Profondeur sondage (m)	Profondeur essai (m)	Pression limite PL(MPa)	Pression fluage PF (MPa)	Module pressiométrique Em (MPa)	EM/PL	Coefficient rhéologique α	Module de young E (MPa)
Phase EXE									
SD - 01	44+800	20	3.00	0.62	0.37	49.71	30.92	1.00	30.92
			6.00	1.28	0.72	21.61	27.67	0.64	43.02
			9.00	1.50	0.63	18.42	27.67	0.63	43.82
			12.00	2.00	1.20	12.39	24.80	0.52	7.88
			15.00	3.98	3.98	179.8	15.0	1.00	715.70
			20.00	4.04	4.04	9.26	392.46	1.00	392.46
SD - 02	44+900	25	2.00	0.83	0.24	12.87	10.71	0.94	11.40
			4.00	1.05	0.46	12.32	12.91	0.87	14.89
			6.00	1.47	0.81	26.30	38.68	0.62	62.48
			8.00	1.46	0.79	22.06	32.25	0.60	53.71
			10.00	1.10	0.66	34.31	37.64	0.84	44.69
			13.00	1.51	0.85	20.05	30.24	0.63	48.10
			16.00	1.54	0.87	25.25	38.94	0.73	53.03
			19.00	1.78	0.9	21.72	38.68	0.68	56.66
			22.00	1.81	0.93	21.36	38.68	0.70	55.49
			25.00	3.57	3.57	68.55	244.65	1.00	244.65
SD - 03	45+100	25	2.00	1.10	0.62	15.27	16.73	0.96	17.5
			4.00	1.28	0.79	29.42	37.72	1.00	37.72
			6.00	1.71	0.81	26.71	45.54	0.64	71.06
			8.00	1.92	1.03	22.86	43.94	0.60	73.06
			10.00	2.77	1.65	19.26	53.41	0.52	102.12
			13.00	2.36	1.47	19.63	46.33	0.58	80.36
			16.00	2.68	1.52	42.30	113.53	0.85	133.12
			19.00	3.62	2.25	47.34	171.38	0.87	197.76
			22.00	1.86	0.97	20.80	38.77	0.70	55.47
			25.00	3.60	3.60	67.92	244.73	1.00	244.73
SD - 04	190-4	20	2.00	1.00	21.64	21.64	21.62	1.00	21.62
			4.00	1.05	14.50	14.50	15.24	0.94	16.21
			6.00	1.24	4.92	4.92	6.10	0.33	18.31
			8.00	1.67	26.17	26.17	43.80	0.71	61.60
			10.00	2.12	15.97	15.97	33.90	0.55	61.80

			13.00	2.31	20.00	20.00	46.19	0.62	74.10
			16.00	2.63	43.10	43.10	113.40	0.91	124.07
			19.00	3.57	47.98	47.98	171.24	0.92	186.35
			12.00	4.95	2.95	181.89	900.00	0.25	3600.00
			15.00	5.77	3.45	211.97	1223.91	0.25	4895.65
Phase APD									
SD - 05	45+950	20	12.00	3.40	2.27	20.01	68.13	0.67	102.19
			15.00	4.47	2.99	16.85	75.36	0.67	113.05
			18.00	4.76	3.12	22.62	107.59	0.67	161.38
			21.00	4.69	3.02	16.40	76.98	0.67	115.46
SD - 06	45 +00	20	3.00	1.17	0.67	25.60	29.93	0.33	89.79
			6.00	1.54	0.81	25.46	39.07	0.33	117.22
			9.00	2.82	1.57	30.56	86.20	0.33	258.60

➤ **Interprétation**

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

Tableau. 6: Classification des sols d’après EM/PL.

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

D’après la classification de Ménard basée sur le rapport EM / PL le sol est de type : Argiles légèrement consolidées à sur-consolidées.

D’après RPA/99 version 2006 en ce qui concerne la classification des sites (Tableau 7) basé sur la valeur du Module préssiométrique E_M et la Pression limite P_L , le site support du projet est classé dans la catégorie S3 (site très meuble) au niveau de sondage SD-01 et SD-04 et la catégorie S2 (site très ferme) au niveau de sondage SD- 02 et SD-03.

Tableau. 7: Classification des sites (RPA/99 version 2006)

Catégorie	Description	Pl (Mpa)	EM (Mpa)
S1	Rocheux	> 5	> 100
S2	Ferme	> 2	> 20
S3	Meuble	1 – 2	5 – 20
S4	Très meuble ou présence de 3 m au moins d'argile molle	< 1	< 5

III.2.3. Levé Piézométrique

L'essai piézométrique sert à déterminer le niveau piézométrique (niveau d'eau) dans le sol pour mesurer l'importance de rabattement de nappe autour du point de captage d'un massif de sol ou de roche au moyen d'un tube piézomètre, ouvert mis en place dans une cavité artificielle.

Dans les sondages de phase EXE, 3 piézomètres ont été installés ayant le but de surveiller la profondeur de la nappe phréatique et ses possibles variations. Le tableau ci-dessous présente les différents enregistrements piézométriques mesurés dans les piézomètres.

Tableau. 8: Résultats du levé piézométrique.

Sondage	Pk	Profondeur Sondage/piézomètre	Profondeur de la nappe		Date de mesure
			(m)	NGA (m)	
SD - 01	44+800	20	17,10	879,09	20.09.2014
			17,21	878,98	21.09.2014
			17,44	878,75	22.09.2014
			17,60	878,59	23.09.2014
			17,68	878,51	24.09.2014
			17,77	878,42	27.09.2014
			17,90	878,29	01.10.2014
			18,10	878,09	08.10.2014
SD - 03	45 + 100	25	4,33	-	03.09.2014
			4,32	-	04.09.2014
			4,34	-	06.09.2014
			4,34	-	07.09.2014
			4,39	-	10.09.2014
			4,41	-	13.09.2014
			4,42	-	16.09.2014
SD - 04	45 + 202	20	9,29	892,52	28.08.2014
			9,31	892,50	30.08.2014
			9,30	892,51	31.08.2014
			9,34	892,47	03.08.2014

			9,72	892,09	07.08.2014
			10,10	892,71	10.09.2014
			10,61	892,20	13.09.2014

➤ **Interprétation**

D’après les enregistrements (Tableau 8) on remarque que le niveau piézométrique a été rencontré à une profondeur variable entre 17.10 m (SD-01), 4.32 m (SD-3) et 9.29 m (SD- 04) de la côte du terrain naturel.

- ✓ On remarque que les niveaux piézométriques enregistrés en fin du mois de septembre et début octobre dans le (SD- 01) varient entre 17.10 et 18.10 m, qui sont relativement élevées par rapport à ceux enregistrées au sondage SD- 03 et SD- 04, ou le niveau piézométrique varie entre de 4.32 à 4.42 m.
- ✓ Les valeurs qui sont enregistrés au mois d’Aout à septembre pour le sondage SD- 04, est moyennement élevées par rapport aux autres sondages, ou le niveau piézométrique varie entre 9.29 et 10.61 m.

Selon une approche sécuritaire, les niveaux d’eau les plus défavorables (niveaux piézométriques les plus hautes mesurés dans les forages) doivent être considérés dans la reconstruction du modelé géologique de référence pour le viaduc en étude.

III.2.4. Essais de perméabilité

Pendant la phase EXE, 2 essais de perméabilité Lefranc ont été exécutés dans les sondages suivants :

- SD -03, PK 45+100 (1 essai Lefranc).
- SD -04, PK 45+202 (1 essai Lefranc).

Les résultats des essais sont reportés, en synthèse, dans le tableau suivant.

Tableau. 9: Valeurs des essais de perméabilité Lefranc réalisés.

Sondage	Pk	Profondeur d’essai	Type d’essai	Lithologie	Coefficient de perméabilité K (m/sec)
SD -03	45+100	10,5	Lefranc	Marne argileuse	1,44.10 ⁻⁰²
SD -04	45+202	10,5	Lefranc	Marne argileuse	3,46.10 ⁻⁰¹

À partir des résultats trouvés, et fonction des ordres de grandeurs de coefficients de perméabilité présentés par Darcy (Tableau 10), on peut conclure que ces valeurs sont relativement élevées et correspondant à des sols types graviers moyen à grossier peu argileux.

Tableau. 10: Valeurs caractéristiques des perméabilités usuelles.

Nature du sol	Ordre de grandeur de K en m/s	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	10^{-1} à 10^{-3}	Très élevé
Petits graviers, sable	10^{-3} à 10^{-5}	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	10^{-5} à 10^{-7}	Faible
Limon compact, argile silteuse	10^{-7} à 10^{-9}	Très faible
Argile franche	10^{-9} à 10^{-12}	Pratiquement imperméable

III.2.5. Essai de laboratoire

Un programme d'essais de laboratoire a été établi par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P), sur les échantillons (remaniés) prélevés, en particulier, ceux prélevés des sondages pour la réalisation et la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols et roches), les essais effectués sont les suivants :

✓ Essais physiques

- Granulométrie passant (NFP 94-056 et NFP 94-057).
- Poids spécifique humide (NFP P94-053).
- Poids spécifique sec (NFP P94-053).
- Porosité et indice des vides (NFP 94-053).
- Limites d'Atterberg (NFP 94-051).
- Valeur au bleu de Métylène VBS (NFP 94-068).
- Teneur en eau (NFP 94-050).

✓ Essais mécaniques

- Essai de cisaillement rectiligne CD (NFP 94-071-1).
- Essai de compression uni-axiale (NFP 94-420 / NFP 94-077).
- Oedomètre (NFP 94-091).

III.2.5.1. Analyse granulométrique (NFP 94-056 et NFP 94-057)

L'analyse granulométrique consiste à fractionner le matériau en différentes coupures au moyen de tamis, les masses des différents refus sont rapportées à la masse initiale sèche du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme de graphique (courbe granulométrique).

Les résultats des essais granulométriques sont récapitulés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau. 11: Résultats d'analyse granulométrique.

Sondage	PK	Profondeur	Granulométrie passants en %				
			Gravier < 5 mm	Sable < 2 mm	Sable fin < 0.08 mm	Limon < 0.02 mm	Argile < 2 μ
SD - 02	44+900	0.53 – 1.00		67.4	42.17		67.4
		3.52 – 4.00		90.84	78.17		90.84
		5.00 – 5.38		89.84	50.94		89.84
		7.20 – 7.46		94.07	54.84		94.07
		9.25 – 9.86		88.4	56.34		88.4
SD - 03	45+100	3.00 – 3.70	100	100	100	86	55
		4.70 – 5.00	100	95	85	69	46
		9.20 – 9.75	100	100	100	92	70
		11.50 – 12.00	100	97	81	72	52
		12.20 – 12.70	100	100	100	86	64
		14.40 – 14.90	100	100	100	85	64
		15.7 – 16.00	100	100	100	89	61
		17.00 – 17.50	100	100	100	85	63
19.13 – 19.40	100	100	100	90	64		
SD -04	45+202	5.00 – 5.23	100	98	57	49	35
		6.25 – 7.00	100	93	78	68	43
		9.23 – 9.78	100	90	71	61	46
		10.14 – 10.46	100	66	48	36	27
		12.40 – 12.70	100	97	55	45	30
		15.00 – 15.50	100	96	65	53	32

➤ Interprétation

L'analyse granulométrique (Tableau.11) a montré une proportion des éléments fins (éléments < 80 μ m) comprises entre 27.0 – 46.0 % avec une moyenne de 36.0 % et une légère fraction sableuse, caractérisant des sols grenus.

Pour le sondage SD- 03 et SD- 02, la fraction inférieure à 80 μ m est la plus dominante, comprises entre 46.0 – 94.0 % avec une moyenne de 60.0 %, caractérisant des sols très fins (argileux).

Dans l'ensemble et d'après les analyses granulométriques et selon la classification L.C.P.C, les proportions indiquent qu'on est en présence d'un sol argileux à limoneux légèrement sableux.

III.2.5.2. Les limite d'Atterberg (NFP 94-051)

Les limites d'Atterberg ont pour but la détermination des états de consistance d'un sol, elles sont mesurées sur la fraction du sol qui passe au tamis de 400 μ m. C'est un essai qui permet de déterminer la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité.

Les résultats des limites effectués sur les échantillons prélevés des trois sondages sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau. 12: Résultats des limites d'Atterberg.

Sondage	PK	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg %				
			W _L	W _p	I _p	I _c	I _l
SD - 02	44+900	0.53 -01	34.12	25.82	08.30	3.12	-02.12
		3.52 -4.00	35.89	20.8	15.09	1.16	-0.16
		5.00 -5.38	39.96	30.89	09.04	2.93	-1.93
		7.20 -7.46	38.05	26.56	11.49	2.05	-01.05
		9.25 -9.86	35.95	20.73	15.22	1.22	-0.22
SD - 03	45+100	3.00-3.70	40.89	29.76	11.13	02.45	-1.45
		4.70 -5.00	34.8	22.78	12.02	01.7	-0.79
		9.20-9.75	38.96	23.89	15.09	01.29	-1.29
		11.58-12.00	43.16	31.81	11.35	02.61	-1.61
		12.20-12.70	37.89	26.55	11.34	02.14	-1.14
		14.40-14.90	38.88	24.54	13.34	01.89	-0.89
		15.70-16.00	34.01	24.44	09.57	02.55	-1.55
		17.00-17.50	36.92	26.91	10.01	02.73	-1.73
19.30-19.40	36.89	26.50	10.39	02.52	-1.52		
SD - 04	45+202	5.00 – 5.23	62.91	40.5	22.41	02.12	-1.12
		6.25 – 7.00	47.71	27.49	20.22	0.78	0.22
		9.23 – 9.78	49.72	29.51	20.21	1.53	-0.53
		10.14 -10.46	44.04	26.68	15.36	1.72	-0.72
		12.40 -12.70	44.76	26.47	18.29	1.31	-0.31
		15.00 –15.50	42.96	25.5	17.46	1.15	-0.15

La classification des sols et la détermination de leur nature est basée sur les intervalles de l'indice de plasticité qui caractérisent chaque sol d'après le (Tableau 13) :

Tableau. 13: Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet, 1983).

Indice de plasticité	Etat de sol	Indice de plasticité	Type de sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique (sol peu sensible à l'eau)	$I_p > 30$	Argile
$5 < I_p < 10$	Sol faiblement plastique	$20 < I_p < 30$	Argile limoneuse
$10 < I_p < 20$	Sol moyennement plastique	$10 < I_p < 20$	Limon
$20 < I_p < 40$	Sol plastique	$5 < I_p < 20$	Sable Limoneux
$I_p > 40$	Sol très plastique	$5 < I_p < 15$	sable argileux

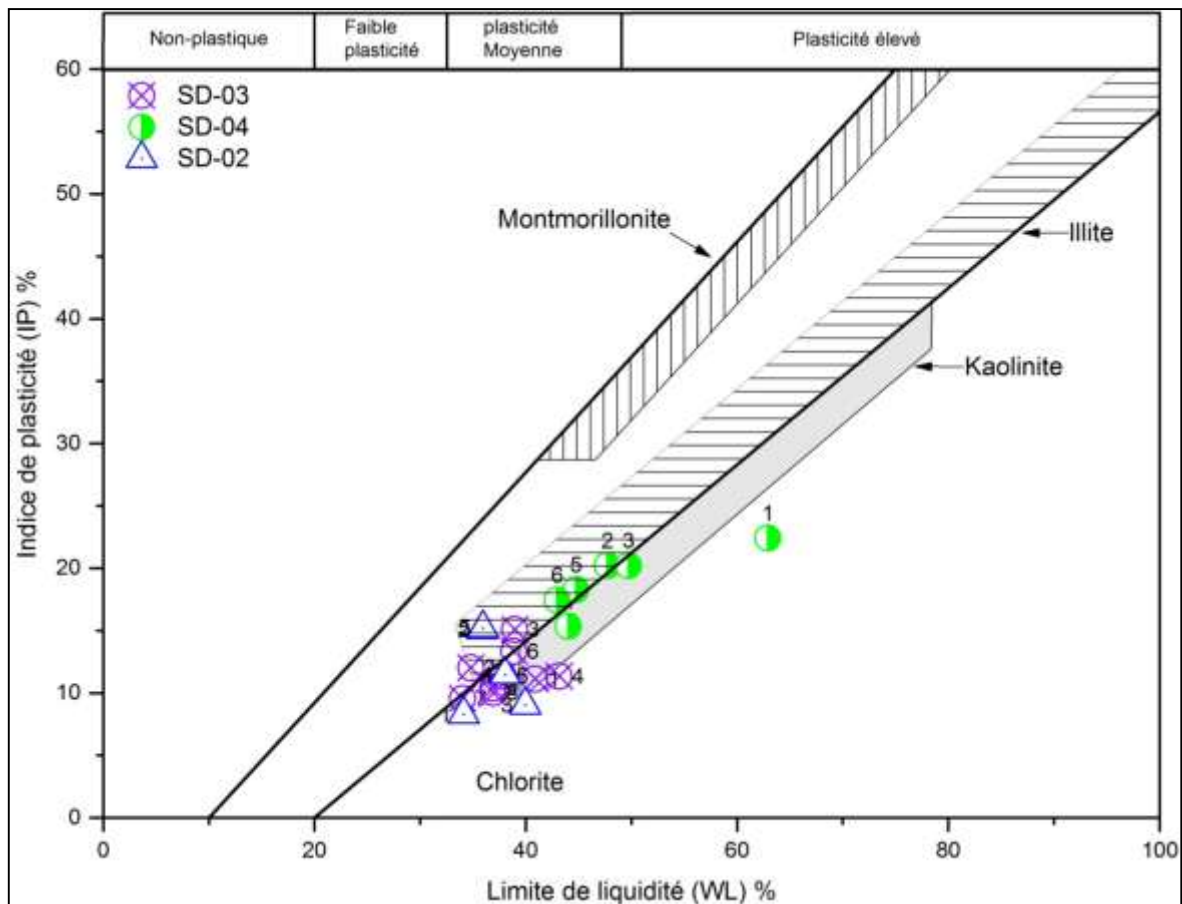


Figure. 12: Diagramme de plasticité de Casagrande (Gombalet, 2004).

➤ **Interprétation**

À partir des résultats obtenus (Tableau 13), on constate que la limite de liquidité «WL» varie entre 34.01- 62.91% et les valeurs de l’indice de plasticité (IP) varient entre 08.3 % et 22. 41 % caractérisant des sols limoneux moyennement plastiques d’après la classification de Sanglérat et Costet, 1983.

La classification des sols fins réalisée à partir du diagramme de CSAGRANDE basée sur la limite de liquidité et l’indice de plasticité (Figure. 14), nous a permis de constater que l’ensemble des points se localisent dans la région des argiles de type kaolinite et illite, et caractérisant des sols faiblement à moyennement plastique.

III.2.5.3. Teneur en eau et poids volumique

La teneur en eau d’un sol est le rapport du poids d’eau dans un échantillon au poids des particules solides. Elle est déterminée en mesurant la perte d’eau d’un échantillon représentatif, après séchage à l’étuve, jusqu’à une masse constante, à une température de 105°C. On compare ensuite cette masse d’eau perdue (évaporée), à la masse des solides obtenus après séchage :

$$W = P_w/P_s$$

Avec : - P_s : Poids des grains solides.

- P_w : Poids de l’eau.

Le poids volumique des particules solides d'un sol c'est est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un matériau par unité de volume. Elle permet la détermination d'autres indices d'identification des sols comme l'indice de vide, le degré de saturation et la porosité.

Les résultats effectués sur les échantillons prélevés des trois sondages sont présentés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau. 14: Caractéristiques physiques des sols.

Sondage	PK	Profondeur (m)	W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Sr (%)	Porosité (%)	Indice de vide
SD - 02	44+900	0.53 - 1.00	8.25	1.91	2.06	53.57	32.00	0.44
		3.52 - 4.00	18.44	1.75	2.07	91.39	35.00	0.53
		5.00 - 5.38	13.48	1.85	2.10	79.76	33.00	0.47
		7.20 - 7.46	14.45	1.86	2.13	86.37	34.00	0.47
		9.25 - 9.86	17.44	1.81	2.12	91.91	32.00	0.50
SD - 03	45+100	3.00 - 3.70	13.65	1.84	2.09	78.58	34.00	0.50
		4.70 - 5.00	13.28	1.90	2.16	85.62	32.00	0.45
		9.20 - 9.75	19.57	1.53	1.83	69.10	44.00	0.75
		11.58 - 12.00	13.57	1.51	1.72	46.76	45.00	0.78
		12.20 - 12.70	13.62	1.85	2.10	79.60	33.00	0.47
		14.40-14.90	13.73	1.84	2.10	79.87	34.00	0.45
		15.70 - 16.00	9.61	2.02	2.22	77.02	27.00	0.35
		17.00 - 17.50	9.57	2.01	2.21	75.95	26.00	0.33
		19.30 - 19.40	10.74	2.01	2.23	84.96	25.00	0.34
SD - 04	45+202	5.00 - 5.23	15.37	1.79	2.06	81.51	36.00	0.53
		06.2 - 7.00	31.88	1.61	2.00	100	45.00	0.71
		9.23 - 9.78	18.74	1.75	2.08	93.19	38.00	0.56
		10.14 - 10.46	17.55	1.77	2.08	90.14	36.00	0.55
		12.40 -12.70	20.78	1.78	2.16	100	34.00	0.53
		15.00 - 15.50	22.93	1.72	2.12	100	38.00	0.58

➤ **Interprétation**

a) Poids volumique sec (γ_d) et Poids volumique humide (γ_h)

$$1.51 < \gamma_d < 2,02 \text{ t/m}^3$$

$$1.72 < \gamma_h < 2,23 \text{ t/m}^3$$

Les valeurs indiquent que le sol à une densité moyenne à élevée traduisant un état dense.

b) La teneur en eau naturelle (W) et degré de saturation (S_r)

$$08,25 < W < 31,88 \% \text{ avec une moyenne } 20,06 \%$$

$$46,76 < S_r < 100\% \text{ avec une moyenne } 73,38 \%$$

Les valeurs indiquent que le sol dans un état saturé avec une teneur en eau élevée (humide).

c) Porosité (%) et indice de vide

$$25 < \text{porosité} < 45 \%$$

$$0,33 < \text{indice de vide} < 0,71$$

Les valeurs indiquent que le sol est dans une structure serré.

III.2.5.4. Essais de bleu de Méthylène VBS (NF P 9-068)

Cet essai permet de caractérisé l'argilosité du sol. Il consiste à injecter successivement des doses élémentaire d'une solution de bleu de méthylène dans le bain aqueux contenant la prise d'essai, on contrôle l'adsorption du bleu après chaque ajout, en effectuant une tâche sur un papier filtre (test de la tâche).

La valeur de bleu de méthylène (VBS) des fines exprimée en grammes de bleu pour 100 g de fines est donnée par la formule suivante :

$$\text{VBS} = \text{V}/\text{F}$$

Avec :

V : le volume final du bleu injectée (en centimètres cubes).

F : poids sec de la prise d'essai (en grammes).

Les résultats de l'essai à la tâche, qui confirment la nature argileuse des sols, sont présentés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau. 15: Résultats des valeurs de bleu de Méthylène.

Sondage	Profondeur (m)	VBS
SD - 02	0.53 – 1.00	0.64
	3.52 – 4.00	2.65
S D - 03	3.00 – 3.70	1.55

Une subdivision des différentes catégories de sol est faite en fonction de la valeur du bleu de méthylène (Tableau 16).

Tableau. 16: Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthylène « VBS » (Philipponnat & Bertrand, 2003).

Valeur de bleu de méthylène (VB)	Catégorie de sol
VB < 0,1	Sol insensible à l'eau
0,2 < VB < 1,5	Sol sablo- limoneux, sensible à l'eau
1,5 < VB < 2,5	Sol sablo- argileux, peu plastiques
2,5 < VB < 6,0	Sol limoneux de plasticité moyenne
6,0 < VB < 8,0	Sol argileux

VB > 8,0	Sol très argileux
----------	-------------------

➤ **Interprétation**

Les valeurs VBS trouvés varient entre : $0.64 < VBS < 2.65$, ces valeurs indiquent qu'on est en présence de sols sablo argileux à limoneux peu plastiques et sensible à l'eau.

III.2.5.5. Essais de cisaillement rectiligne CD (NFP 94-071-1)

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblai, stabilité des talus, etc.), il est nécessaire de connaître la résistance au cisaillement du sol, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé, les caractéristiques intrinsèques la cohésion apparente (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) ont été déterminées .

Des essais de cisaillement ont été effectués sur des échantillons de sol de type consolidé, drainé (CD) permettent de déterminer les caractéristiques effectives du sol (C_u , ϕ_u) correspondant à un comportement à long terme, 08 essais de cisaillement rectiligne drainé (CD) ont été effectués, Dans le tableau suivant sont indiqués les résultats obtenus :

Tableau. 17: Valeurs des essais de cisaillement rectiligne CD.

Code sondage	PK	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne (CD)	
			Cu (bars)	ϕ_u (°)
SD - 02	44+900	9.25 - 09.86	1.41	26.97
SD - 03	45+100	4.70 - 05.00	1.28	20.03
		11.58 - 12.00	1.33	27.99
		14.40 - 14.90	1.47	21.41
		19.30 - 19.40	1.66	21.71
SD - 04	45+202	6.25 - 07.00	1.66	18.21
		10.14 - 10.46	1.25	28.35
		15.00 - 15.50	1.47	22.56

➤ **Interprétation**

a) cohésion (C_u) : $1.28 < C_u < 1.66$ (bars).

b) l'angle de frottement interne (ϕ_u) : $18.21 < \phi_u < 28.35$ (°).

Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne caractérisant un sol cohérent, et moyennement à fortement résistant au cisaillement.

III.2.5.6. Essai œdométrique

L'essai de compressibilité à l'œdomètre a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sol intact représentatif du milieu soumis à des charges verticales avec déformations latérales nulles ou empêchées. Cet essai permet d'observer les tassements des

sols au cours du temps, et d’obtenir principalement les caractéristiques du sol nécessaires au calcul de prévision de tassement des couches de terrain compressible qui doivent supporter le poids de l’ouvrage.

Plusieurs paramètres nécessaires pour le calcul du tassement ou pour la classification du sol selon leur compressibilité peut être déterminé : le coefficient de consolidation C_v , l’indice de compressibilité C_c , l’indice de gonflement C_g et la contrainte de préconsolidation P_c .

Les résultats obtenus par l’essai œdométrique sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 18: Résultats d’essais œdométrique.

Code sondage	Profondeur (m)	P_c (bars)	C_c (%)	C_g (%)
SD - 02	5.00 - 5.38	0.56	19.67	2.52
SD - 03	9.20 - 9.75	2.25	10.68	5.09
	15.70 - 16.00	2.52	11.5	4.07
SD - 04	6.25 - 7.00	3.22	28.84	5.02
	15.00 - 15.50	3.23	10.33	5.43

Une classification des sols (Tableau 19 et 20) a été faite en fonction de l’indice de compressibilité « C_c » et l’indice de gonflement « C_g » (Philipponnat, 1979).

Tableau. 19: Classification des sols d’après le coefficient de compressibilité « C_c ».

Indice de compressibilité	Degré de compressibilité
$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

La classification des sols en fonction de C_g est comme suite :

Tableau. 20: Classification des sols selon le coefficient de gonflement « C_g ».

Coefficient de gonflement	Susceptibilité
$C_g < 0.025$	Faible
$0.025 < C_g < 0.035$	Moyenne
$0.035 < C_g < 0.055$	Forte
$C_g > 0.055$	Très forte

✓ **Interprétation**

A partir du tableau on a :

- Pression de consolidation : $0,56 < Pc < 3,23$ bars.
- Coefficient de compressibilité : $10,68 < Cc < 28,84$ %.
- Coefficient de gonflement : $2,52 < Cg < 5,43$ %.

D'après les résultats trouvés, et selon les classifications des sols à base de Cc et Cg , les sols rencontrés dans le site d'étude sont classés dans la catégorie des sols surconsolidés, moyennement compressibles, et faiblement gonflants.

III.2.5.7. Essai de résistance à la compression uni-axiale

L'essai de compression uniaxiale, mesurée sur éprouvette cylindrique, de diamètre 40 à 50 mm. 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 uniaxiale « 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 R_c , R.C.C résistance à la compression corrigée (La correction de la résistance est réalisée selon le rapport hauteur/diamètre), les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau .21: Valeurs de la résistance à la compression simple.

Code forage	Profondeur (m)	Φ (cm)	H (cm)	Poids (g)	Charge (kg)	R.C (kg/cm ²)	RCC (kg/cm ²)
SD - 03	12.20 - 12.70	9.3	7.5	560	420	6.18	4.98
	17.00 - 17.50	9.3	8.2	625	380	5.59	4.36
SD - 04	12.40 - 12.70	9.30	8.5	830	3525	51.92	41.20

La qualification de la résistance de la roche est faite sur la base de la valeur de R_c , comme présenté dans le (Tableau 22) :

Tableau. 22: Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple R_c .

R_c (Mpa)	Terme descriptif
$R_c > 200$	Très élevée
$60 < R_c < 200$	Elevée
$20 < R_c < 60$	Moyenne
$6 < R_c < 20$	Faible
$R_c < 6$	Très faible

➤ Interprétation

Les résultats de la résistance à la compression simple des échantillons de roche prélevés au niveau du sondage SD- 03 sont moyenne et varie entre (4.36 et – 4.98 Kg/cm²), caractérisant une roche en place relativement altérée. Par contre pour le sondage SD-04 la valeur de Rc est très élevé (41.20 Kg/cm²) caractérisant une roche très saine.

III.3. Conclusion

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

- ✓ La lithologie du terrain est caractérisé par la présence des dépôts récents du Quaternaire (éboulis de pentes et dépôts alluvionnaires) gisant sur le substrat rocheux de l'oligocène caractérisé principalement par des grès avec des intercalations de niveaux argileux et marneux feuilletés grisés.
- ✓ Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques de sol caractérisant un sol dense, humide et saturé avec une appellation de sol argileux limoneux sableux plastique.
- ✓ Les essais mécaniques effectués sur des échantillons de sol montrent que :
 - Les valeurs de la cohésion varient entre 1.28 - 1.66 bars (1.47 bars de moyenne) et des angles de frottement interne entre 18.21 - 28.35° (une moyenne de 23°) caractérisant un sol cohérent, et moyennement à fortement résistant au cisaillement.
- ✓ Les résultats de la résistance à la compression simple sont moyennement à fortement élevées.
- ✓ D'après les résultats de l'essai œdométrique, les sols sont classés dans la catégorie des sols surconsolidés, moyennement compressibles, et faiblement gonflants.
- ✓ D'après la classification de Ménard basée sur le rapport EM / PL le sol est de type Argiles légèrement consolidées à sur-consolidées, avec un sol argileux moyennement plastique, et d'après RPA/99 version 2006 basé sur la valeur du Module préssiométrique E_M et la Pression limite P_L , le site est classé en :
 - Catégorie S3 (site très meuble) au niveau de sondage SD- 01 et SD - 04 sur des profondeurs allant de 2 m à 20 m.
 - Catégorie S2 (site très ferme) au niveau de sondage SD- 02 et SD- 03 sur des profondeurs allant de 2 m à 25 m.



CHAPITRE IV

Dimensionnement des fondations profondes

IV.1.Introduction

Pour l'établissement d'un projet (bâtiment ou ouvrage d'art), il est nécessaire de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage, d'autre part la mise au point des documents d'exécution.

Or la durabilité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation. Par définition, les fondations constituent des éléments essentiels d'un projet de construction et de leur qualité dépend la continuité de l'ouvrage. Il faut savoir que sur ces fondations que va reposer la totalité du poids : les charges permanentes de l'infrastructure et de la superstructure, les diverses charges et le poids des fondations elles-mêmes. Beaucoup de sinistres subis par des ouvrages des défauts de conception ou de calcul des éléments des fondations. Aussi, une mauvaise conception peut conduire à un surdimensionnement de l'ouvrage. Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

IV.2. Présentation générale du viaduc

L'ouvrage d'étude s'inscrit dans le cadre du projet de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Djen-djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El-Eulma sur 110 km. L'ouvrage en question est un Viaduc V44.8 à deux chaussées; la chaussée (Est) est localisée entre la Pk44+799 et le Pk 45+191, la chaussée Ouest est localisée entre la Pk 44+819 et le Pk 45+191.

Il s'agit d'un viaduc courant caractériser par 2 tabliers de 46m et 5 tabliers de 60m(chaussée Est) et par 1 tablier de 34.246m, 1 tablier de 51.36, 4 tabliers de 60m et 1 tablier de 46m (chaussée Ouest), pour une longueur totale de 392m pour la chaussée Est et 371.6pour la chaussée Ouest.6 piles ayant une hauteur entre 13.35 et 31.15m. Les culées présentent des hauteurs de 3 - 5.1 et 7.2m reposantes sur des fondations sur pieux (Figure.15).

L'ouvrage se compose de 2 chaussées indépendantes (Chaussée Est et Chaussée Ouest) chaque chaussée se compose de 3 voies de 3,50m de largeur et une BAU de 1,00m de largeur. Le viaduc est un pont à voussoirs en béton armé précontraint à encorbellement successif à partir des piles. Le tablier repose sur des appareils d'appui, type isolateur à haute dissipation d'énergie, disposés en correspondance des piles et des culées.

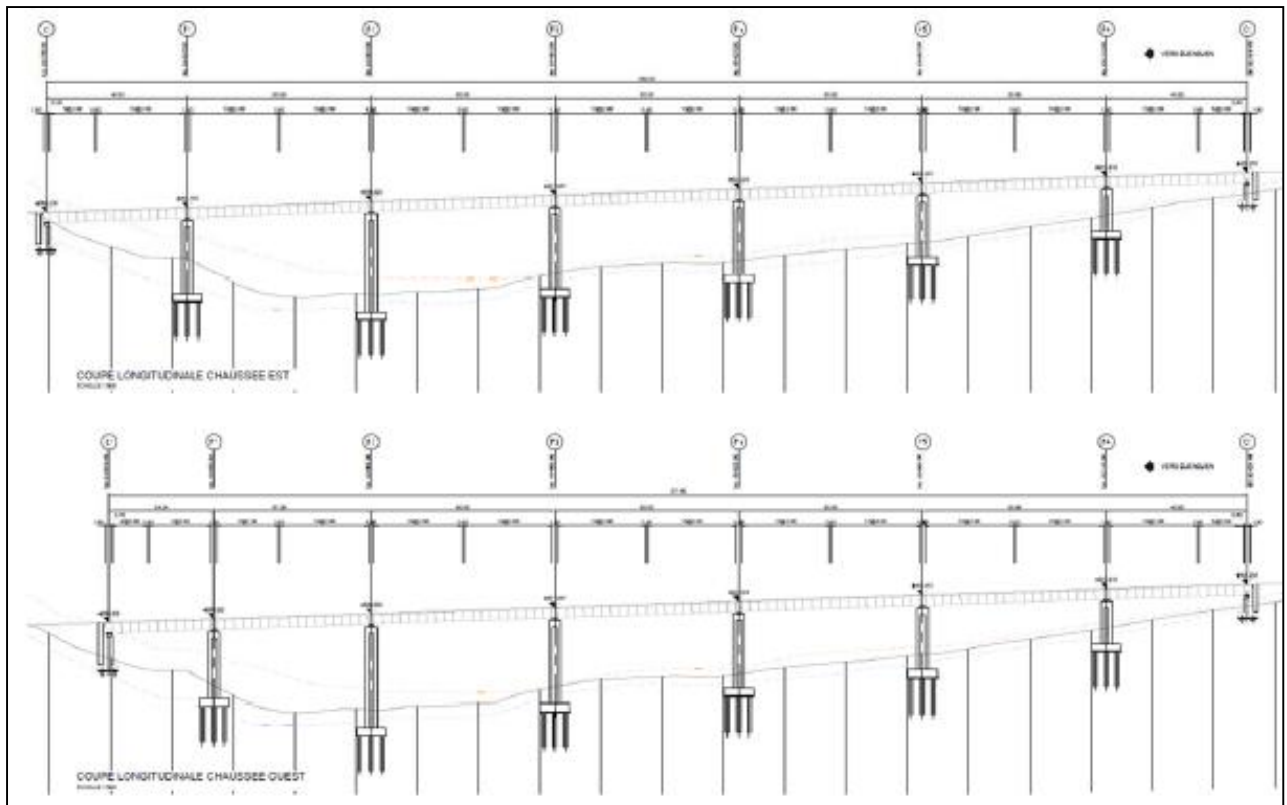


Figure. 13: Vue latérale et la coupe transversale du Viaduc (RIZZANI DE ECCHER, 2016).

IV.3. Descente de charge

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

D'autre part en doit prendre en considération l'importance des fondations profonds et on doit mettre l'accent sur le mode d'action des pieux, la détermination de leur capacité portante, le choix du type de pieux l'action des groupes de pieux ainsi que tout sujet analogue dont la connaissance et nécessaire pour une étude rationnelle, sur et économique des fondations sur pieux.

Dans ce qui suit nous aurons à présenter d'abord les charges permanentes et les charges d'exploitation puis nous terminerons par la combinaison des charges.

Pour le calcul des charges permanentes les hypothèses qui suivent ont été appliquées :

- Béton : densité $\gamma_d = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Poids volumique des remblais $\gamma_{\text{rem}} = 20 \text{ kN/m}^3$.
- Pour la caractérisation et la détermination des charges, on a base sur la norme de référence suivante: FASCICULE N° 62 - Titre V «Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil».

IV.3.1. Combinaison des charges

Le calcul et la justification des pièces de la pile et des culées est fait selon les combinaisons suivantes : ELU, ELS.

✓ **Etat Limite Ultime**

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par : $Q_{ELU}=1.35 G +1.5 Q_A$

✓ **Etat Limite de Service**

La surcharge à l'état limite de service est donnée par : $Q_{ELS}=G + 1.2 Q_A$

Les coefficients 1.2, 1.35 et 1.5 sont données par les règles du Fascicule 62.

Le tableau ci-dessous, présente l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations déterminées dans le cadre de l'étude du Viaduc V44.8.

Tableau. 23: Charges totales pour culées et les piles.

Eléments	C01 Ouest	C01 Est	P01 Est	P01 Ouest	P02 E/W	P03 E/W	P04 E/W	P05 E/W	P06 E/W	C02 E/W
Charges totales (tonne)	1830	3568	2073	1841	2667	4982	4748	1979	1986	1674

IV.4. Dimensionnement des fondations

Dans le cas de notre étude, en raison des conditions du sous-sol prévues sur la base du modèle géologique et géotechnique, il est prévu d'adopter des fondations sur pieux foré avec des longueurs fonction des charges nominales à mobiliser, pour l'estimation de la force portante basé sur les résultats pressiométrique.

IV.4.1. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré à partir de l'essai pressiométrique

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente P_{le} et entourant un pieu ayant une fiche équivalente De (Figure.16 et 17). La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du Pressiomètre Ménard, le fascicule 62 titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 24, en fonction de la pression limite mesurée par le Pressiomètre Ménard.

Tableau. 24: Définition des catégories conventionnelles de sols.

Classe de sol				Pression limite P_l (Mpa)
Argiles - Limons		A	Argiles et limons mous	<0,7
		B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
		C	Argiles très ferme à dures	>2,5
Sables, graves		A	Lâches	<0,5
		B	Moyens	1,0 à 2,0
		C	Compacts	>2,5
Craies		A	Molles	<0,7
		B	Altérées	1,0 à 2,5
		C	Compacts	>3,0
Marne, Marno-calcaires		A	Tendres	1,5 à 4,0
		B	Compacts	>4,5
Roches ⁽¹⁾		A	Altérées	2,5 à 4,0
		B	Fragmentées	>4,5

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50 à 80 MPa.

IV.4.2. Calcul de la charge limite totale Q_l

La résistance à la pointe Q_p et les frottements latérale Q_f se calculent à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre, cet essai est recommander pour les milieux cohérent compressibles.

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Q_p : Charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_s : Charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

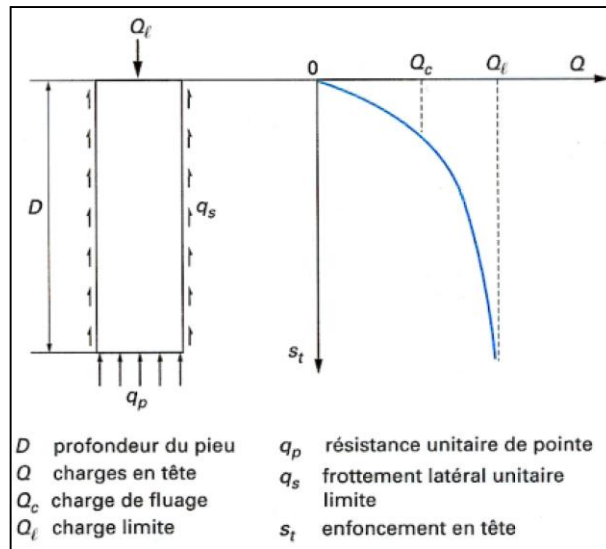


Figure. 14: Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 1999).

a) La charge limite de la pointe

Selon le Fascicule N°62 – Titre V , le calcul de la charge limite de pointe Q_p se développe à travers la formulation suivante :

$$Q_p = A \cdot k_p \cdot P_{le}^*$$

Où :

A : section de pointe.

k_p : Facteur de portance.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

Le facteur de portance (valeurs de Tableau 25) s'évalue en fonction de la nature de la formation concernée et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation.

Tableau. 25: Facteur de portance k_p (Fascicule N°62).

Facteur de portance pressiométrique k_p (Fascicule N°62 - Titre V)			
Nature du sol		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile /Limon	A	1,10	1,40
	B	1,20	1,50
	C	1,30	1,60
Sables/Graves	A	1,00	4,20
	B	1,10	3,70
	C	1,20	3,20
Gaies	A	1,10	1,60
	B	1,40	2,20
	C	1,80	2,60

Marnes, Marno-calcaire	1,80	2,60
Roches altérées	1,10-1,80	1,80-3,20

b) Pression limite nette équivalent

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (Figure.17) :

$$Pl^*_{e} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(Z) dz$$

Avec :

Pl^*_{e} : Pression limite nette équivalente.

Pl^* : Pression limite obtenue à la profondeur (z) par interpolation linéaire entre les Pl^* mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur.

$a = B/2$ si $B > 1$ m.

$a = 0,5$ m si $B < 1$ m.

$b = \min \{a, h\}$ ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

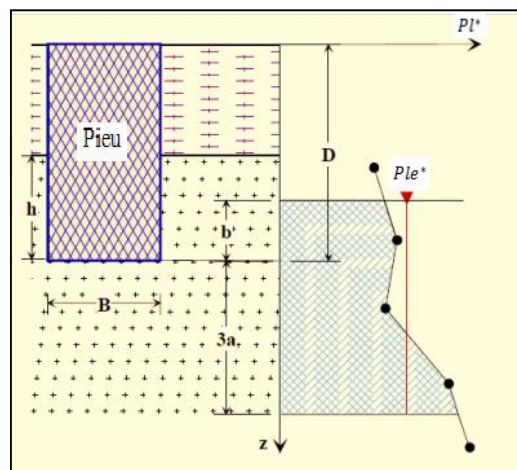


Figure. 15: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank, 1999).

Avec la hauteur d'encastrement équivalente De est définie selon le Fascicule N°62 – Titre V suivant la formulation :

$$De = \frac{1}{Pl^*_{e}} \int_0^D Pl^*(Z) dz$$

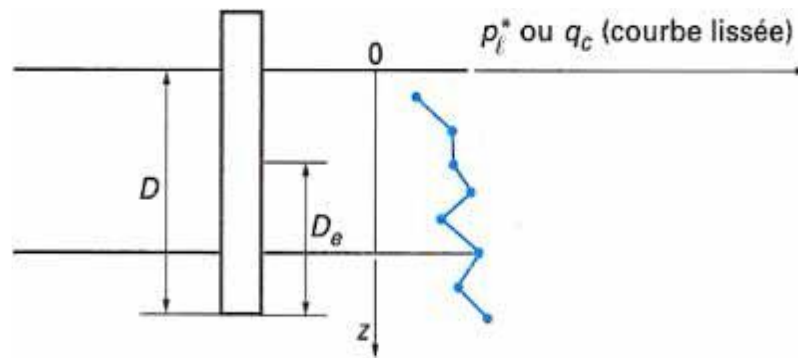


Figure. 16: Définition de l'encastrement équivalent.

c) La charge limite de frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

P : Périmètre du pieu.

$q_s(z)$: Frottement latéral unitaire limite à la cote z (D est la hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral).

➤ **Frottement latéral unitaire limite q_s**

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette pl^* (qui exprime la capacité ou le serrage du sol) par les courbes de la Figure 19. Le choix de la courbe à utiliser soit en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

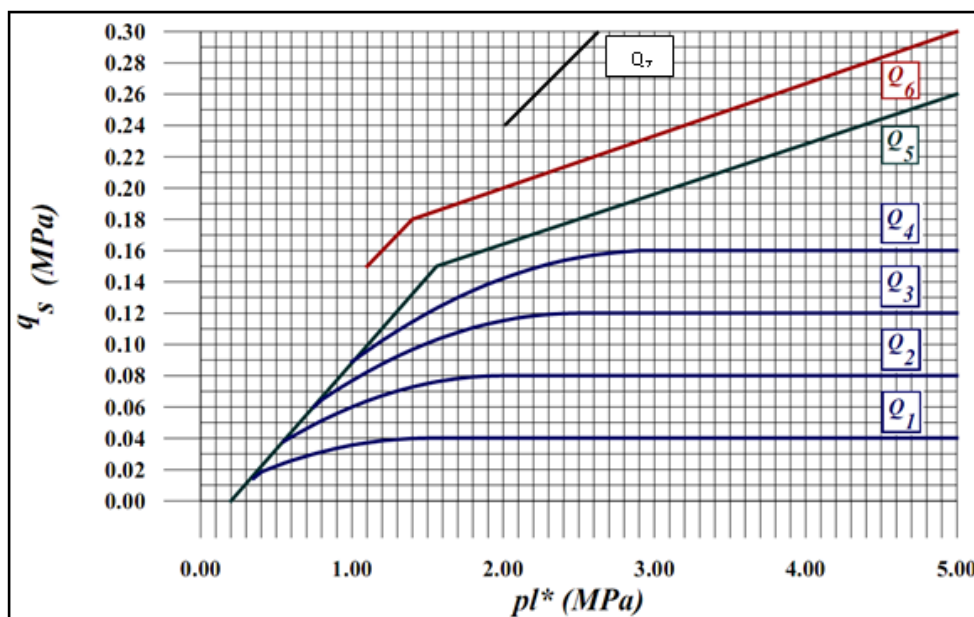


Figure. 17 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau 26.

Tableau. 26: Choix de la courbe de frottement latéral unitaire q_s (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art).

Type de pieu	Argiles – Limons			Sables - Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	-
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)			Q ₂	Q ₃	-
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₄		(4)			Q ₃	Q ₄	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute pression ⁽⁶⁾	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅	Q ₆		-	Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieu de grandes longueurs (supérieur à 30 m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. IL convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

V.4.3. Calcul de la charge admissible aux états limites

✓ Etats limites ultime (ELU)

A l'ELU, la charge admissible s'exprime d'après la règle du DTU 13.2 par la formule:

$$Q_{adm\ ELU} = 0.5 Q_{P+} + 0.75 Q_s$$

✓ Etats limites de service (ELS)

La charge admissible à l'ELS est donnée, d'après la règle du DTU 13.2 par la formule:

$$Q_{adm\ ELS} = 0.33 Q_{P+} + 0.5 Q_s$$

IV.4.4.Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré par l'essai pressiométrique

➤ Au niveau de la culée 02 (Sondage SD- 04)

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé (pour le SD-04) de diamètre B=1.2 m et une fiche de D=12 m.

On aura ainsi a= 0.6 m, et b= 0.6 m la pression limite nette équivalente en pointe du pieu se calcul comme suite :

$$Ple^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P l^*(Z). dz \Rightarrow Ple^* = \frac{1}{0.6+(3*0.6)} \int_{11.4}^{13.80} P l^*(Z). dz$$

Tableau. 27: Les valeurs de P_l^* (bar)

Z (m)	10	11,4	13	13,80
Pl* (bar)	19,150	19,768	20,386	21,035

$$P_{le}^* = [[(19.15+19.768)*(11.4-10)/2] + [(19.768+20,386)*(13-11.4)/2] + [(20,386+ 21,035)*(13.8-13)/2]] * 1/2.4 = \mathbf{19.02\ bars}$$

Le terrain étudié est formé de marne dont la pression pressiométrique limite est >4.5 Mpa, il appartient à la catégorie B d'après le tableau 28.

Le facteur de portance pressiométrique K_p est, d'après le tableau 29, égale à 1.10 (Roches altérées et pieu ne refoulant pas le sol).

Alors, la charge limite en pointe est : $Q_p = A. k_p. Ple^* = 1.13 * 1.1 * 19.02 * 10 = \mathbf{236.42\ tonne}$

La contrainte limite q_s du frottement latérale est décrite, d'après le tableau 28 par la courbe Q_6 de la figure 19. Les valeurs sont regroupées au tableau 29.

Tableau .28: Valeurs de q_s (Mpa) le long du pieu.

Z (m)	2	4	6	8	10	12
qs (Mpa)	0,1360	0,1385	0,1431	0,1832	0,1982	0,2016

L'effort limite mobilisé par le frottement latéral sol/pieu se calcul par :

$$Q_s = P \int_0^{12} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 3.14 * 1.2 [(0.136 + 0.1385) * (4-2)/2] + [(0.1385 + 0.1431) * (6-4)/2] + [(0.1431 + 0.1832) * (8-6)/2] + [(0.1832 + 0.1982) * (10-8)/2] + [(0.1982 + 0.2016) * (12-10)/2] = 58.92 \text{ tonne}$$

- L'effort verticale limite est $Q_l = Q_p + Q_s = 236.42 + 58.92 = 295.42 \text{ tonne}$
- La charge admissible à l'ELS est donnée, d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s = (0.33 * 236.42) + (0.5 * 58.92) = 107.51 \text{ tonne}$$

- A l'ELU, la charge admissible s'exprime d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s = (0.5 * 236.42) + (0.75 * 58.92) = 162.44 \text{ tonne}$$

Tableau. 29: Capacité portante d'un pieu foré isolé par l'essai pressiométrique au niveau de la pile N°06.

Di (m)	B (m)	A (m ²)	P(m)	Ple*(bar)	Qp(t)	Qr(t)	Ql(t)	QadmELS (t)	QadmELU (t)
12	1,20	1,13	3,77	19,02	236,50	58,92	295,42	107,51	162,44

Le tableau ci-dessous présente le calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé effectué sur l'ensemble des appuis (piles et culées) du viaduc V44.8, et on utilisant les sondages pressiométriques SD-01, SD-02, SD-03, SD-04 et SD-05.

Tableau. 30: Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les sondages pressiométriques SD-01, SD-02, SD-03, SD-04 et SD-05.

Appuis	Hauteur du pieu Di (m)	Diamètre du pieu (m)	Charge limite de la pointe Qp(tonne)	Charge limite de frottement latéral Qr(tonne)	Force portante d'un pieu Qi(tonne)	Capacité portante à l'état de service ELS Qadm(tonne)	Capacité portante à l'état ultime ELU Qadm(tonne)
Culée 01 Ouest Sondage 01	13	1,2	315,82	62,71	378,53	135,58	204,94
	15		443,05	82,41	525,47	187,41	283,34
	17		421,49	100,48	521,98	189,33	286,11
Culée 01 Est Sondage 01	8	1,2	162,59	30,31	192,9	68,81	104,03
	10		178,54	58,19	236,74	88,02	132,92
	12		294,14	79,23	373,38	136,68	206,5
Pile 01 Est Sondage 02	16	1,2	144,33	80,84	225,18	88,05	132,8
	18		157,82	161,33	319,15	132,74	199,91
	20		159,54	159,48	319,02	132,39	199,38
Pile 01	20	1,2	159,54	107,48	267,02	106,39	160,38

Ouest Sondage 02	22		164,4	134,15	298,55	121,33	182,81
	24		277,22	188,62	465,85	185,79	280,08
Pile 2 Est/Ouest Sondage 02	18	1,2	157,82	95,09	252,91	99,62	150,22
	20		159,54	121,72	281,26	113,51	171,06
	22		164,4	171,91	336,31	140,21	211,13
Pile 03 Est/Ouest Sondage 05	16	1,2	633,64	108,29	741,93	263,25	398,04
	18		645,63	128,02	773,65	277,07	418,83
	20		632,94	163,32	796,25	290,53	438,96
Pile 04 Est/Ouest Sondage 05	16	1,2	633,64	108,29	741,93	263,25	398,04
	18		645,63	128,02	773,65	277,07	418,83
	20		632,94	163,32	796,25	290,53	438,96
Pile 05 Est/Ouest Sondage 03	20	1,2	285,25	134,31	419,56	161,29	243,36
	22		217,05	151,57	368,62	147,41	222,2
	24		356,28	225,53	581,8	230,34	347,28
Pile 06 Est/Ouest Sondage 03	20	1,2	285,25	134,31	419,56	161,29	243,36
	22		217,05	151,57	368,62	147,41	222,2
	24		356,28	225,53	581,8	230,34	347,28
Culée 02 Sondage 04	12	1,2	236,5	58,92	295,42	107,51	162,44
	14		297,11	131,27	428,39	163,68	247,01
	16		337,88	143,16	481,04	183,08	276,31

IV.5. Comportement d'un groupe de pieux

IV.5.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiales

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique les pieux sont pratiquement forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, D'une façon générale la charge verticale limite ou capacité portante globale d'un groupe de N pieux doit être inférieure à N fois la charge limite d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions on définit un coefficient d'efficacité C_e tel que :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

Avec : N nombre de pieux.

✓ Cas d'entre-axe supérieur à 3 fois diamètre

Une des règles suivante adoptée :

- ✓ Le coefficient d'efficacité C_e est pris égal à 1 pour un être-axe de 8 fois le diamètre et 0.7 pour un entre-axe de 3 fois le diamètre, et varie linéairement entre les deux
- ✓ Le coefficient d'efficacité C_e peut être aussi calculé par la formule suivante (Convese-Labarre).

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Avec :

B : Diamètre d'un pieu.

S : Entre-axe.

m et n : nombre de lignes et de colonnes du groupe.

IV.5.2. Exemple de calcul de la charge limite d'un groupe de pieux au niveau de sondage

➤ Cas de la culée 02 (Sondage SD- 04)

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1674.42 t**

↪ Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante d'un pieu isolé est de **295.42 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 08 pieux.

↪ On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 Ø) et un nombre de pieu égal à 08 avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,74.

La capacité portante de groupe de pieux est : $Q_g = N \times C_e \times Q_a$

$Q_g = 8 * 0.74 * 295.42 = 1748.89 \text{ t} > 1674.42 \text{ t} \Rightarrow$ Condition vérifiée, mais à la limite de la charge totale.

- ✓ Alors, pour des raisons de sécurité en vérifie pour une profondeur de 14 m et un nombre de pieu égal toujours à 08 pieux.

$Q_g = 8 * 0.74 * 428.39 = 2536.07 \text{ t} > 1674.42 \text{ t} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

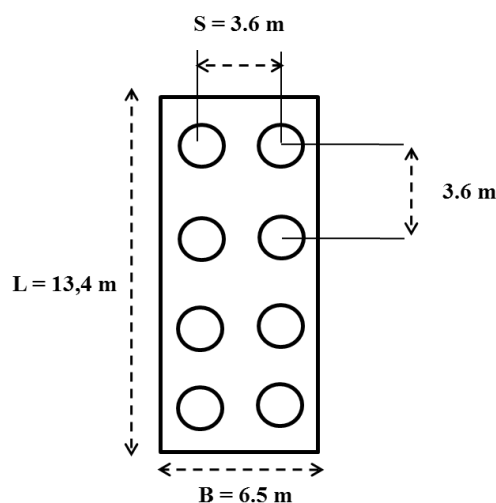


Figure. 18: Schéma de conception de semelle pour la culée 02 (Coté El-Eulma).

➤ Cas de la Pile 06 (Sondage SD-03)

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1986.58 t**

↪ Pour une profondeur de 20 m, la capacité portante d'un pieu isolé est de **419.56 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 06 pieux.

↪ On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 Ø) et un nombre de pieu égal à 06 avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,76.

La capacité portante de groupe de pieux est : $Q_g = N \times C_e \times Q_a$

$Q_g = 6 \times 0.76 \times 419.56 = 1913.19 \text{ t} < 1986.58 \text{ t} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ Alors, pour des raisons de sécurité en vérifie pour une profondeur de 22 m et un nombre de pieu égal toujours à 09 pieux (03 rangée de 03 pieux).

$Q_g = 9 \times 0.76 \times 368.62 = 2521.36 \text{ t} > 1986.58 \text{ t} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

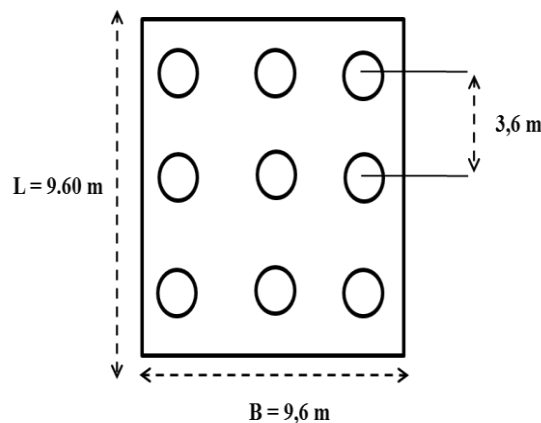


Figure. 19: Schéma de conception de semelle pour la Pile 06.

➤ Cas de la Pile 04 (Sondage SD-05)

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **4748.73 t**

↪ Pour une profondeur de 16 m, la capacité portante d'un pieu isolé est de **741.93 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 08 pieux.

↪ On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 Ø) et un nombre de pieu égal à 08 avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,76.

La capacité portante de groupe de pieux est : $Q_g = N \times C_e \times Q_a$

$Q_g = 8 \times 0.74 \times 741.93 = 4392.23 \text{ t} < 4748.73 \text{ t} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ Alors, pour des raisons de sécurité en vérifie pour une profondeur de 18 m et un nombre de pieu égal toujours à 12 pieux (03 rangée de 04 pieux).

$$Q_g = 12 * 0.74 * 773.65 = 6870.01t > 4748.73t \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

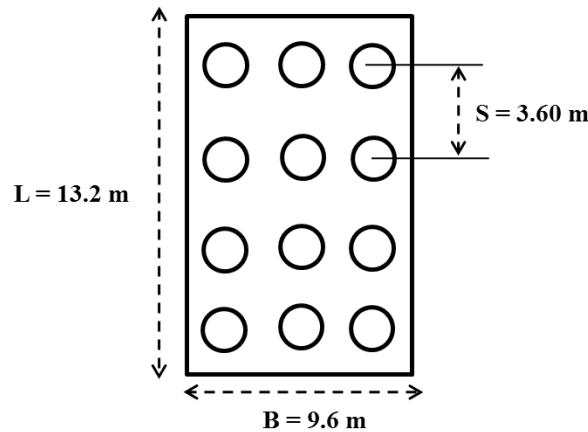


Figure. 20: Schéma de conception de semelle pour la Pile 04.

Le tableau 31 ci-dessous présente les résultats finaux de calcul de la charge limite de groupe de pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées) du viaduc V44.8 pour un entraxe de 3Ø (3.6 m) et diamètre 1.20 m, vérifiés par rapport à la charge limite totale transmise par la superstructure (charge permanente et charge d'exploitation).

Tableau. 31: Résultats de calcul de la charge limite de groupe de pieux.

Appuis	Longueur du pieu (m)	Nombre de rangé "m"	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée "n"	Ce Méthode Converse-Labarre	Charge limite du groupe de pieu (tonne)
Pile 1 E	16	2,00	8,00	4,00	0,74	1340,18
	18	4,00	12,00	3,00	0,74	2849,20
	20	4,00	16,00	4,00	0,74	3797,40
Pile 1 E	20	2,00	8,00	4,00	0,74	1589,22
	22	3,00	9,00	3,00	0,74	1998,99
	24	3,00	12,00	4,00	0,74	4158,84
Pile 6 EW	20	2,00	6,00	3,00	0,76	1915,78
	22	3,00	9,00	3,00	0,76	2524,78
	24	4,00	12,00	3,00	0,76	5313,24
Pile 4 EW	16	2,00	8,00	4,00	0,74	4415,73
	18	4,00	12,00	3,00	0,74	6906,75
	20	4,00	16,00	4,00	0,74	9478,07
Culée 1 E	8	2,00	8,00	4,00	0,74	1148,09
	10	3,00	12,00	4,00	0,74	2113,47

	12	4,00	16,00	4,00	0,74	4444,45
Culée 1 W	13	2,00	8,00	4,00	0,74	2252,88
	15	3,00	12,00	4,00	0,74	4691,09
	17	4,00	16,00	4,00	0,74	6213,25
Pile 2 EW	18	4,00	16,00	4,00	0,69	2803,23
	20	4,00	16,00	4,00	0,69	3117,54
	22	4,00	16,00	4,00	0,69	3727,63
Pile 3 EW	16	2,00	8,00	4,00	0,74	4415,73
	18	4,00	12,00	3,00	0,74	6906,75
	20	4,00	14,00	3,50	0,74	8293,31
Pile 5 EW	20	2,00	8,00	4,00	0,74	2497,08
	22	3,00	9,00	3,00	0,74	2468,15
	24	3,00	12,00	4,00	0,74	5194,07
Culée 2	12	2,00	8,00	4,00	0,74	1758,26
	14	2,00	8,00	4,00	0,74	2549,61
	16	2,00	10,00	5,00	0,74	3578,71

IV.6. Conclusion

La fondation est la partie de l'ouvrage reposant sur ou dans le sol, qui sert à transmettre à celui-ci les charges de l'ouvrage ayant une influence sur ce dernier ou subissant son influence directe ou indirecte. Le comportement du sol de fondation est en particulier lié aux dimensions de l'ouvrage, à sa charge, à sa stabilité et aux déformations induites, aux types de pieux et la profondeur.

Sur la base des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique préalable, les fondations profondes sur pieux forés simple ont été adoptés pour la réalisation de cet ouvrage basé sur l'essai pressiométrique. L'objectif de notre travail est de vérifier le système de fondation assurant la stabilité par rapport à la descente de charge (Charge permanente et charge d'exploitation).

A l'issue des résultats de calcul de la charge limite de groupe de pieux, nous recommandons d'adopter le système de fondation illustré dans le tableau 32 suivant :

Tableau. 32: Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur).

Appuis	Longueur du pieu (m)	Nombre de rangé "m"	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée "n"	Ce Méthode Converse-Labarre	Charge limite du groupe de pieu (tonne)	Charge totale superstructure (tonne)
Pile 1 Est	18	4,00	12,00	3,00	0,74	2849,20	2073,20
Pile 1 W	22	3,00	9,00	3,00	0,74	1998,99	1841,99
Pile 6 EW	22	3,00	9,00	3,00	0,76	2524,78	1986,58
Pile 4 EW	18	4,00	12,00	3,00	0,74	6906,75	4748,75
Culée 1 E	10	3,00	12,00	4,00	0,74	2113,47	1830,47
Culée 1 W	15	3,00	12,00	4,00	0,74	4691,09	3568,09
Pile 2 EW	20	4,00	16,00	4,00	0,69	3117,54	2667,54
Pile 3 EW	18	4,00	12,00	3,00	0,73	6811,67	4982,67
Pile 5 EW	22	3,00	9,00	3,00	0,74	2468,15	1979,15
Culée 2 EW	14	2,00	8,00	4,00	0,74	2549,61	1674,42



CHAPITRE V

Modélisation de l'interaction sol - structure

V.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévère. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes, et qui sont conditionnés par les progrès dans le domaine informatique.

V.2. Méthodes des éléments finis (MEF)

Plusieurs méthodes numériques sont développées dans le domaine de modélisation, dont la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques en vue de son grand champ d'application.

V.2.1. Concepts de base de la méthode des éléments finis (MEF)

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

V.2.2. Pratique de la MEF dans le domaine de la géotechnique

L'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante pour des grands projets. On peut réaliser des analyses par élément finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En contrepartie pour maîtriser les techniques de modélisation numériques, il faut bien comprendre l'aspect complexe de l'interaction sol fondation et des déformations du sol qui en résultent.

La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique et plasticité
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, des problèmes aux valeurs propres.
- L'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance de grands logiciels.

V.2.3. Calculs par MEF dans le domaine géotechnique

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisque elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement des matériaux, de type de Mohr-Coulomb, Cam-Clay...etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

La méthode des éléments finis permet aussi :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des terrains de fondation, renforcement de sol tel que les tirants.
- De calculer un coefficient de sécurité.

A la fin de la modélisation par éléments finis, on obtient des sorties qui fournissent :

- Pour les ouvrages : les déplacements, les sollicitations internes, les efforts dans les tirants.
- Pour le sol : les déplacements, les déformations du sol, les contraintes totales et effectives dans le sol, les pressions interstitielles, un coefficient de sécurité.

V.3. Logiciel de calcul par MEF en géotechnique

Les logiciels de calcul par éléments finis sont de plus en plus nombreux dans le domaine de la géotechnique et deviennent de plus en plus sophistiqués, dont les plus utilisés : PLAXIS, SIGMA/W (Géostudio), slide (Rocscience), Talren,etc

V.3.1. Présentation du logiciel SIGMA/W

Le logiciel SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis qui permet l'analyse contrainte-déformation de nombreux problèmes en mécanique des sols et des roches. Outre la possibilité de simuler l'interaction sol-structure, SIGMA/W permet de modéliser des problèmes de construction par étape, où les conditions aux frontières peuvent changer avec le temps. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des pressions interstitielles) SIGMA/W peut être couplé avec SEEP/W pour une analyse interactive des changements des pressions interstitielles et des déformations. Une analyse partiellement couplée et aussi possible pour certaines applications.

Le logiciel SIGMA/W 2007 utilise des algorithmes spécifiques à des problèmes géotechniques permettant de développer et d'assigner automatiquement un maillage à la géométrie. En revanche les limites des capacités de calcul des ordinateurs contraignent

l'utilisateur à contrôler cette discrétisation automatique générée par ces algorithmes disponibles, afin d'arriver à un équilibre entre le temps de calcul et la précision de la solution. Une analyse de sensibilité de maillage est essentielle avant de l'utiliser pour des calculs d'application (Kimouche et al., 2013).

L'établissement des bonnes conditions aux frontières dans SIGMA/W est une étape essentielle pour une bonne définition du problème et une modélisation numérique adéquate. Il existe plusieurs types de conditions aux frontières disponibles sur SIGMA/W : contrôle du déplacement, des forces, de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc. le logiciel SIGMA/W permet également d'appliquer ces conditions aux frontières sur les nœuds et sur les segments des éléments. Des conditions initiales peuvent être appliquées au début de chaque étape de simulation (Kimouche et al., 2013).

V.4. Application au projet du Viaduc V44.8

a) Géométrie du problème

Pour le cas de notre projet « Ouvrage d'art Viaduc du Pk 44+799 au Pk45+191 », et en fonction des recommandations faites lors du chapitre de dimensionnement des fondations, les caractéristiques géométriques des systèmes de fondation adoptés et récapitulés dans le tableau 33 ci-dessous et qui vont être prises en considération dans la modélisation.

Tableau. 33: Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (longueur, largeur, épaisseur, débord du groupe de pieu).

Appuis	Longueur du pieu (m)	Nombre de rangé "m"	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée "n"	Charge totale de la superstructure (tonne)	Géométrie du système de fondation
Pile 1 Est	18	4,00	12,00	3,00	2073,20	L=13.2 m ; B=9.6 m e=2.4 m ; Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 1 W	22	3,00	9,00	3,00	1841,99	L=9.6 m ; B=9.6 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 6 EW	22	3,00	9,00	3,00	1986,58	L=9.6 m ; B=9.6 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 4 EW	18	4,00	12,00	3,00	4748,75	L=13.2 m ; B=9.6 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Culée 1 E	10	3,00	12,00	4,00	1830,47	L=9.6 m ; B=13.4 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Culée 1 W	15	3,00	12,00	4,00	3568,09	L=9.6 m ; B=13.4 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 2 EW	20	4,00	16,00	4,00	2667,54	L=13.2 m ; B=12.6 m ; e=2.7 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 3 EW	18	4,00	12,00	3,00	4982,67	L=13.2 m ; B=9.6 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Pile 5 EW	22	3,00	9,00	3,00	1979,15	L=9.6 m ; B=9.6 m ; e=2.4 m Débord 0.5Ø= 0.6 m
Culée 2 EW	14	2,00	8,00	4,00	1674,42	L=6.5 m ; B=13.4 m ; e=1.8 m Débord 0.5Ø= 0.6 m

b) Définition des paramètres des matériaux

Il convient de définir les propriétés des différents matériaux selon son type (sol, béton), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour le cas de notre projet, les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques des terrains de fondation sont présentées dans le tableau 34 ci-après :

Tableau. 34: Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation.

Symbole	Argile sableuse	Marne argileuse	Marne schisteuse feuilleté	Pieu
Modèle	Elastic-Plastic	Elastic-Plastic	Elastic-Plastic	Linéaire-Elastic
γ (kN/m ³)	20.6	21.8	21.1	25
E (kpa)	15000	250000	300000	32.10 ⁶
ν	0,33	0,33	0,33	0,20
C (kpa)	128	141	147	/
ϕ (°)	20	28	27	/

c) Génération du maillage

L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément. La maille triangulaire de 0,5 m été la maille utilisée pour la modélisation du présent projet avec un nombre d'éléments de 8071 et un nombre de nœuds de 4283, pour les conditions aux limites les tassements sont pris égale à zéro par rapport à x et y pour la frontière inférieure et égale à zéro par rapport à x seulement pour les frontières droite et gauche. La contrainte de la superstructure est variable fonction de l'appui (Figure. 23).

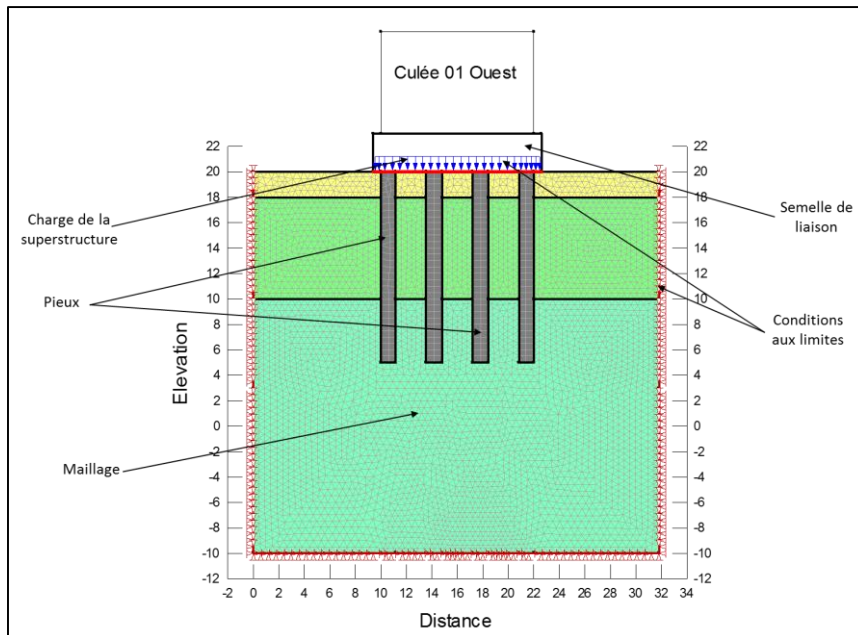


Figure. 21: Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites.

d) Visualisation des résultats

SIGMA/W permet la sortie des résultats suivants :

- La déformation du maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux).
- Les contraintes totales.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- Vecteur.
- Iso-valeur par zone « Shading ».
- Courbe contour des différentes zones.

Les résultats de modélisation des variantes retenues sont représentés au niveau des figures ci-dessous :

➤ Cas de la Culée 01 Est

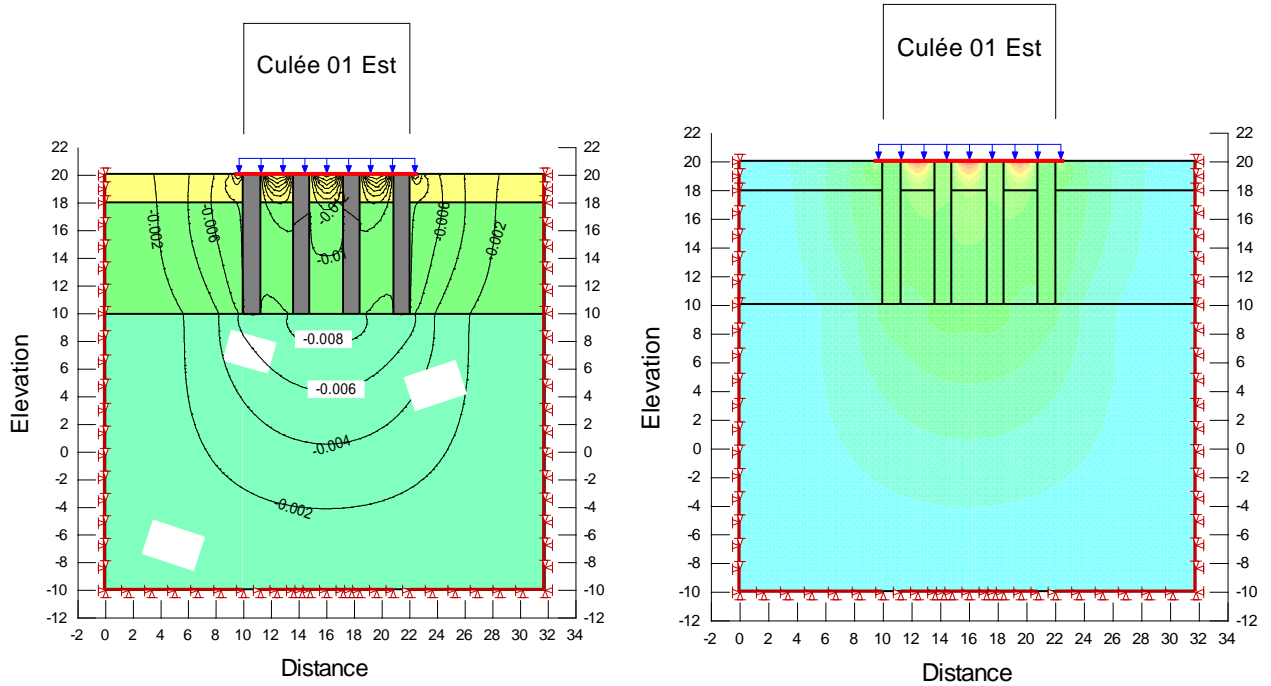


Figure. 22: Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 4x3)

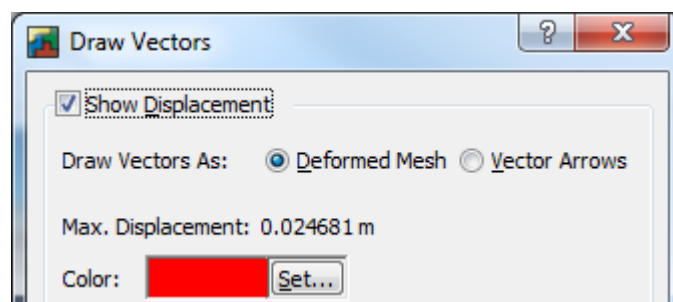


Figure. 23: Valeur maximale du tassement en mètres (culée 01 Est)

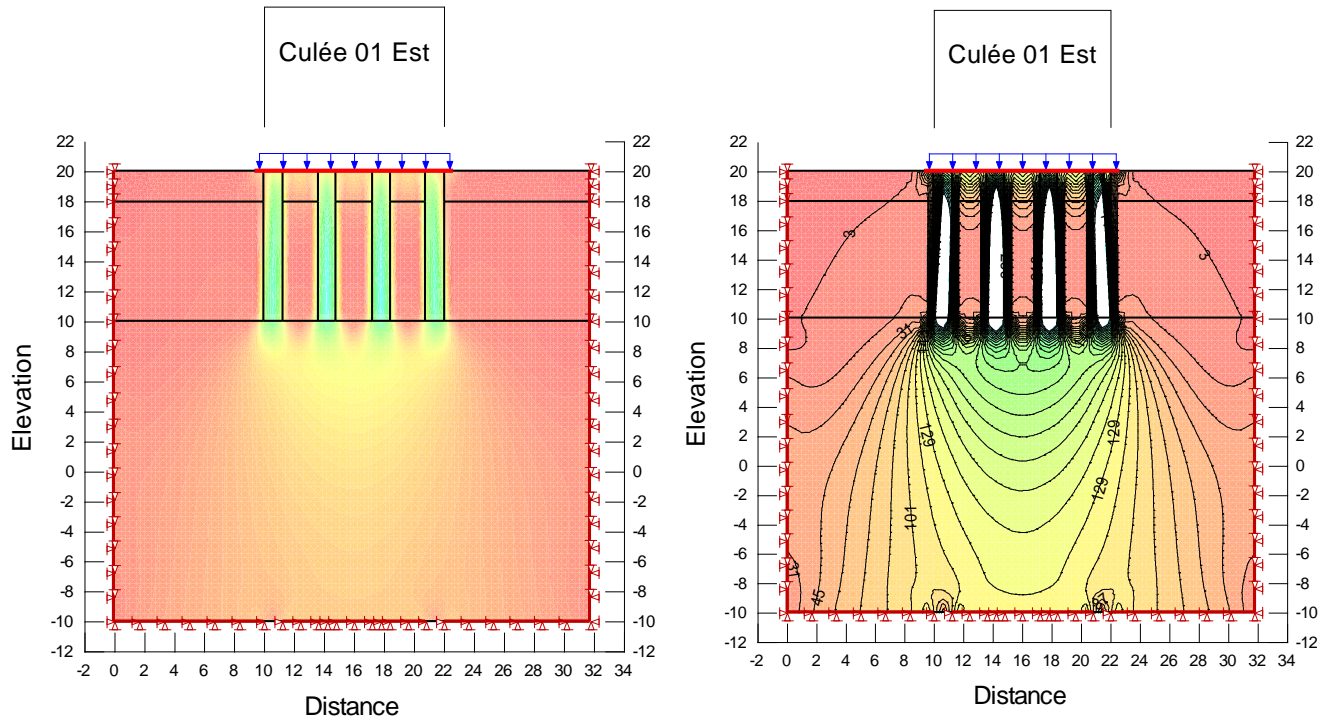


Figure. 24: Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01 Est)

➤ Cas de la Pile 5

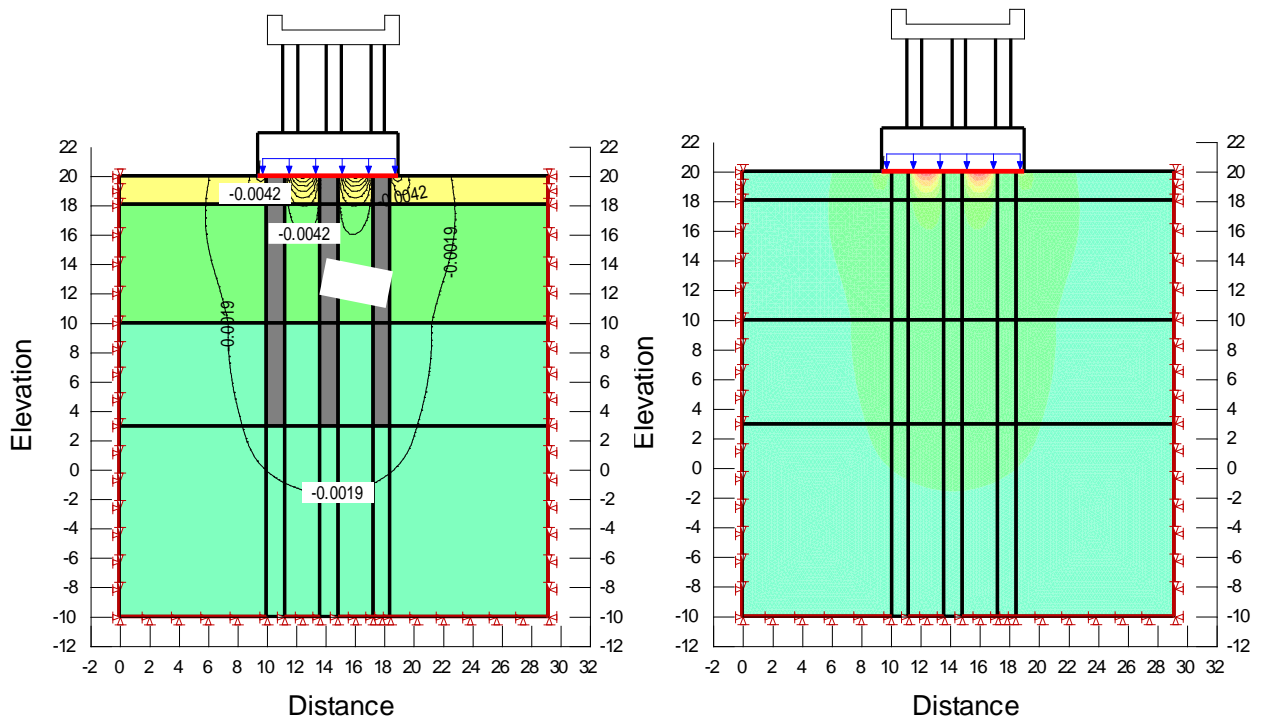


Figure. 25: Iso-valeurs de tassement vertical (Pile 5, groupe de pieux 3x3)

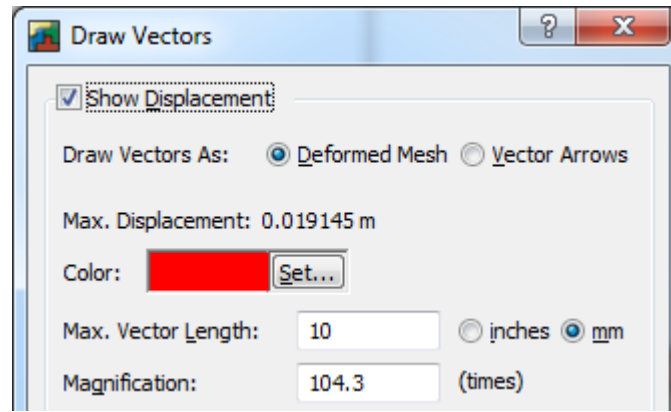


Figure. 26: Valeur maximale du tassement en mètres (Pile 5)

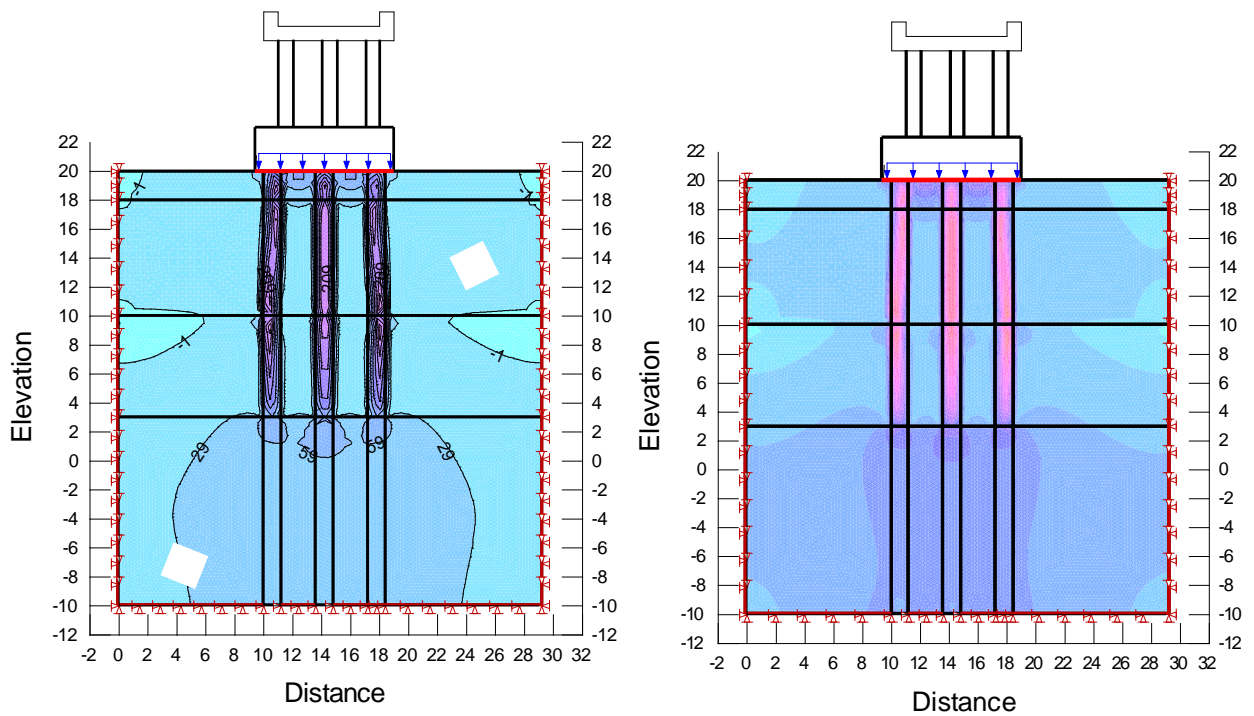


Figure. 27: Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas groupe de 08 pieux, culée 02)

V.5. Conclusion

La modélisation des différents appuis de l'ouvrage, en fonction des caractéristiques géométriques (\emptyset des pieux de 1,20 m, entraxe de 3.6 m et un débord de 0.6 m) a permis de constater que :

- ✓ Les charges transmises par la superstructure sont essentiellement reprises par les fondations (pieux), d'où on constate une concentration des contraintes au sein des pieux.
- ✓ Les tassements du groupe de pieux pour les différents appuis sont admissibles (< à 90 mm d'après la norme française), d'après le Tableau ci-dessous :

Tableau. 35: Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.

Appuis	Fiche des pieux (m)	Disposition des pieux	Charges en tonne	Tassement en (cm)	Tassement moyen en (cm)
Pile 1 Est	18	12 Pieux (4x3)	2073,20	1.997	2.81
Pile 1 W	22	9 Pieux (3x3)	1841,99	2.784	
Pile 6 EW	22	9 Pieux (3x3)	1986,58	2.397	
Pile 4 EW	18	12 Pieux (4x3)	4748,75	4,329	
Culée 1 E	10	12 Pieux (3x4)	1830,47	2.468	
Culée 1 W	15	12 Pieux (3x4)	3568,09	2.790	
Pile 2 EW	20	16 Pieux (4x4)	2667,54	2.603	
Pile 3 EW	18	12 Pieux (4x3)	4982,67	4,946	
Pile 5 EW	22	9 Pieux (3x3)	1979,15	1.914	
Culée 2 EW	14	8 Pieux (2x4)	1674,42	1.825	



CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a été bénéfique dans la mesure où elle nous a permis de mieux comprendre et d'apprécier les problèmes qui se pose dans l'étude géotechnique des grands ouvrages à l'exemple du Viaduc V44.8, qui exige beaucoup de connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de calcul des fondations d'ouvrages d'arts à savoir la maîtrise des différentes méthodes de calcul relatives à ce problème.

Le présent travail concerne la faisabilité des fondations profondes du Viaduc située dans la région de Tementoute (Viaduc V44.8, PK 44+799-45+191). Cette étude est basée sur la combinaison des données des campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques qui a conduit à bien identifier le modèle géotechnique qui caractérise le site objet d'étude.

Le but de cette étude est de dimensionner le système de fondation (pieux) pour chaque appui, et cela en sur basant sur l'essai pressiométrique, qui constitue une méthode fiable de calcul des fondations.

Du point de vue géotechnique, le sol de fondation est caractérisé par la présence d'un substrat rocheux représenté principalement par des grès avec des intercalations de niveaux argileux et marneux feuilletés grises. Ce dernier est surmonté par des marnes feuilletés plus ou moins compacts, dont le tous est recouvert par une couche d'argile marneuse à argiles sableuses.

Les résultats de calcul de la capacité portante de pieux isolé et groupe de pieux à partir de l'essai pressiométrique, a permis d'opter le système de fondation présenté dans le tableau 32 (chapitre IV).

La vérification du comportement du groupe de pieux (déformations) a été faite par une modélisation 2D avec le logiciel Sigma/W basé sur éléments finies. Cette dernière a permis de bien étudier le comportement des fondations en se basant sur les tassements des groupes de pieux qui a donné des résultats très corrects, avec un tassement global moyen inférieur à 3 cm.

Références bibliographiques


- **Bouillin, J. P., (1977).** Géologie alpine de la petite Kabylie dans la région de Collo et d'El Milia (Algérie), Thèse Doc : Université P Curie, 511 p.
- **Djellit, H., (1987) :** Evolution tectono-métamorphique du socle kabyle et polarité de mise en place des nappes flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse de doctorat. Université de Paris, France, p 206.
- **Durand, Delga, M., (1955):** Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, p533.
- **Ehrmann, M.F., (1941),** Carte géologique à 1/50.000^{ème} de la feuille de Tamesguida feuille N° 49.
- **Frank, R., (1999):** Fondations profondes, Cours de Mécanique des Sols, Enseignement T6-T9, ENPC, extrait de la collection Techniques de l'ingénieur C-248, 43page.
- **Philipponnat, G., et Bertrand, H., (2003),** *Fondations et ouvrages en terre.* Ed. Eyrolles. Paris, p. 548.
- **Gombalet J., (2004),** Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage. Thèse de doctorat d'état, école polytechnique – France, p.297.
- **Kherrouba H., (2008):** Étude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna_Djimla Wilaya de Jijel, Univ Jijel. Algérie, mémoire de Magister pp, 163.
- **Kimouche, F., bouanika, N., et Amoura, N., (2013).** Etude géotechnique de l'infrastructure de l'échangeur d'accès à l'université de Tassoust, wilaya de Jijel. Univ Jijel. Algérie.
- **Obert, D., (1981) :** Etude géologique des Babors orientaux (Domaine Tellien, Algérie). Thèse de Doc. Univ de Paris, p635.
- **Raoult, J.F., (1969):** Relation entre la Dorsale Kabyle et les Flyschs sur la transversale de Dj. Ghédir, phase tangentielle Eocène, paléogéographie Nord Constantinois, Algérie. Bull. Soc.géol. France, XI, Paris.
- **Rizzani de Eccher (2016).** Note de calcul et rapport géotechnique de L'infrastructure du Viaduc «V44.8, PK 44+799- 45+191» au niveau de la région de Tamentout, assurant la liaison autoroutière reliant le port de DjenDjen à l'autoroute Est,-Ouest au niveau d'El Eulma.
- **Sanglérat, G., et Costet, J., (1983).**Cours pratique de mécanique de sol, Tome II calcule des ouvrage, 3^{ème}Ed,Dunod : Paris, 447 p.
- **Touitou, H., et Adjroud, R., (2017).** Etude de glissement de terrain au niveau de la RN 77A du PK1+200 au PK1+540, Tamentout, wilaya de Jijel.Univer Jijel. Algerie.
- **Vila, J. M., (1980) :** La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse Doct. Paris VI, p663.

❖ *Les Normalisations Françaises*

- FASCICULE N° 62 - Titre V «Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil».
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art– RPOA 2008 et RPA 99 version 2003.
- **Norme française NF P94-050** : Détermination de la teneur en eau pondérable des matériaux, méthode par étuvage, afnor le 20Aout 1995.
- **Norme française NF P94-053** : Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire, méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau, afnor le 20september 1991.
- **Norme française NF P94-056 et NEP 94-057**: identification granulométrique, méthode par tamisage à sec après lavage, afnor le 5 février 1996.
- **Norme française NF P94-051** : Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg-Limite de liquidité à la coupelle, limite de plasticité au rouleau.
- **Norme française NF P94-068** : Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache, afnor Octobre 1998.
- **Norme française NF P94-071-1** : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte partie 1 cisaillement direct, afnor le 5 juillet 1994.
- **Norme française NF P94-077** : Essai de compression uni axiale, afnor le 20 novembre 1997.
- **Norme française NF P94-050** : sols : reconnaissance et essais - essai de gonflement à l'oedomètre - détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvette, afnor Décembre 1995.

❖ *sites web*

 <http://www.géologie> de l'ingénieur.com.

 <http://www.googleearth.com>.



ANNEXES



Photo des carottes obtenus dans le sondage N°SD-03.



Photo des carottes obtenus dans le sondage N°SD-04.



Photo des carottes obtenus dans le sondage N°SD-05.



Photo des carottes obtenus dans le sondage N°SD-06.