

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 والحياة
قسم: علوم الأرض و الكون

G1, G10, 07/16

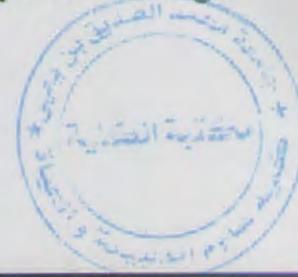
Mémoire de fin d'études

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

Option : Génie Géologique

01/01

Thème



Contexte géologique et étude géotechnique d'un pont au niveau du PK 11+200, pénétrante RN 77, port de Djen Djen – Autoroute Est-Ouest

Membres de Jury Présenté par :

Président : Mabrouk Fateh

Examineur: Kabeb Hamza

Encadrant : BAGHDAD Abdelmalek

BELAID RYM

BENARAB MOUSSA

Année Universitaire 2015-2016

Numéro d'ordre (bibliothèque) :



Dédicace

*C'est avec toute mon affection que
Je dédie ce modeste travail :*

*A celui qui m'a donné vie et qui m'a apporté sans cesse, sa
considération, son intérêt, mon exemple de la vie mon père **Rachid**.*

*A Ma très chère mère, **Mouni**, ma première enseignante, qui m'a
soutenu toujours par son amour, sa compréhension et son
encouragement, qu'elle trouve ici l'expression de ma vive
reconnaissance.*

*Ma haute gratitude vers le souvenir de mon seul chers oncle **Taher**
(Rahimaho Allah)*

Mes très chères sœurs : Chahra Zed, Dounia Zed

Mes très chers Frères : Mohamed, Dirar, mon petit cher Nadir

Et Mon binôme de travail : Moussa

A toute ma famille , petits et grands.

*A tous mes amis : Misso, Yasmina, Michou, Roumayssa, Khadidja,
Meryem, Ilhem, Renda, Zeyneb, Soumia, Ismail*

A tous mes amis et collègues de promotion 2015/2016

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment

Rym





Dédicace

*C'est avec toute mon affection que
Je dédie ce modeste travail :*

*A celui qui m'a donné vie et qui m'a apporté sans cesse, sa
considération, son intérêt, mon exemple de la vie mon père Terki.*

*A Ma très chère mère, Dahbia, ma première enseignante, qui m'a
soutenu toujours par son amour, sa compréhension et son
encouragement, qu'elle trouve ici l'expression de ma vive
reconnaissance.*

*A Mes très chères sœurs : Samira et Fyrouz
Mes très chères Frères : Idris, Rachid, Mohamed, Ahmed,
Ahcen et Hocine.*

A Mon binôme de travail : Rym

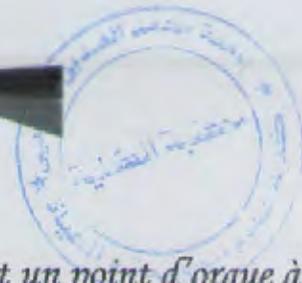
A tout les membres de la famille, petits et grands.

*A tous mes amis et mes collègues de promotion 2015/2016
A tous ceux que j'aime et qui m'aiment*

Moussa



Merci



Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point d'orgue à une année riche et intense

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

*La première personne que nous tenons à saisir notre profond remerciement est notre encadrant Mr : **BAGHDAD Abdelmalek**, Pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être menée au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Ces remerciements vont tout d'abord au corps la direction de l'université de Jijel et la Faculté de science de la terre et univers.

*Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années des études Spécialement Mr : **Rouikha Youssef** et **Benzaid Riade** pour de nous aidé pour finalisé ce travaille.*

*Un merci tout spécial à Mr : **Bougerroudja Yacine** et **Zouaghi Radouane** « Des Ingénieurs de l'Agence Nationale Des Autoroutes », pour leurs impulsions, leurs suggestions, sa collaboration, leur gentillesse, et leur amitié se sont manifestés jusqu'aux derniers instants. Et tous l'ingénieurs de laboratoire des entreprises : **SAPTA** et **REZZANE**, chacun à son nom, Merci !*

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail

Moussa et Rym.

SOMMAIRE

Introduction Générale

I. Généralités sur le site	1
I.1. Situation géographique.....	1
I.2. Climat	1
I.3. Orographie et Relief.....	1
a) Zones de montagnes	1
b) Zones de plaines	1
I.4. Topographie	2
I.5. Réseau hydrographique	2
I.6. La sismicité	4

Chapitre II : Contexte Géologique

II.1. Introduction	5
II.2. Les grands ensembles géologiques du massif des Maghrébides	5
II.2.1. Le domaine interne (domaine Kabyle)	8
II.2.1.1. Le Socle Kabyle	8
II.2.1.2. La Dorsale Kabyle.....	8
II.2.1.3. Les formations de l'Oligocène Kabyle et les Olistostromes	9
II.2.1.4. Le Nummulitique	9
II.2.2. Le domaine de flysch	9
a) Le Flysch Maurétanien	9
b) Le flysch Massylien.....	10
II.2.3. Le domaine externe	10
II.2.4. Les formations post-nappes	11
II.2.5. Les roches magmatiques	11
II.2.6. Les formations quaternaires	11
II.3. Aspect structural de la partie occidental de la Petite Kabylie	12
II.4. Les grands ensembles géologiques de la zone étudiée	12
II.4.1. Description lithologique des formations de bassin néogène de Jijel	14

II.4.1.1. Les dépôts quaternaires	14
II.4.1.2. Les dépôts postes nappes.....	14
II.4.1.3. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle (OMK).....	15
II.4.1.4. Le flysch numidien.....	16
II.5. Conclusion	17

Chapitre III : Reconnaissance Géotechnique

III.1. Introduction.....	18
III.2. Campagne de reconnaissance.....	18
III.3. Lithologie du site et contexte géotechnique (Sondages carottés).....	18
III.4. Essai in situ (Essai Pressiométrique).....	21
III.5. Sondage Piézométrique.....	24
III.6. Essais de laboratoire.....	25
III.6.1. Essai physique (paramètre d'état).....	25
III.6.1.1. Analyse granulométrique (par tamisage et sédimentométrie)	25
III.6.1.2. Les limite d'Atterberg.....	26
III.6.1.3. Teneur en eau et poids volumique	28
III.6.2. Essai mécanique	29
III.6.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	29
III.6.2.2. Essai de compressibilité à l'œdométrique.....	30
III.6.2.3. Essai Gonflement libre à l'Oedomètre	32
III.6.2.4. Essai de compression simple sur roche.....	33
III.7. Analyse chimique.....	34
III.8. Conclusion.....	35

Chapitre IV : Dimensionnement Des Fondations profondes

IV.1. Introduction.....	37
IV.2. Présentation générale du viaduc.....	37
IV.3. Présentation des paramètres de calcul.....	38

IV.3.1. Normes techniques	38
IV.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	38
IV.4. Descente de charge.....	38
IV.4.1. Combinaison des charges	38
IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage	43
IV.5.1. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques.....	34
a) Principe de calcul de la force portante.....	43
b) Force portante due à la pointe du pieu.....	44
c) Frottement latéral.....	44
IV.5.2. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique	46
IV.5.2.1. Calcul de la charge limite totale Q_l	46
IV.5.2.2. Calcul de la charge admissible aux états limites	50
IV.6. Exemple d'application de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (d'après les formules empiriques de mécanique de sol)	50
a) Effort de la pointe Q_p	50
b) Effort dû au frottement latéral Q_f	51
c) La force portante Q_L	51
d) La contrainte admissible	52
IV.7. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats d'essai pressiométrique.....	53
a) Calcul d'effort de pointe Q_p	53
b) Calcul de frottement latérale Q_s	53
c) Calcul de la charge verticale limite Q_L :.....	53
IV.8.1. Evolution de la capacité portante sous sollicitation axiales	55
IV.8.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux	55
IV.8.2.1. A partir des résultats de formules statiques (sondage carotté)	55
IV.8.2.2. A partir de résultat d'essai Préssiomètre	60
IV.9. Analyse et interprétation des résultats obtenus	65
IV.9.1. Etude comparative entre la capacité portante admissible obtenue par chaque méthode	65
IV.9.2. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.....	68
IV.10. Conclusion	69

Chapitre V : Modélisation de L'interaction sol-structure

V.1. Introduction	71
V.2. Logiciel SIGMA/W	71
V.2 .1. Définition.....	71
V.2.2. Modélisation numérique par éléments finis.....	71
a. Discrétisation du maillage.....	72
b. Condition aux frontières.....	72
c. Propriété des matériaux.....	72
V.3. Application au projet du Viaduc PK 11+196.780 au PK 11+591.942.....	73
A. Géométrie du problème	73
B. Définition des paramètres des matériaux.....	73
C. Génération du maillage	73
D. Charge de la superstructure	74
E. Visualisation des résultats.....	74
V. 4. Conclusion.....	81

Figure 11 : Coupé géométrique des pontons (SAPTA, 2014).....	75
Figure 12 : Coupé géométrique au niveau de pile d'extrémité.....	75
Figure 13 : Système de Précontrainte (SAPTA, 2014).....	75
Figure 14 : Diagramme de moment de l'ouvrage.....	78
Figure 15 : Schéma de principe de l'essai de déformabilité résiduelle à compression.....	79
Figure 16 : Cellule néo-hooke type Terzaghi (SAPTA, 2014).....	81
Figure 17 : Planche de l'ouvrage.....	81
Figure 18 : Coupé transversale de l'ouvrage (SAPTA, 2014).....	81
Figure 19 : Coupé en travers par dalle (C1) et (C2) (SAPTA, 2014).....	82
Figure 20 : Coupé en travers par Pile (SAPTA, 2014).....	82
Figure 21 : Coupé en travers par Pile (SAPTA, 2014).....	82
Figure 22 : Définition de la première couche équivalente de précontrainte.....	84
Figure 23 : Définition de la deuxième couche équivalente.....	84
Figure 24 : Profil de moment latéral résiduel le long de l'axe de pile.....	84
Figure 25 : Schéma de conception des sections pour la pile C1.....	84
Figure 26 : Schéma de conception des sections pour la pile C2.....	84

Liste des figures

Figure. 1 : Situation géographique du site de projet(Extrait des cartes topographiques 3-4 et 7-8 de Jijel).....	2
Figure. 2 : Carte des écoulements superficiels au niveau de la région de Kaous.....	3
Figure. 3 : Carte de zonage sismique (d'après le RPA version 2003).....	4
Figure. 4 : Carte géologique de la région d'étude (extrait de la carte structurale au 1/25 000 La chaîne Alpine Orientale) (Jean Marie Vila ,1978).....	6
Figure. 5 : Carte géologique de la région d'étude(Extrait de l'esquisse géologique de JijelProvenant de la carte géologique d'El Milia au 1/25 000) (Jean-Marie Vila,1978)	13
Figure. 6 : Coupe N-S montre la région d'étude (Daas. R et Zemamouch. Kh).....	16
Figure. 7 : Log stratigraphique de région de Kaous.....	17
Figure. 8 : Photo des carottes obtenus dans le sondage N°01	19
Figure. 9 : Photos des carottes obtenus dans le sondage N°02	19
Figure. 10 : Photos des carottes obtenus dans les sondages 03 et 04.....	19
Figure. 11 : Plan d'implantation des sondages carottés(Extrait des cartes topographique 3-4 et 7-8 de Jijel).....	20
Figure. 12 : Coupe géotechnique au niveau de site d'étude.....	20
Figure. 13 : Schéma du Préssiomètre (NF P 94-110).....	22
Figure. 14 : Diagramme de plasticité de Casagrande.....	28
Figure. 15 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	30
Figure. 16 : Cellule œdométrique type Terzaghi (NF P 94-090-1).....	31
Figure. 17 : Principe de l'Oedomètre	33
Figure. 18 : Coupe transversale de l'ouvrage (SAPTA, 2014)	37
Figure. 19 : Coupe en travers sur culée (C1) et (C2) (SAPTA, 2014).....	39
Figure. 20 : Coupe en travers sur Piles (SAPTA, 2014)	40
Figure. 21 : Coupe en travers sur Piles (SAPTA, 2014)	42
Figure. 22 : Définition de la pression limite équivalente au Préssiomètre	48
Figure. 23 : Définition de l'encastrement équivalent.....	48
Figure. 24 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu	50
Figure. 25 : Schéma de conception des semelles pour la culée 01.....	56
Figure. 26 : Schéma de conception des semelles pour la pile 04.....	57

Figure. 27: Schéma de conception des semelles pour la pile 07	58
Figure. 28 : Schéma de conception des semelles pour la culée 02.....	59
Figure. 29 : Schéma de conception des semelles pour la culée 01.....	61
Figure. 30 : Schéma de conception des semelles pour la pile 04	62
Figure. 31 : Schéma de conception des semelles pour la pile 07	63
Figure. 32 : Schéma de conception des semelles pour la culée 02.....	64
Figure. 33 : Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode	67
Figure. 34 : Nombre de pieux obtenus pour chaque méthode.....	68
Figure. 35 : Vue en plan de la conception finale du système de fondation pour la Viaduc PK 11 de l'autoroute Est-Ouest reliant le port Djen Djen et El Eulma	70
Figure. 36 : Fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (Adaptée par GeoStudio,2007).....	73
Figure. 37 : Exemple degénération du maillage et délimitation des condition aux limites	74
Figure. 38 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites.....	75
Figure. 39 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 08 pieux).....	75
Figure. 40 : Valeur maximale du tassement en mètres (Culée 01)	76
Figure. 41 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 08 pieux).....	76
Figure. 42 : Génération du maillage et délimitation des condition aux limites	76
Figure. 43 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 12 pieux).....	77
Figure. 44 : Valeur maximale du tassement en mètres (Culée 02)	77
Figure. 45 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 08 pieux).....	77
Figure. 46 : Génération du maillage et délimitation des condition aux limites	78
Figure. 47 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 12 pieux).....	78
Figure. 48 : valeur maximale du tassement en mètre (Pile 04).....	79
Figure. 49 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 12 pieux).....	79
Figure. 50 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites(Cas d'un groupe de 10 pieux).....	79
Figure. 51 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 10 pieux).....	80
Figure. 52 : Valeur maximale du tassement en mètre (Pile 07).....	80
Figure. 53 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 10 pieux).....	81

Liste des tableaux

Tableau. 1 : Les zones des différentes sismicité.....	4
Tableau. 2 : Programme d'investigation in situ	18
Tableau. 3 : Description lithologique des sondages carottés	18
Tableau. 4 : Résultats d'essai pressiométrique au niveau du sondage N° 1 et 2	22
Tableau. 5 : Résultats d'essai pressiométrique au niveau des sondages N° 3,4 et5	23
Tableau. 6 : Classification des sols d'après E_M/P_L	23
Tableau. 7 : Classification des sites(RPA/99 version 2003).....	23
Tableau. 8 : Résultats de lecture des niveaux piézométrique	24
Tableau. 9 : Résultats d'analyse granulométrique	26
Tableau. 10 : Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité.....	27
Tableau. 11 : Résultats de la limite d'Atterberg	27
Tableau. 12 : Caractéristiques physiques de sol	28
Tableau. 13 : Caractéristiques mécaniques de sol	30
Tableau. 14 : Classification des sols en fonction de C_c	31
Tableau. 15 : Résultats de l'essai Oedométrique	32
Tableau. 16 : Résultats de l'essai de gonflement libre.....	33
Tableau. 17 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple R_c	34
Tableau. 18 : Valeurs de la résistance à la compression simple	35
Tableau. 19 : Résultats d'analyse chimique exprimée en %.....	35
Tableau. 20 : Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2	39
Tableau. 21 : La combinaison des charges	40
Tableau. 22 : Récapitulatif de descente de charge pour les piles 03,04,05,06 et 07.....	41
Tableau. 23 : La combinaison des charges	41
Tableau. 24 : Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01, 02, 08, 09 et 10.....	42

Tableau. 25 : La combinaison des charges	43
Tableau. 26 : Valeur du coefficient K_p (Forni, 1981)	45
Tableau. 27 : Les valeurs de K_c	45
Tableau. 28 : Définition des catégories conventionnelles de sols	46
Tableau. 29 : Valeurs du facteur de portance $K_p(LCPC)$	47
Tableau. 30 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s	49
Tableau. 31 : Résultat de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les quatre (04) sondages à partir de formules statistiques	52
Tableau. 32 : Résultat de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les quatre (04) sondages à partir des résultats d'essai Pressiométrique	54
Tableau. 33 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée N° 01	56
Tableau. 34 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage carotté 02	57
Tableau. 35 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée 03	58
Tableau. 36 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée 04	59
Tableau. 37 : Dimensionnement des culées à partir des formules statiques	60
Tableau. 38 : Classification des piles en fonction des nombres des pieux	60
Tableau. 39 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Pressiométrique 01	61
Tableau. 40 : Résultat de calcul de la charge limite du groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage Préssiomètre 02	62
Tableau. 41 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage Préssiomètre 03	63
Tableau. 42 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage pressiométrique 04	64
Tableau. 43 : Dimensionnement des culées à partir des sondages pressiométrique	65

Résumé

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique d'étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un Viaduc « PK 11+196.780 au PK 11+591.942 » au niveau de la commune de Kaous, assurant la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma. La campagne de reconnaissance géotechnique a permis de bien caractériser les terrains de fondation, constitués essentiellement de formation marneuse en profondeur, surmonté par une couche argilo-marneuse. La conception du système de fondation a été effectuée en se basant d'une part sur la méthode statique et d'autre part sur la méthode pressiométrique avec une étude comparative, afin de valider la méthode la plus appropriée.

L'étude de conception a permis de constater que le dimensionnement des fondations profondes par la méthode pressiométrique est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol. Les résultats de capacité portante de groupe de pieux ainsi déterminée assurent en grande partie la stabilité des fondations. L'estimation des tassements a été évaluée par modélisation numérique qui reste une alternative simple et efficace pour l'approche du comportement réelle des pieux sous différentes sollicitations, les valeurs trouvées sont largement admissibles.

Mots-clés : Kaous, Viaduc, groupe de pieux, pressiomètre, dimensionnement, capacité portante.

Abstract

This final studies' project is part of the dynamic geotechnical investigation, design and sizing of deep foundations of a viaduct « PK 11+196.780 at PK 11+591.942 » at the town of Kaous, ensuring the motorway linking the port of Djen Djen in the East-West Highway at El Eulma. The geotechnical companion well permit characterized the foundation courses, consisting mainly of marl formation depth, topped by layer clay marl. The foundation system design was made based in part on the static method and the other on the pressuremeter method with a comparative study to validate the most appropriate method.

The design study showed that the design of deep foundations by the pressuremeter method is most appropriate because it reflects best the actual behavior of the soil. The results of pile group bearing capacity and assure determined largely stable foundations. The estimated settlement was evaluated by numerical modeling remains a simple and effective alternative to the approach of the actual behavior of piles under different stresses, the values found are widely eligible.

Keywords: Kaous, Viaduct, pile group, pressuremeter, dimensioning, bearing capacity.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La conception des grands ouvrages nécessite la réalisation des fondations adaptées qui assurent la partie la plus importante dans la construction de ces ouvrages, elles à leur tour de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol porteur qui doit être capable de porter ces charges. La nature d'état et ces caractéristiques mécaniques influent de façon directe sur le choix de fondation (superficielle ou profonde), indépendamment des fondations superficielles permet le recours aux fondations profondes.

Le but de ce projet est d'effectuer une étude comparative entre méthodes de calcul des fondations sur point, à savoir, la méthode proportionnelle et la méthode empirique. Cette étude, assure son importance dans le dimensionnement des fondations profondes, en permettant un choix rationnel des essais à réaliser et de la méthode de calcul à utiliser. L'effet de groupement sur un phénomène important qui a été pris en compte dans la présente étude.

Après l'étude de ces différentes méthodes, nous arrivons à :

- Évaluer les avantages et les inconvénients des deux méthodes.
- Dimensionner les fondations de Vieux-IL2 au Pk 11+500,507 par les données géotechniques réelles.

Introduction

Générale

- * Chapitre I : Introduction sur le site à l'étude de projet.
- * Chapitre II : Dimensionnement des fondations profondes.
- * Chapitre III : Dimensionnement des fondations superficielles.
- * Chapitre IV : Dimensionnement des fondations mixtes.
- * Chapitre V : Dimensionnement des fondations groupées.

Au terme de cette étude de la présente à propos des recommandations par l'auteur au choix des méthodes pour le dimensionnement des fondations sur point.

INTRODUCTION GENERALE

La conception des grands ouvrages nécessite la réalisation des fondations sécurisées qui présente la partie la plus importante dans la construction de ces ouvrages, elles ont pour rôle de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol porteur qui doit être capable de porter ces charges. La nature d'assise et ces caractéristiques mécaniques influent de façon directe sur le choix de fondation (superficielle ou profonde), l'inadaptation des fondations superficielles permet le recours aux fondations profondes.

Le but de ce projet est d'effectuer une étude comparative entre méthodes de calcul des fondations sur pieux, à savoir, la méthode pressiométrique et la méthode statique. Cette étude, trouve son importance dans le dimensionnement des fondations profondes, car permettant un choix judicieux des essais à réaliser et de la méthode de calcul à utiliser. L'effet de groupe pieux est un phénomène important qui a été pris en compte dans la présente étude.

Après l'étude de ces différentes méthodes, nous aurons à :

- Énoncer les avantages et les inconvénients des deux méthodes,
- Dimensionner les fondations du Viaduc-11.2 au Pk 11+591,942 par les deux méthodes utilisées,
- Faire une étude comparative entre les méthodes utilisées.

Afin d'accomplir ce travail, nous avons divisé notre plan de travail en cinq chapitres comme suite :

- Chapitre I : des généralités sur le site d'étude de projet ;
- 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 proposer des recommandations par rapport au choix des méthodes pour le dimensionnement des fondations sur pieux.

Chapitre I

Généralité



I. Généralités sur le site

I.1. Situation géographique

La wilaya de Jijel est située au Nord du pays, elle fait partie de la petite Kabylie, à une distance d'environ 359 Km de la capitale Alger, elle couvre une superficie de 2398,69 Km², 82% de cette surface se situe dans des zones montagneuses avec une façade maritime de 120 Km, elle est située à 5°47 (Est) de longitude et 36°49 (Nord) d'attitude.

La wilaya de Jijel est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranée.
- À l'Ouest la wilaya de Bejaia distante de 96 km.
- Au Sud-Est par la wilaya de Mila distante de 110 km.
- Au Sud-Ouest par la wilaya de Sétif distante de 136 km
- Et à l'Est par la wilaya de Skikda.

Elle est organisée administrativement en 11 d'Airât regroupant 28 communes.

Notre zone d'étude est située au Sud de la commune de Jijel plus précisément à 2 km au sud de la commune de Kaous, elle est limitée par (Fig.1) :

- ✓ Jijel centre au Nord.
- ✓ Emir Abdelkader au Sud-Est.
- ✓ Beni Ahmed à l'Ouest.
- ✓ Et Texenna au Sud.

I.2. Climat

La région de Jijel est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranée au nord et des reliefs au sud, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été. Elle est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie avec une précipitation moyenne annuelle de l'ordre de 900 mm/an.

I.3. Orographie et Relief

La wilaya de Jijel est une région montagneuse, caractérisée principalement par deux zones :

a) Zones de montagnes

Englobent une grande partie du territoire de la wilaya ; on trouve des montagnes avec des altitudes moyennes à faible au littoral et au centre de la wilaya, d'autres montagnes localisées au sud caractérisé par des hauts sommets (Dj. Tamezguida, Dj. Sidi Bouaza...etc).

b) Zones de plaines

Occupent la bande littorale, à l'exemple des petites plaines d'El-Aouana, le bassin d'oued Nil, Djen Djen et les vallées d'Oued El-Kébir).

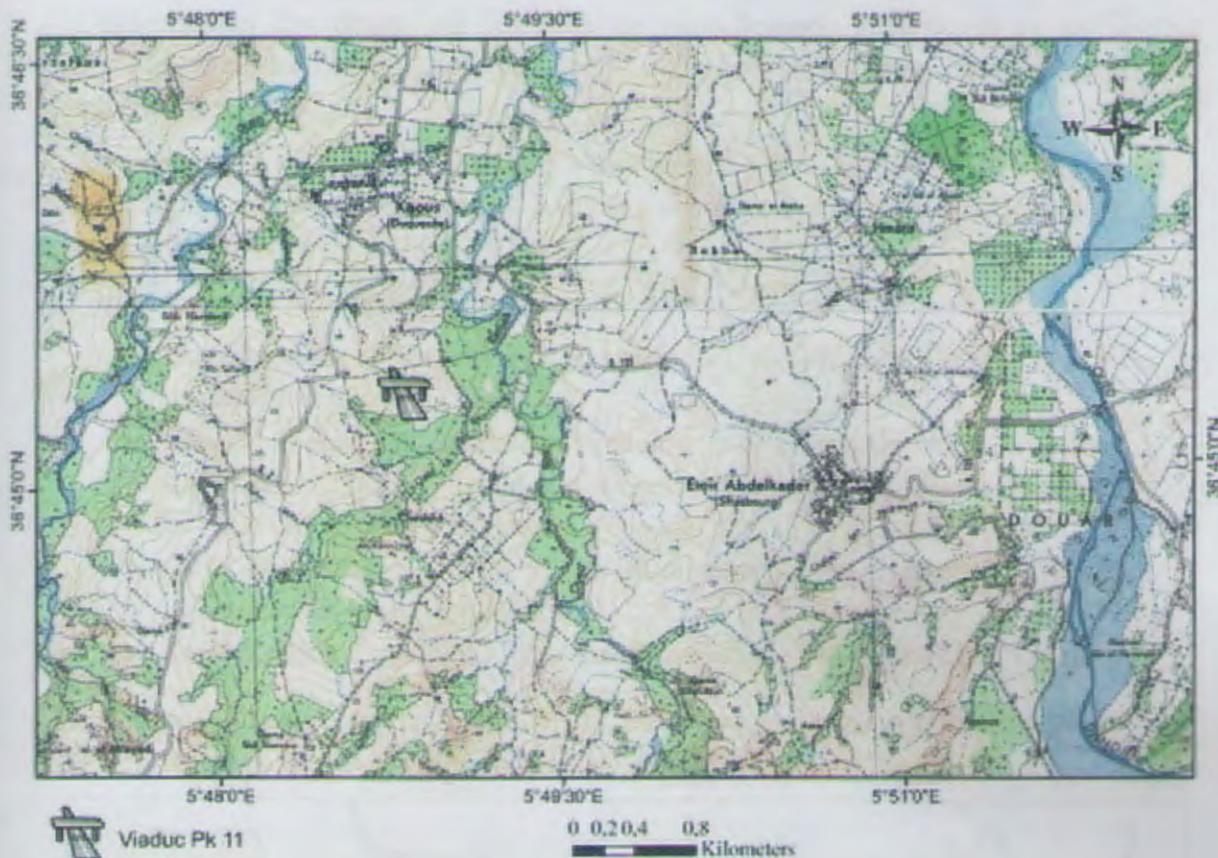


Figure. 1 : Situation géographique du site de projet (Extrait des cartes topographiques 3-4 et 7-8 de Jijel).

I.4. Topographie

La région de Kaous est caractérisée par un relief relativement faible peu accidenté. La région est constituée de trois ensembles principaux :

- Un ensemble montagneux formant le prolongement de la partie orientale du massif ancien. Il s'étend dans la partie ouest et sud de la commune, les versants limitant ce relief se caractérisent par des pentes moyennes à fortes.
- Un ensemble des collines à faible altitude, localisées dans les parties Est et Centre de la commune et abritant les principales agglomérations de Kaous, Beni Ahmed et Chaddia.
- Un ensemble de petites plaines formant les terrasses alluviales de l'oued Mencha et Bou Radjeh, occupant des superficies très réduites, il est protégé contre l'urbanisation et la pollution pour leur importance agriculture, aussi que des risques des inondations à cause de leur situation à proximité des oueds.

I.5. Réseau hydrographique

L'eau de précipitation durant l'année c'est un facteur très important qui caractérise le réseau hydraulique au site étudié.

L'alimentation des drains par les eaux de ruissellements superficiels et les sources résurgentes en relation avec la fonte des neiges des reliefs élevés compose principalement le réseau hydrographique.

Au niveau de la région étudiée les eaux s'écoulent du SW au NE, du SE au NW avec un écoulement orienté principalement NS. Avec une occupation important des cours d'eau au centre de Kaous.

Les principaux cours d'eau :

- **Oued Mencha** : résurgent dans le massif d'El Ma el Bared à Texenna et se jet en mer méditerranée.
- **Oued Bou Radjeh** : présente la limite orientale et qui délimite la commune de Kaous et Emir Abdelkader, sa source confluent avec Mencha traverse la commune en Est, et se jet ensuite à la mer.
- **Oued Bouchmat** : convergent les eaux pluviales du versant de Chaddia et confluent avec Oued Bou-Radjah.
- **Oued Kissir** : il prend sa source dans le massif d'El Ma el Bared de Texenna.

Ces oueds sont alimentés par un réseau de Châbates réparties à travers le territoire (Fig.2)

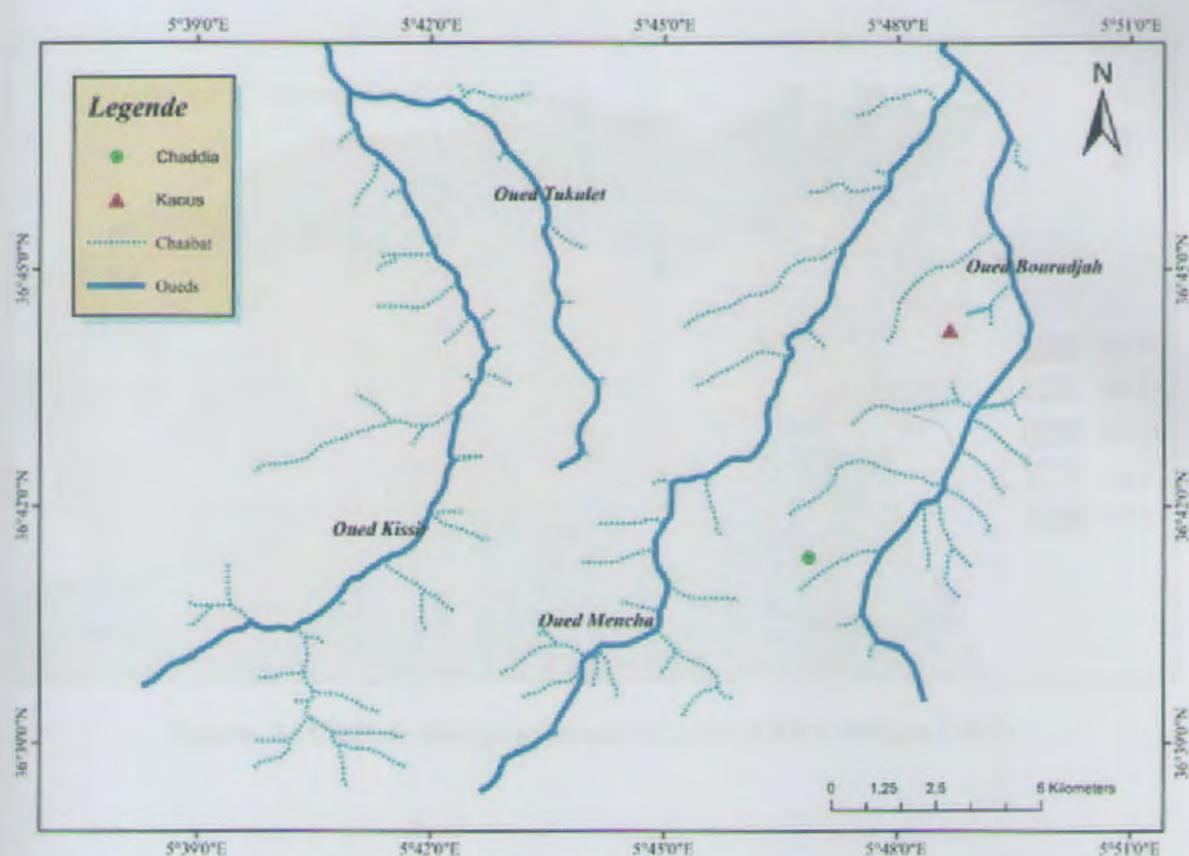


Figure. 2 : Carte hydrographique au niveau de la région de Kaous.

I.6. La sismicité

D'après le document « Règles Parasismique Algérienne » RPA version 2003, l'Algérie est subdivisée en cinq zones de sismicité variable (Tab.1).

Tableau. 1 : Les zones des déférentes sismicité

RPA /version 2003	
Zone : 0	Sismicité négligeable
Zone : I	Faible sismicité
Zone : IIa , IIb	Sismicité moyenne
Zone : III	Sismicité élevée

Les objectifs de ce document est d'assurer la protection des vie humains et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique .

D'après la carte de zonnage seismique (Fig.3) la wilaya de Jijel fait partie de la zone de de moyenne sismicité (Zone IIb).

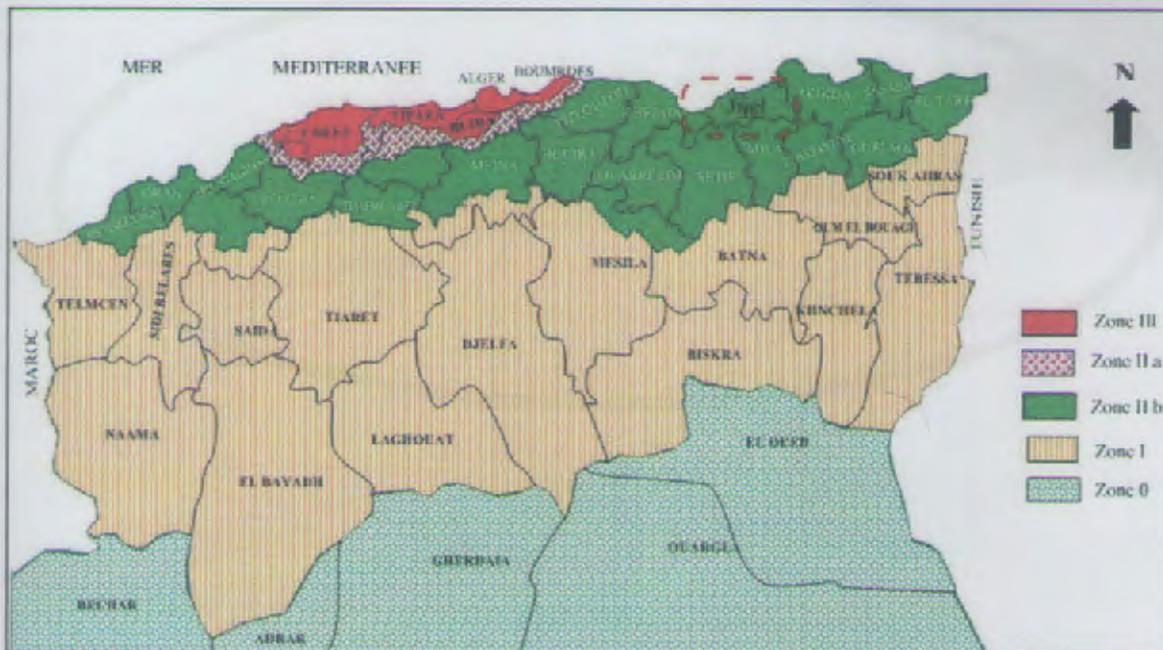


Figure. 3 : Carte de zonnage sismique (d'après le RPA version 2003)

II.1. Introduction

En Algérie le district Algérie s'étend approximativement d'Ouest en Est le long de l'axe méditerranéen. Cette dernière, constitue en fait des segments de la grande chaîne des Alpes-Nord des Pyrénées sur plus de deux mille kilomètres (2000 km), allant de Gibraltar à la Corogne (Pérez, 1972).

Chapitre II

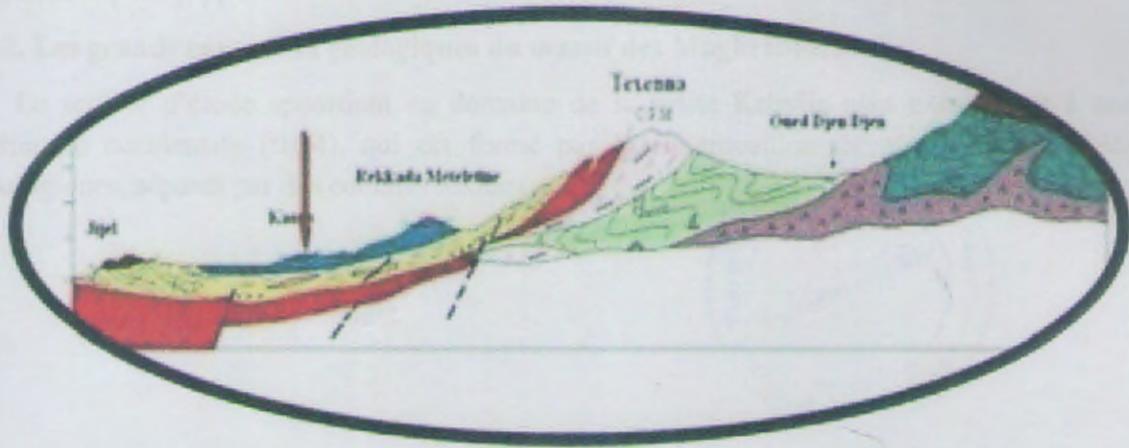
Contexte

Géologique

- La structure des flyschs
- La dorsale algérienne

Sur l'ensemble de ces unités géologiques exposés en Algérie, nous nous sommes intéressés à la structure géologique.

II.2. Les grands axes



II.1. Introduction

En Algérie la chaîne Alpine s'étend linéairement d'Ouest en Est le long du littoral méditerranéen. Cette dernière, constitue l'un des segments de la grande chaîne des Maghrébides qui s'étale sur plus de deux milles kilomètres (2000 Km), allant de Gibraltar à la Calabre (Villa, 1971).

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

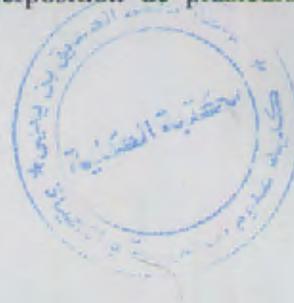
Sur le plan structural, les Maghrébides sont constituées par un charriage de plusieurs nappes sur la plate-forme africaine, on y distingue, de l'intérieure vers l'extérieure de la chaîne :

- Le domaine interne ;
- Le domaine des flyschs ;
- Le domaine externe ;

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

II.2. Les grands ensembles géologiques du massif des Maghrébides

Le secteur d'étude appartient au domaine de la petite Kabylie plus exactement à son extrémité occidentale (fig.4), qui est formé par la superposition de plusieurs ensembles géologiques, séparés par des contacts anormaux.



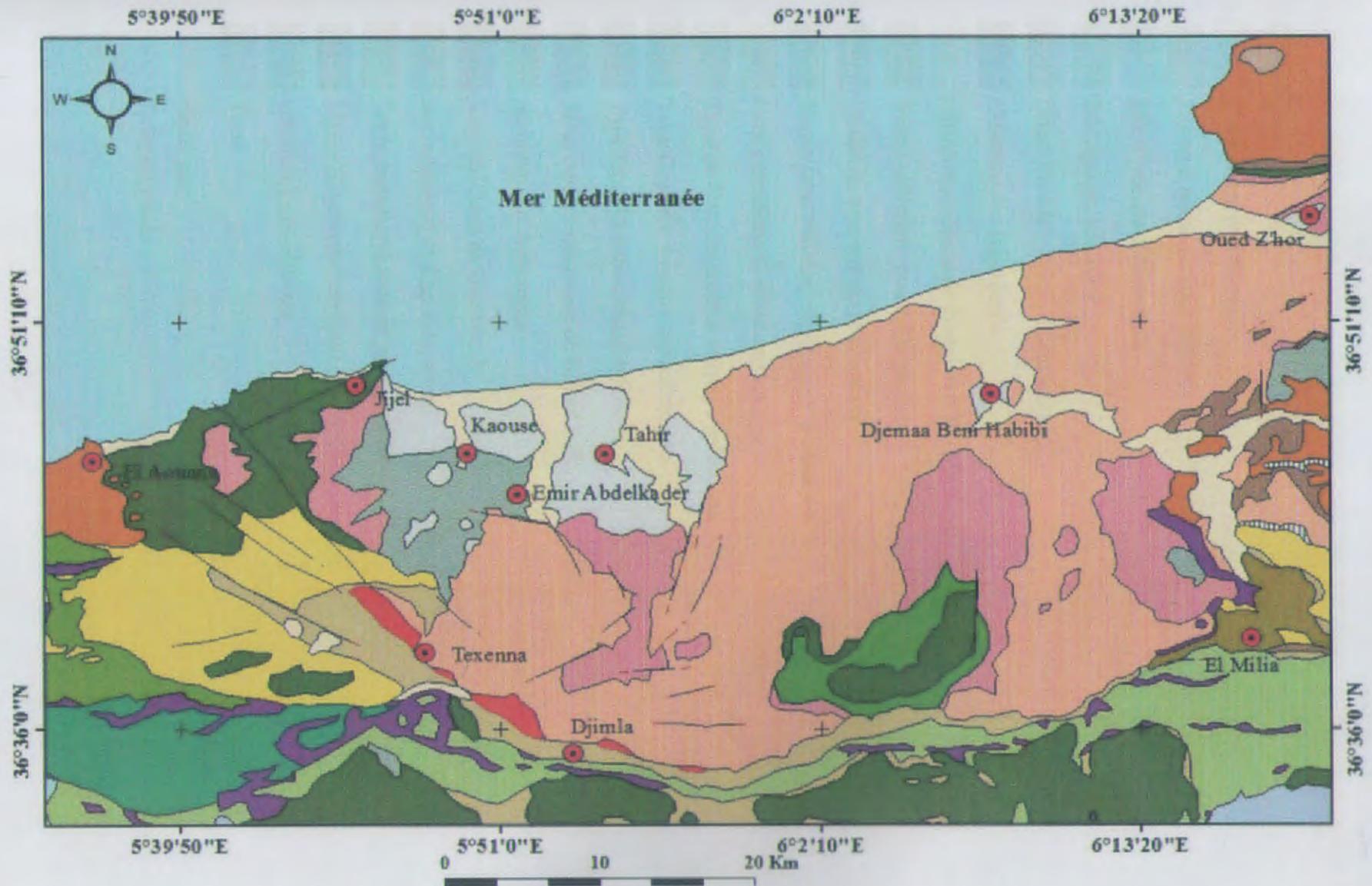


Figure. 4 : Carte géologique de la région d'étude (extrait de la carte structurale au 1/25 000 La chaîne Alpine Orientale) (Jean Marie Vila ,1978).

Fig. 1. La structure tectonique (d'après Benyahia)

Le schéma est les unités géologiques suivantes :

Légende

Q	Quaternaire indifférencié
P	Pliocène marin de zone cotières
mP	Mio-Pliocène continentale
m'	Burdigalien supérieur
OM	Oligo-Miocène kabyle olistostromes
OF	Olistostromes superposés
OT	Olistolites telliens de la région d' EL Milia
T	Unités telliennes non différenciées
F	Unités de type Adissa et sènonien
PT	Nappe péni tellienne cénomanién à sènonien
gN	Grès numidiens et séries mixtes
DJ	Type de Djemila créacé moyen à paléocène
GA	Type Gouraya Arbalou créacé moyen
DA	Type Draa El Arba créacé inférieur
U	Série typique marneuse de Djebel Safia
Fm	Série typique à phtanites
FM	Série médiane de Guerrouch
SB	Socle basique de Cap Bougaroun
SK	Socle métamorphique de petite kabylie
UST	Unités Sendouah-Tebellout à substratum basique
G	Granites, grano-diorites
t	Trias
—	faille vue
- - -	faille supposée

II.2.1. Le domaine interne (domaine Kabyle)

Il comprend les ensembles géologiques suivants :

II.2.1.1. Le Socle Kabyle

Le socle par une définition géologique c'est un sabot qui présente un vaste ensemble de terrain très plissés ; en générale métamorphisés et souvent largement granitisé, qui a été pénéplané.

Le socle Kabyle est constitué par des formations cristallophylliennes anté-triasiques qui sont largement charriées vers le Sud sur les formations de type flysch et les formations telliennes (*Duran Delga, 1955 ; J P, Bouillin, 1977*), et sur lequel reposent en discordance des terrains sédimentaires (et /ou volcanique) formant la couverture. Il comprend deux grands ensembles :

- Un ensemble inférieur constitué par des gneiss varié, d'amphibolites et proxénètes, des marbres saccharoïdes à grenat avec des passés magmatiques et des intrusions aplopegmatitique et mylonitique (*Durand Delga, 1955*).
- Un ensemble supérieur composé par des schistes satinés, de micaschistes, de phyllades, des porphyroïdes oeillés, caractérisé par une zone inférieure à biotite et une supérieure à chlorite (*Durand Delga, 1955*).

II.2.1.2. La Dorsale Kabyle

Elle est respectivement nommée « chaîne Liasique » ; *Fischeur (1909)*, « chaîne calcaire » ; *Glangeaud (1932)*, et enfin « dorsale Kabyle » ; *Durand Delga (1969)*. En Algérie Orientale, la chaîne calcaire constitue avec le socle le corps allochtone le plus septentrional, son contact de base est particulièrement spectaculaire à ses deux extrémités, à l'Ouest au Djebel Sidi Driss (*Raoult, 1969*), à l'Est dans le secteur Safia-Filfila (*Durand Delga, Raoult et Villa, 1967*).

La limite entre le socle Kabyle au Nord et les zones telliennes plus externes au Sud est repérée par la dorsale kabyle. Elle affecte les extrémités méridionales du socle Kabyle, et montre des termes allant du Permo-Trias à l'Oligocène. L'étude lithologique par *J F. Raoult (1974)* et *J M. Vila (1980)* permet de classer trois domaines qui sont du nord vers le Sud :

- **Dorsale interne**

Elle est définie comme un séries pratiquement complète allant du Permo-Trias jusqu'au Néocomien, constituées de conglomérat à la base et des calcaires au sommet, ces séries caractérisées par des calcaires néritiques massifs riches en microfaune benthiques (Algues et Foraminifères), qui atteignent le sommet du lutétien.

- **Dorsale médiane**

Caractérisée par la constance des dépôts marno-calcaire à microfaunes pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur et par une lacune des termes du Crétacé moyen. Elle est aussi caractérisée par son aspect condensé et une épaisseur très réduite.

• Dorsale externe

Elle présente un Crétacé supérieur et un Eocène inférieur détritique et lacuneux. Cette série comporte des calcaire silicifiés et en discordance, couverts par des conglomérats du Campanien. Elle repose en contact anormal sur les flysch, ces derniers sont placés en position méridionale par rapport à la chaîne calcaire (*Bouillin, 1977 ; Raoult, 1974,1975 ; Djellit, 1987 ; villa,1980*).

La dorsale Kabyle est absente dans notre secteur d'étude, en position équivalente on rencontre une formation calcaire et volcano-sédimentaire, c'est le complexe volcano-sédimentaire qui forme une bande pincée entre l'unité du flysch schisto-gréseux et le socle gneissique (*H. Djellit, 2014 ; Durand Delga,1969 ; Bouillin, 1970*).

II.2.1.3. Les formations de l'Oligocène Kabyle et les Olistostromes

a) L'Oligo-Miocène Kabyle (OMK)

Formation détritique, constitue la couverture sédimentaire, transgressive et discordante du socle Kabyle, elle occupe une grande partie de la ville de Jijel. Les formations de l'OMK comportent :

- Une discordance conglomératique, suivie par des grés lithique et micacés, due à la destruction de socle.
- Le sommet formé par des pelites et des silexites à radiolaires et diatomées. (*Durand Delga, 1955*) d'âge Oligocène supérieur à Aquitanien.

b) Les Olistostromes

Ce sont des formations tectono-sédimentaires synchro-nappes de blocs et klippes de flysch dans des passées de grés-micacées. L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable (*J.P. Bouillin et J.F. Raoult, 1971 ; J.P. Bouillin et al., 1973 ; J.P. Bouillin, 1977*).

II.2.1.4. Le Nummulitique

Formations grés-micacées d'âge Priabonien (Eocène supérieur) à Oligocène supérieur, qui constitue la couverture de la chaîne calcaire (dorsale Kabyle) et du flysch maurétanien.

(*J.P. Bouillin, 1977 ; J.F. Raoult 1979*).

II.2.2. Le domaine de flysch

Les formations de type flysch sont des formations sédimentaires détritiques terrigènes souvent épaisses, composé essentiellement d'un empilement de turbidites, typiquement en concordance avec les couches sous-jacentes, et déposé dans une zone orogène aujourd'hui tectonisé.

Il affleure comme des bands continus au sud des massifs anciens. Généralement subdivisés en deux types sont rarement identique et tous les intermédiaires sont connus depuis, un Maurétanien interne jusqu'à un massylien à nettes influence telliennes : les Flysch Maurétanien et les Flysch Massylien (*Bouillin et al. 1969*).

a) Le Flysch Maurétanien

Comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien, leur stratification de bas en haut :

- Un préflysch calcaire du Tithonique-Néocomien constitué d'une alternance de marnes grises et de turbidites calcaires.
- Les flysch de Guerrouch (un ensemble à grès homométrique à cassure verte), attribué à l'Albo-Aptien.
- Les phtanites rouge et blanc du cénonanien supérieur.
- Les microbrèches à ciment spathique riche en quartz, peuvent être remplacées par des microconglomérats.
- Au sommet des conglomérats et des grès micacés Tertiaires (Eocène à Oligocène).

b) Le flysch Massylien

Le terme de flysch Massylien a été proposé par *J.P. Raoult (1969)*, pour caractériser les formations détritiques schisto-quartzitiques. Ce flysch 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 calcaires 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-Cénonanien. 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 (*J.P. Raoult, 1969*).

c) Le flysch Numidien

Il forme une nappe la plus haut de l'édifice alpin d'âge Oligocène supérieure à Miocène inférieure, Il comprend de bas en haut :

- Des argiles colorées (vertes, rouge, jaune et grises) qui sont des argiles sous-numidiennes à tubotomaculum (oligocène moyen-supérieur) à intercalation calcaro-gréseuse à glauconie.
- Des grès à dragées de quartz en banc épais et à grains hétérométrique (Aquitaniens-Burdigaliens inférieure).
- Alternance de pélites bleuté et de marnes à intercalation gréseuse décimétrique.
- Des bancs de calcaire gréseux associés à des marnes calcaires au sommet de cette série.

II.2.3. Le domaine externe

L'ensemble tellien est caractérisé par la prédominance de faciès de marno-calcaires, qui s'étalent du Néocomien au Lutétien (*J.P. Bouillin, 1977*).

En Algérie les séries Telliennes ont été présentées par les phases tectonique tertiaire en trois grandes unités séparés par des lignes paléogéographiques du crétacé, du Paléocène et de l'Eocène (*Wildi, 1983 ; Villa, 1980*) et qui sont :

- ✓ **Une série Ultra-tellienne** : Cette série comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène (*J.M. Villa, 1980*).
- ✓ **Une série Méso-tellienne** : Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique, elle est considérée comme la couverture de la plate-forme constantinoise (*J.M. Vila, 1980*).
- ✓ **Une série Péni-tellienne** : Cette série se distingue par des formations Jurassique-Crétacés, caractérisées par des faciès intermédiaires entre les faciès de la plate-forme (calcaire et marno-calcaire du néritique) ; et des faciès de bassin (marne du domaine tellien).

II.2.4. Les formations post-nappes

Elles sont représentées principalement dans le bassin Néogène de Jijel par des marnes gris-bleutés à passées calcaireuses discontinues souvent en miches de couleur jaune, daté du Burdigalien-Langhien et des formations conglomératiques du pliocène (*Raoult, 1982*).

✓ La série marneuse

Elle repose en discordance sur le socle Kabyle de part et les molasses Olistostromiques Aquitano-serrevallienne d'autre part, et comporte :

- Des marnes bleues à un peu de passées calcaireuses discontinues avec des miches de couleur jaune correspondre au Tortonien moyen-Messinien.
- Certains blocs numidiens occupent des positions structurales hautes vis-à-vis des mollasses Oligocène-miocène.

✓ Les conglomérats du Pliocène

Constitués par des blocs conglomératiques de grande épaisseur, ces blocs anguleux ; mal classés et de déverse taille, emprunté soit au socle kabyle soit à l'unité à matériel flysch. Ils reposent soit sur les marnes Tortonio-messinienne, soit sur les blocs de flysch dissocié (*Djellit .H, 1987*) encore.

II.2.5. Les roches magmatiques

Les roches magmatiques de la Petite Kabylie sont principalement représentées par :

- Des roches granitiques (granites) qui occupent des surfaces importantes et qui sont réparé en deux massifs principaux le massif de cap Bougaroun au nord, et le massif des béni Toufout au sud (*Bouillin, 1977*).
- Des roches microgranitiques qui forment généralement des petits massifs éruptifs, localisés aux environs de Collo et EL Milia.
- Des roches volcaniques (rhyolites, trachytes, andésites, etc.) localisé dans la région de Cap fer, Cavallo et Collo.

II.2.6. Les formations quaternaires

Elles sont localisées essentiellement dans le bassin de Jijel, elles comprennent :

- ✓ **Les dunes du sable** : elles divisé en deux espèces s'étalent au long de littoral et qui sont :
 - Les dunes actuelles à sable fin plus ou moins consolidés.
 - Les dunes anciennes du sable fin limoneux parfois consolidés.

- ✓ **Les Alluvions** : elles sont représentées par :
- Dépôt alluvionnaire actuels caractérisé par des éboulis et des brèches consolidées
 - Dépôt alluvionnaires anciens caractérisé par les terrasses alluviales anciennes des vallées.

II.3. Aspect structural de la partie occidental de la Petite Kabylie

La structuration géologique du massif de la Petite Kabylie est le résultat de plusieurs phases tectoniques d'âge Tertiaire à cause de la convergence Nord-Sud entre les plaques eurasienne et africaine, ces phases sont :

▪ Tectonique Anté-Oligocène

La tectonique anté-Oligocène est caractérisée par de grands accidents cassants d'ampleur régionale et de direction variée : Nord-Sud, Est-Ouest, Nord-est/Sud-ouest, et Nord-Ouest/Sud Est

Cette tectonique cassante semble être à l'origine de la structuration du massif de la Petite Kabylie en horsts et grabens. Par ailleurs, ces grands accidents tectoniques cassants (accident du socle) semblent avoir guidé la mise en place des roches magmatiques.

▪ Tectonique miocène

Elle semble être responsable de la structuration géologique actuelle du massif de la Petite Kabylie. Cette phase tectonique s'est manifestée par des plissements, des charriages, et une reprise des rejeux de failles qui ont surtout rejouées en failles décrochantes.

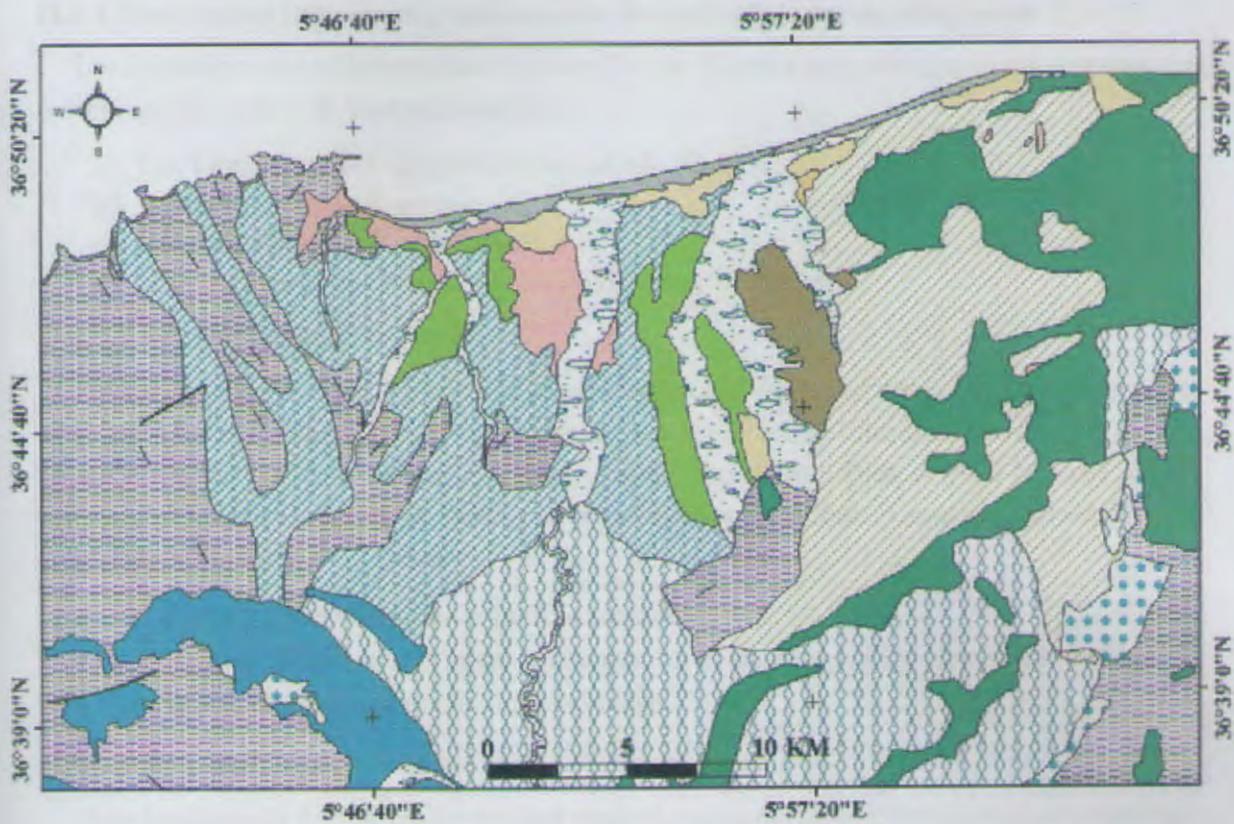
Par ailleurs, ces rejeux de failles semblent avoir joué un rôle important dans la mise en place des roches magmatiques miocènes, et dans la remontée diapirique du Trias (*Bouftouha, 2005*).

Au Néogène, la tectonique est marquée par le retrait de la mer de la plus grande partie des terres émergées. Les invasions marines ne vont atteindre que des aires limitées, notamment les dépressions côtières (bassin de Jijel, bassin de Oued Zhor, El-Milia, et le bassin de Collo) où vont se déposer les marnes blues du Miocène terminal. Les zones montagneuses immergées ont subi une intense érosion et modelage qui leur ont donnée l'aspect actuel.

Par ailleurs, les données géologiques et géomorphologiques mettent en évidence des rejeux récents d'accidents tectoniques qui ont introduit d'importantes perturbations dans le réseau hydrographique.

II.4. Les grands ensembles géologiques de la zone étudiée

De point de vue géologique la zone d'étude (Commune de Kaous) fait partie du bassin Néogène de Jijel, formé essentiellement par des dépôts Mio-Plio-Quaternaire. Le bassin Néogène de Jijel est limité au nord par la mer méditerranée, au sud par les montagnes de Beni-Khatib (Texenna) et de Beni-Afeur (Chahna) à l'est, et les montagnes de Guerrouch et d'El-Ouana à l'Ouest.



Légende

- | | |
|---|--|
| Dunes actuelles sables grossiers | Burdigalien marnes grises, parfois sableuses |
| Dunes anciennes sables fins limoneux | Numidien alternances d'argiles et des grès |
| Alluvions récentes | Maurétanien constitué des grès |
| Alluvions marécageuses | Crétacé indifférencié |
| Alluvions quaternaires terrasses anciennes | Schistes, phyllades et quartzo phyllades |
| Eboullis de grès et brèches consolidées | Micaschistes |
| Pontien dépôts détritiques cailloutis, galets | Schistes et micaschistes granulitisés |
| Sahélien essentiellement des marnes bleues | Calcaires cristallins |
| | faille vue |
| | sondage |

Figure. 5 : Carte géologique de la région d'étude (Extrait de l'esquisse géologique de Jijel Provenant de la carte géologique d'El Milia au 1/25 000).

II.4.1. Description litho-stratigraphique des formations de bassin néogène de Jijel

Les formations qui affleurent dans la zone d'étude (Kaous) sont principalement représentées par la Figure 5 et 6 de la base au sommet :

- a) Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle (O.M.K) ;
- b) Les formations post-nappes
- c) Les formations du flysch numidien ;
- d) Les formations quaternaires et les recouvrements divers ;

II.4.1.1. Les dépôts quaternaires

Les dépôts récents, sont représentés dans notre zone d'étude par des formations à caractère détritique, qui couvrent les zones basses ou de plaine comme le littoral de la ville de Jijel, les berges et les lits des cours d'eau important comme l'oued Djen Djen et oued Mencha, où les terrasses récentes constituent de vastes plaines alluviales cultivables. Ces dépôts se subdivisent en trois types essentiels de faciès :

- Les sables côtiers : dunaires et parfois consolidés ;
- Les terrasses récentes : occupent les berges des cours d'eau et les plaines alluviales ;
- Les argiles de recouvrements : limons rouges.

II.4.1.2. Les dépôts postes nappes

Dans la région de Kaous, les formations géologiques sont représentées en majeure partie par les dépôts postes nappes, constitués par :

➤ La série marneuse

Cette série rapportée au Tortonien moyen-Messinien est essentiellement composée de marnes bleues parfois jaunâtres par endroits à passées calcareuses discontinues renfermant des miches calcaires jaunes ocre allant sur des grandes épaisseurs (300 m) (*d'après Djellit, H.*)

Ces marnes constituent la formation la plus dominante, en profondeur ces marnes sont très compacte et se comporte comme une roche, leurs couleurs est grisâtre à bleuté. En surface, ces marnes devient plus friable à cause du contact avec l'eau et se transforme en marne argileuse à argile marneuse moins compacte et instable en présence de l'eau.

Au niveau de Rekada Metlatine, la série marneuse est bien visible, présentant une couleur plutôt grise à bleue très épaisses et fortement ravinée.

➤ Les conglomérats du Pliocène

Constituées essentiellement par des conglomérats, qui comportent des blocs arrondis pouvant atteindre 1 m de diamètre, mal classés et de taille variable empruntées en totalité soit au socle Kabyle, soit aux unités à matériel flysch. Dans la zone d'étude ces conglomérats sont bien visibles et occupent en grande partie la ville de Kaous, et les sommets des localités de T'hourat et Z'biriati à l'Est de la ville de Jijel et reposent généralement sur les marnes bleues post-nappes du Tortono-messinien (Djellit, 1987).

II.4.1.3. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle (OMK)

Dans la région de petite Kabylie occidentale, les formations de l'OMK sont représentées par les conglomérats polygéniques transgressifs et discordants sur le socle kabyle paléozoïque, datées de l'Oligocène (*H. Djellit, 1987*), auxquels se superposent des dépôts molassiques, à matrice marneuse comportant les corps ou unités Olistostromiques qui y sont associés. Les formations de cet ensemble sont datées du début de l'Oligocène supérieur (*J.F. Raoult, 1974 et J.P. Bouillin, 1979*) jusqu'à l'Aquitano-Serravallien (*H. Djellit, 1987*).

Dans l'OMK, on trouve des unités dites Tectono-sédimentaires de taille, de nature et d'âge variés, ayant glissé dans le bassin de sédimentation à la faveur des mouvements tectoniques méridionaux qui s'appellent Olistostromes. Ces derniers peuvent avoir une taille métrique comme ils peuvent atteindre une taille kilométrique jusqu'à former une nappe gravitaire tronchée à sa base et microplissée.

Au niveau de la région d'étude les formations de l'OMK peuvent être représentées par :

II.4.1.3.1. Les conglomérats de base :

Bien visible au niveau du Ouedjana est formant le littoral rocheux. Ces dépôts sont constitués de bancs métriques de conglomérats polygéniques moyens à grossiers, remaniant divers débris marno-calcaires métamorphisés, des schistes et des galets phylladiques dans une matrice quartzo-pélimitique. Ces bancs sont généralement séparés par des passées décimétriques des marnes jaune ocre parfois grise et indurée.

II.4.1.3.2. Les formations molassiques de l'OMK

Représentés par une matrice marneuse à passées gréseuses décimétriques à métrique de couleur brun-tabac. Cette matrice à caractère molassique peut évoluer vers d'autres faciès à tendance flyschoides.

La molasse de l'OMK présente plusieurs faciès à l'affleurement représentant des olistolites kilométriques, bien visible au niveau de la région de Mezghitane et Kissir.

- **La matrice marneuse à passées gréseuses**

Elle affleure dans la région de Mekasseb, cette matrice est représentée par des marnes grises à jaunes avec des passées argileuses vari colores plastiques parfois rouges ocres englobant des nodules ferrugineux mais souvent recouverte par les dépôts quaternaires et les aires urbanisée.

- **Le faciès flysch grés-micacé**

Il est constitué d'une alternance de bancs décimétriques parfois centimétriques de grés fins légèrement quartzitiques souvent à ciment quartzo-pélimitique micacés brun-tabac et des argiles jaunes indurées parfois légèrement marneuses. Cet ensemble lithologique daté du Priabono-oligocène est partout microplissée (Djebel Talouda).

Ce faciès débute par des bancs gréseux épais de l'ordre de 2 à 3m sur une épaisseur de 50m au total. Ces bancs gréseux affleurent à Ouled Aissa (Château d'eau) forment les reliefs hauts de Talouda, du Djebel Sidi Said et les monticules de T'Har et Boughdir (Est du mont Mezghitane). Au sommet la série évolue vers des termes plus marneux à rares passées de bancs calcaro-gréseux.

Le faciès flysch grés-micacé marque la lisière méridionale de l'OMK avec les formations marneuses du Tortono-Messinien (post-nappe).

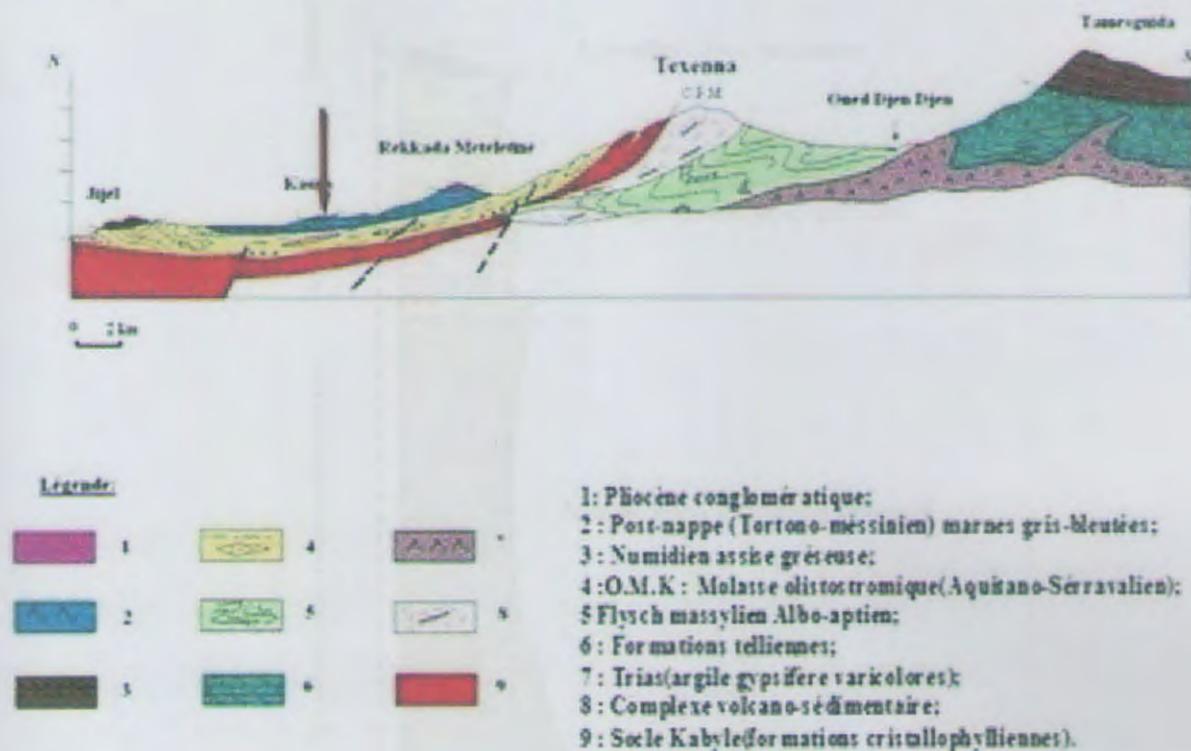


Figure. 6 : Coupe N-S montre la région d'étude (Daas et Zemamouch, 2015).

II.4.1.4. Le flysch numidien

Cette formation est bien présentée au niveau de Djebel Mezghitane (380 m) et la région de Kissir à l'ouest de la ville de Jijel. 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 ;

Les grès numidien sont des roches consistantes et dures, c'est pourquoi, ils se rehaussent surtout sur le relief par sa plus grande résistance à l'altération, formant clairement des pointes de roche sur le relief.

L'assise gréseuse épaisse en bancs épais et réguliers, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur présente un grès quartzueux 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.

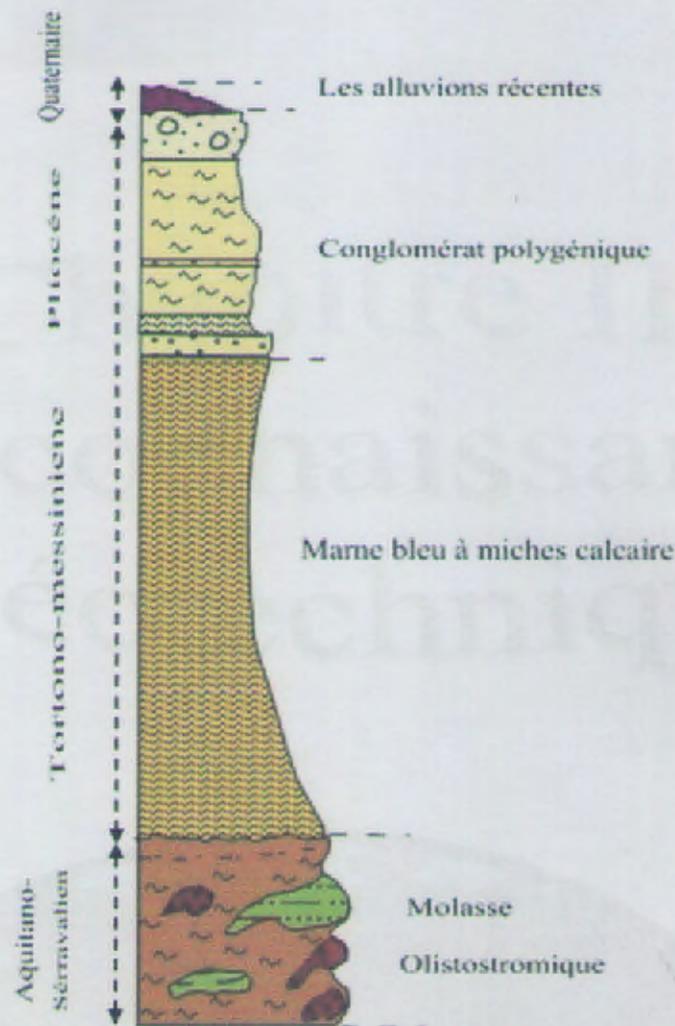


Figure. 7 : Log stratigraphique de région d'étude (d'après Djellit).

II.5. Conclusion

En vue de la géologie régionale, la commune de Kaous fait partie du bassin néogène de Jijel, les formations géologiques qui affleurent dans cette zone sont principalement représentées par :

- Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle (O.M.K) ;
- Les formations post-nappes ;
- Les formations du flysch numidien ;
- Les formations quaternaires et les recouvrements divers ;

10.1 Introduction
10.2 Les différents types de sondages
10.3 Les sondages géotechniques
10.4 Les sondages géotechniques à percussion
10.5 Les sondages géotechniques à rotation

Chapitre III

Reconnaissance Géotechnique



III.1. Introduction

Avant la réalisation de chaque ouvrage. On doit obligatoirement effectuer une reconnaissance géotechnique avec une étude de sol, afin de obtenir des informations sur :

- ✓ La nature lithologique des couches ;
- ✓ Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol ;
- ✓ Le système de conception, de dimensionnement et d'exécution des travaux.

Les résultats des essais nous permettent par l'application des lois de la mécanique des sols d'estimer la capacité portante du sol, la stabilité de l'ouvrage, et définir un prédimensionnement basé sur les charges transmises par l'ouvrage.

III.2. Campagne de reconnaissance

L'étude géotechnique par sondages carottés, sondages pressiométrique et essais piézométrique (Tab.2) au niveau du site de projet a été effectuée par le laboratoire de l'habitat de la construction de l'Est « L.H.C. Est », comme présentés dans le tableau 2 ci-dessous :

Tableau. 2 : Programme d'investigation in situ

Type d'essai	Nombre d'essai	Profondeur d'investigation
Sondage carotté	04	20 à 25 m
Sondage Pressiométrique	05	20 à 25 m
Essai piézomètre	03	Au niveau de chaque Sondage

III.3. Lithologie du site et contexte géotechnique (Sondages carottés)

Afin de connaître la nature lithologique du site de projet cinq sondages carottés ont été effectués avec des profondeurs d'investigations qui varient entre 20 et 25 m au niveau de l'implantation des appuis de l'ouvrage, l'ensemble des résultats sont présentés dans le tableau 3 ci-après :

Tableau. 3 : Description lithologique des sondages carottés

N° Sondage	Profondeur	La lithologique
01	0.0-0.40 m	Terre végétale
	0.6-9 m	Argile marneuse verdâtre
	9-20m	Marne très compacte grisâtre parfois fissuré
02	0-3m	Argile marneuse verdâtre
	3-25m	Marne très compacte grisâtre parfois fissurée
03	0-4m	Argile marneuse verdâtre
	4-25m	Marne très compacte grisâtre parfois fissuré
04	0-0.4m	Terre végétale
	0.4-4m	Dépôt alluvionnaire
	1.5-4m	Argile marneuse graveleuse verdâtre

05	4-20m	Dépôt alluvionnaire
	0-2m	Marne très compacte
	2-24m	Intercalation de couches de marne grise calcaireuse et calcaire gréseux très compacte



Figure. 8 : Photo des carottes obtenus dans le sondage N°01.



Figure. 9 : Photos des carottes obtenus dans le sondage N°02.



Figure. 10 : Photos des carottes obtenus dans les sondages 03 et 04.

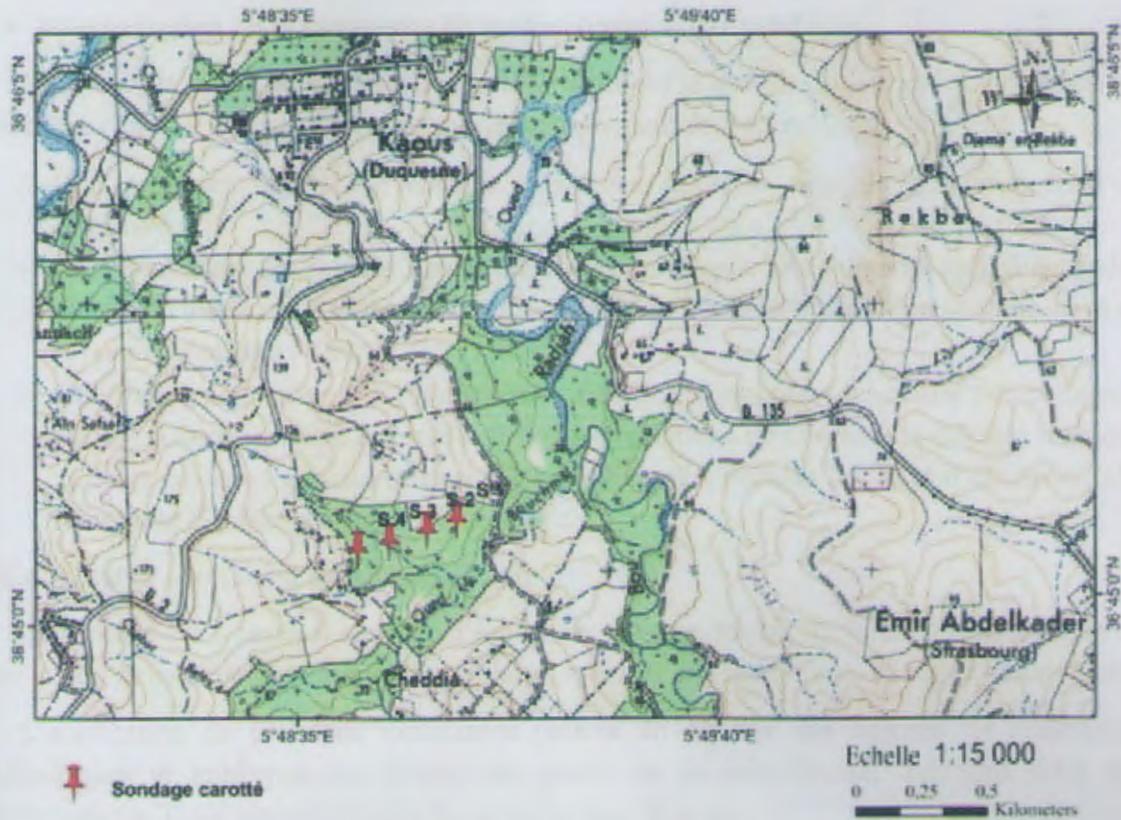


Figure. 11 : Plan d'implantation des sondages carottés (Extrait des cartes topographique 3-4 et 7-8 de Jijel).

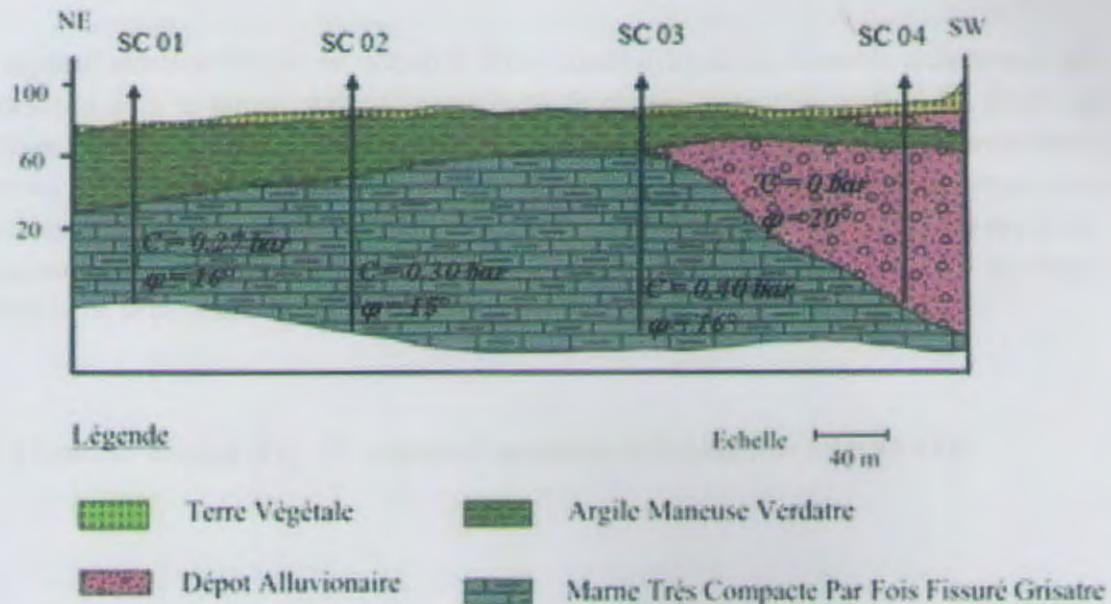


Figure. 12 : Coupe géotechnique au niveau de site d'étude

➤ Interprétation de la campagne de reconnaissance par sondages

A partir de la coupe géotechnique (Fig.12) établie sur la base des colonnes lithologiques des sondages (Tab.2), le terrain est constitué essentiellement de trois couches :

- Une première couche de surface constituée de terre végétale d'environ 0.60 m d'épaisseur,
- Une deuxième couche de dépôt alluvionnaire (dépôt conglomératique) d'épaisseur réduite au niveau de l'ensemble des sondages mais qui présente une épaisseur de 16 m au niveau du sondage N°04.
- Une troisième couche d'argile marneuse verdâtre, surmontant de marne très compacte parfois fissurée grisâtre qui présente des intercalations de couches de calcaire marneux voir des calcaires gréseux très compact, cette couche dépasse les 20 m d'épaisseur, elle représente le substratum au niveau du site.

III.4. Essai in situ (Essai Pressiométrique)

Le procédé est simple, il consiste à introduire dans un forage légèrement surdimensionné une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire, munie d'une membrane, dilatable radialement.

L'application de pressions croissantes permet de générer des champs de contraintes cylindriques et uniformes au niveau des parois de la zone d'essai induisant ainsi des déformations. Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- 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 ;

L'appareil pressiométrique est constitué d'une sonde cylindrique dilatable radialement que l'on descend dans le forage et d'un appareillage de mesure restant en surface. La sonde est constituée de trois cellules qui exercent sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes selon une progression arithmétique au niveau de la cellule centrale de mesure, Les déplacements de cette paroi qui en résultent sont lus ou enregistrés pour chacune des pressions en fonction du temps. L'essai consiste à mesurer la déformation radiale moyenne d'un forage en fonction de la pression d'eau.

- La figure ci-dessous (Fig.13) présente l'appareille Préssiomètre (NF P 94-110).

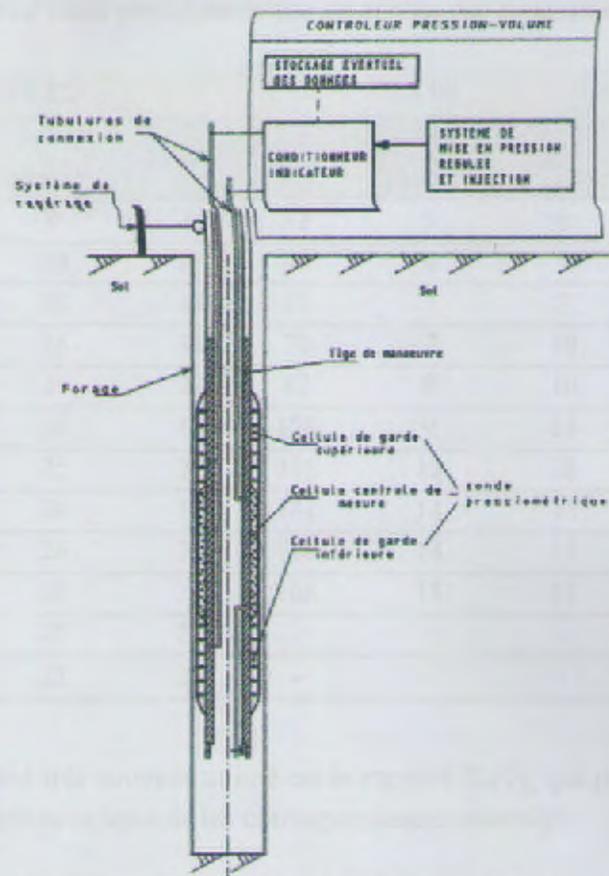


Figure. 13 : Schéma du Préssiomètre (NF P 94-110).

Au niveau du projet les essais pressiométrique ont été effectués au niveau de cinq sondages avec un palier d'essais de 2 m, les tableaux 3 et 4 ci-dessous présentent les résultats d'essai :

Tableau. 4 : Résultats d'essai pressiométrique au niveau du sondage N° 1 et 2

Profondeur en m	SP 01			SP 02		
	Module de déformation E_M	Pression limite P_L en (bars)	E_M/P_L	Module de déformation E_M	Pression limite P_L en (bars)	E_M/P_L
-2	55	6	9	33	6	6
-4	52	5	10	48	8	6
-6	61	6	10	168	10	17
-8	101	7	14	201	12	14
-10	90	11	8	233	13	17
-12	55	7	8	216	13	17
-14	122	16	8	297	14	21
-16	150	15	10	215	16	13
-18	150	12	13	189	15	13
-20	147	16	9	206	16	13
-22	-	-	-	203	16	13
-24	-	-	-	161	15	11

Tableau. 7 : Classification des sites (RPA/99 version 2003)

Catégorie	Description	P_L (Mpa)	E_M (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

➤ Interprétation des résultats

- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport E_M/P_L le sol est de type : argiles légèrement surconsolidées à surconsolidées.
- D'après RPA/99 version 2003 basé sur la valeur du Module pressiométrique E_M et la pression limite P_L ; le site support du projet est classé :
 - Catégorie S4 (site très meuble) caractérisé par des dépôts détritiques se trouvant sur les six (06) premiers mètres (sondage SP1, SP2, SP4) ;
 - Catégorie S3 (site meuble) sur des profondeurs allant de 06 m à 22 m (sondages SP1, SP2, SP4) ;
 - Catégorie S2 (site ferme) caractérisé par des argiles marneuses de profondeur allant de 04 m à 24 m (sondages SP3)
 - Catégorie S1 (site rocheux) représenté par les formations marneuses bien représenté dans le sondage SP5.

III.5. Sondage Piézométrique

Les piézomètres sont également mis en œuvre lors des études géotechniques de reconnaissances de site, préalablement à la réalisation d'un ouvrage. Il est en effet indispensable de connaître le 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 afin de définir les éventuels besoins en pompage ou ouvrages annexes permettant d'assurer la stabilité et la sécurité des travaux puis la stabilité de l'ouvrage.

Les différents enregistrements piézométriques au cours de deux mois sont résumés au tableau 8 ci-dessous :

Tableau. 8 : Résultats de lecture des niveaux piézométrique

Date	P-S-1	P-S-2	P-S-3
	Lecture(m)	Lecture(m)	Lecture(m)
03/09/2014	9.44	-	-
09/09/2014			
jusqu'à	5.75-6	5.20-6.60	-
30/09/2014			

07/10/2014			
jusqu'à	5.20-5.90	5.48-5.70	10.55-10.65
12/10/2014			
15/10/2014			
jusqu'à	6.21-6.40	5.70-5.73	10.63-10.74
26/10/2014			

➤ Interprétation des résultats

- D'après les enregistrements (Tab.8) on remarque que le niveau de la nappe est moyennement bas, il atteint les 9.0 m de profondeur (Sondage PS1) au mois de septembre où les précipitations sont faibles, et des niveaux entre 5 et 6 m (sondages PS1 et PS2) au début du mois d'octobre, lié aux changements climatiques qui influe sur le réseau hydraulique par l'alimentation des eaux de ruissellement et d'infiltration.
- Néanmoins, pour le sondage PS3 il présente un niveau piézométrique minimum de 10m au mois d'octobre, qui semble qu'il n'est pas affecté par les changements au niveau des autres sondages.
- Ce niveau piézométrique doit être pris en considération dans le cadre de la réalisation du batardeau et de la semelle de liaison.

III.6. Essais de laboratoire

Dans le cadre du présent projet, le laboratoire de l'habitat et de la construction de l'est (L.H.C-Est) à réaliser les essais cités ci-dessous sur les échantillons récupérés des sondages carottés :

- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau
- Masse volumique sèche
- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte
- Essai de gonflement libre
- Essai de compression simple
- Analyse chimique

III.6.1. Essai physique (paramètre d'état)

III.6.1.1. Analyse granulométrique (par tamisage et sédimentométrie)

L'essai est appliqué aux sols et au matériau rocheux après extraction par une répartition dimensionnelle en poids des différents éléments qui composent le matériau. Le processus de la distribution varie selon les dimensions des particules, il y'a deux opérations principales : le tamisage pour les particules de dimension supérieur à 80 μ m et la sédimentométrie pour les particules de dimension inférieure à 80 μ m.

Le tableau ci-dessous présente les résultats d'analyses granulométriques obtenus sur les échantillons prélevés à partir des quatre sondages :

Tableau. 9 : Résultats d'analyse granulométrique

N° Sondage	Profondeur (m)	Nature de sol	Fraction en (%)					Description
			< 80µm	gravier	sable	limon	argile	
S1	1.3– 6m	Argile limoneuse peu sableuse.	100	-	10	18	72	Granulométries étalées.
	6– 9m			-	8	16	76	
	9– 12m			-	9	19	72	
S2	0.50 – 3	Argile limoneuse sableuse légèrement graveleuse.	84	11	13	12	64	Granulométries étalées.
S3	0 – 4	Argile limoneuse peu sableuse.	100	-	8	18	74	Granulométries étalées.
S4	1.50 –4	Argile limoneuse peu sableuse.	100	-	9	18	73	Granulométries étalées.

L'analyse granulométrique (Tab.9) a montré la forte proportion des éléments fins (éléments < 80µm) qui varie entre 84-100 %, la fraction argileuse 64-76 %, la fraction limoneuse 12-19 %, la fraction sableuse 8-13 % et la fraction graveleuse 11 %. De telle proportion indique qu'on est en présence d'un sol argilo-limoneux légèrement sableux et graveleux.

III.6.1.2. Les limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et caractériser son état au moyen de son indice de consistance. C'est un essai qui permet de déterminer deux limites (limite de liquidité et limite de plasticité) et qui s'applique à la fraction inférieure à 400µm, on distingue trois paramètres principaux :

- ✓ la limite de liquidité : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.
- ✓ la limite de plasticité : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.
- ✓ à la fin on calcule l'indice de plasticité qui présente l'étendue du domaine plastique par la différence entre la limite de liquidité et de plasticité.

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 10 :

Tableau. 10 : 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 limoneux
$10 < I_p < 20$	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

Les résultats des limites effectués sur les échantillons prélevés des quatre sondages sont présentés dans le tableau 11 :

Tableau. 11 : Résultats de la limite d'Atterberg.

N° Sondage	Profondeur	WL	WP	IP	Description
S1	1.30-6	67.99	33.64	34.35	Argile très plastique
	9-12	66.50	32.91	33.59	
	15-20	68.25	34.05	34.20	
S2	0.50-3	58.23	28.94	29.29	Argile très plastique
S3	0-4	71.44	35.45	35.99	Argile très plastique
S4	1.5-4	69.58	34.66	34.92	Argile très plastique

À partir des résultats obtenus, on remarque que les valeurs de l'indice de plasticité (I_p) varient entre 29.29 % et 35.99 % indiquant qu'on est en présence d'un sol argileux plastique à très plastique, qui peut présenter un potentiel élevé de gonflement d'après Sanglérat (1983). Cela confirme la classification basée sur diagramme de Casagrande (Fig.14) qui indique que les échantillons analysés se place dans la catégorie de sol argileux limoneux très plastique.

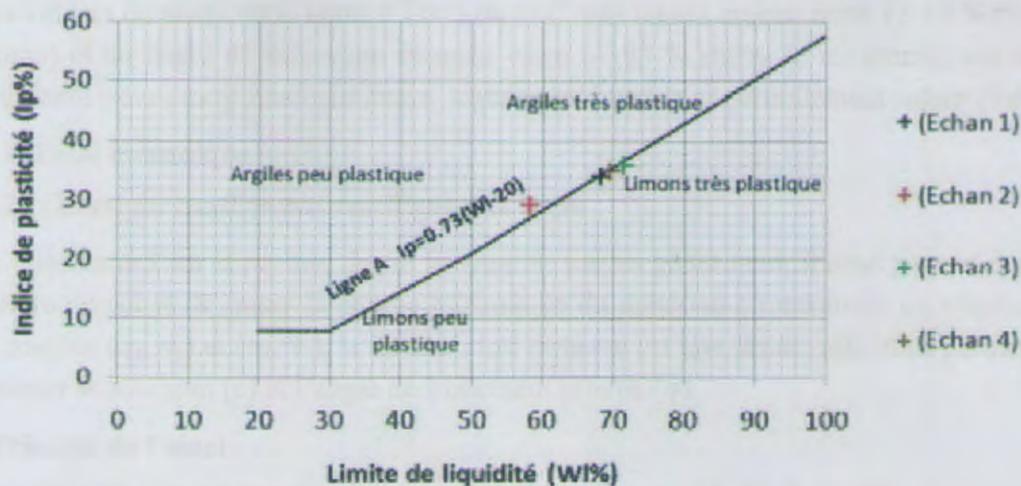


Figure. 14 : Diagramme de plasticité de Casagrande.

III.6.1.3. Teneur en eau et poids volumique

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'apprécier certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin. L'essai est réalisé par étuvage d'un échantillon de matériau, ensuite on mesure la masse de l'eau évaporée, par une différence entre la masse humide de l'échantillon et la masse sèche.

$$W = (P_w * 100) / P_s$$

Avec ;

P_w : Poids de l'eau (= $P_h - P_s$)

P_s : Poids du sol sec

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 de sol comme l'indice de vide, le degré de saturation et la porosité.

Le tableau 12 présente les résultats des paramètres d'état (W , γ_d et S_r) :

Tableau. 12 : Caractéristiques physiques de sol.

N° Sondage	Profondeur	W (%)	γ_d (T/m ³)	Sr (%)	Description
S1	1.30-6	15.75	1.81	86.34	Sol moyennement dense et légèrement humide
	6-9	17.91	1.78	93.34	
	9-12	17.19	1.72	81.35	
	12-15	11.50	1.94	79.09	
	15-20	18.70	2.00	72.43	
S2	0.50-3	13.89	2.04	67.21	
S3	0-4	14.92	1.97	75.31	
S4	1.50-4	18.11	2.10	85.70	

Les valeurs de poids varie entre 1.72- 2.04 t/m³, une teneur en eau entre 12-19 % (16% de moyenne) et un degré de saturation compris entre 67-93 % (80% de moyenne), ces valeurs caractérisent un sol moyennement dense, légèrement humide et partiellement saturé (Tab.12).

III.6.2. Essai mécanique

III.6.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte

Le cisaillement est la rupture du sol provoquée par un glissement, il nous permet d'étudier la rupture du sol et de tracer la courbe intrinsèque du matériau en mesurant un minimum de deux couples (σ_1, τ_1) et (σ_2, τ_2), la courbe ainsi obtenue est une droite, elle nous permettra de déterminer la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ).

▪ Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes (Fig.15). Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon un plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant ;

On porte sur un papier millimètre gradué ; en abscisses, les contraintes normales et en ordonnées, les contraintes tangentielles correspondant à la rupture. Les couples (σ, τ) déterminent une droite appelée « courbe intrinsèque ».

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{Tg } \varphi$$

Avec ;

- τ : résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite) ;
- σ : contrainte normale ;
- c : cohésion ;
- φ : angle de frottement interne ;

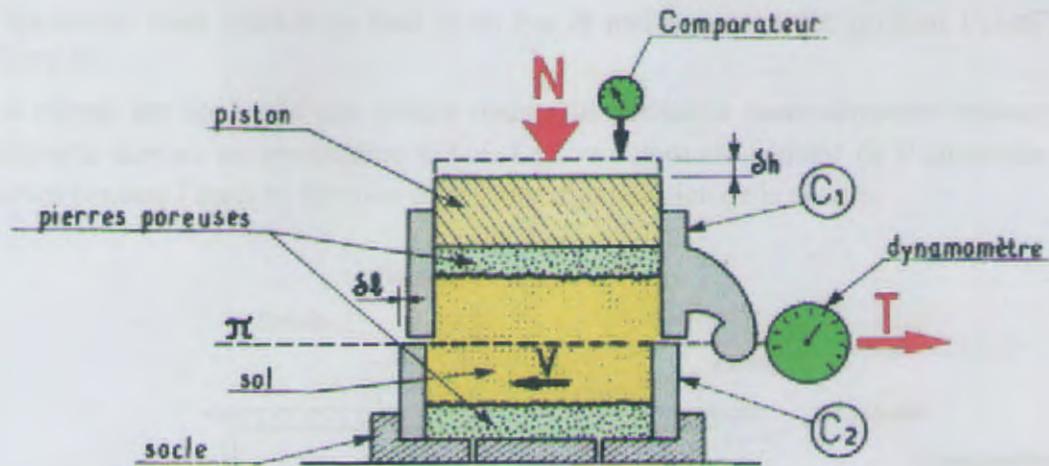


Figure. 15 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

Huit (08) essais non drainé non consolidé (UU) ont été effectués sur les échantillons prélevés au niveau du site d'étude, d'après le tableau 13 :

Tableau. 13 : Caractéristiques mécaniques de sol

N° Sondage	Profondeur	ϕ_{UU} (°)	C_{UU} (bars)
S1	1.30-6	10	0.11
	6-9	14	0.16
	9-12	13	0.13
	12-15	15	0.25
	15-20	16	0.27
S2	13-17	15	0.30
S3	13-19	16	0.40
S4	13-20	20	0.00

Les valeurs de la cohésion varient entre 0.11- 0.4 bars (0.20 bars de moyenne) et des angles de frottement interne entre 10-16° (une moyenne de 13°) caractérisant un sol faiblement frottant relativement fin.

III.6.2.2. Essai de compressibilité à l'œdométrieque

▪ Domaine d'application

L'essai de compressibilité à l'œdomètre s'applique sur les sols fins et matériaux fins cohérents, avec chargement par paliers.

▪ Principe

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical,

l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai (voir figure.16).

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

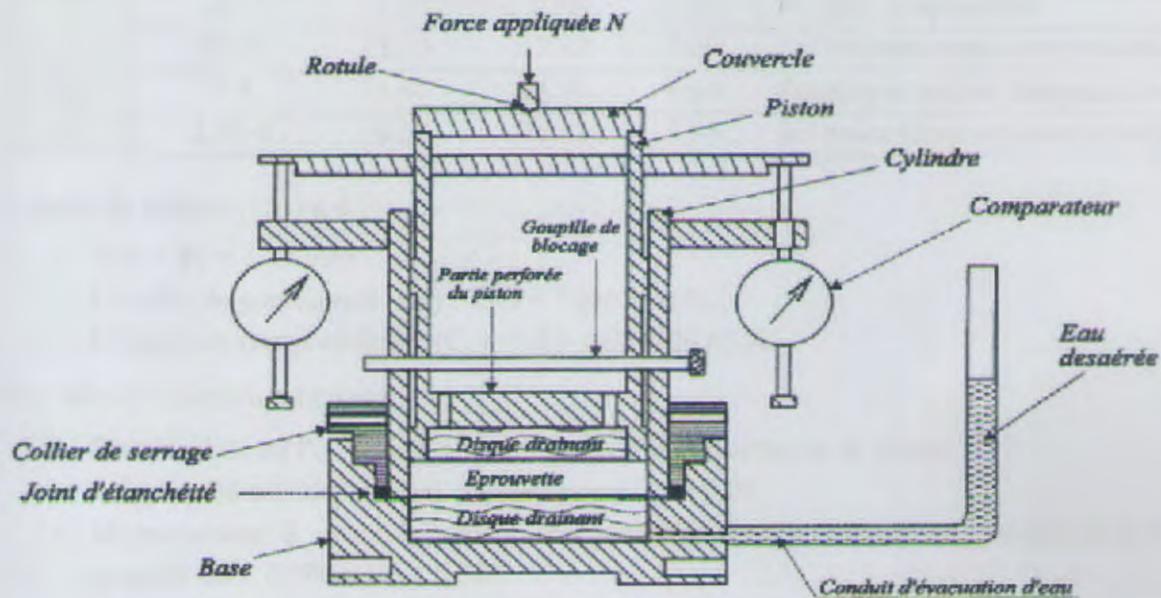


Figure. 16 : Cellule œdométrique type Terzaghi (NF P 94-090-1).

Une classification des sols a été faite en fonction de l'indice de compressibilité C_c (G. Philipponnat, 1979) d'après le tableau 14 :

Tableau. 14 : Classification des sols en fonction de C_c

Indice de compressibilité	Degré de compressibilité
$C_c < 0.02$	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 :

- ⇒ $C_g < 0.05$ ⇒ sol non gonflant
- ⇒ $C_g > 0.05$ ⇒ sol gonflant

Les résultats des essais œdométriques obtenus sont récapitulés dans le tableau (15) ci-dessous :

Tableau. 15 : Résultats de l'essai Oedométrique

N° Sondage	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Description
S1	6-9	1.15	14.32	5.47	Sol moyennement compressible
	9-12	0.94	17.99	6.32	
	12-15	1.27	9.33	3.45	Sol peu compressible
	15-20	1.35	12.32	2.69	Sol moyennement compressible
S3	0-4	1.47	14.99	4.69	Sol moyennement compressible
S4	1.50-4	0.58	26.65	7.94	Sol assez fortement compressible

A partir du tableau (15) on a :

- $0.58 < P_c < 1.47$ bars
- L'indice de gonflement (Cg) : $2.69 < C_g < 7.94$ %.
- L'indice de compressibilité (Cc) : $9.33 < C_c < 26.65$ %.

Ces valeurs caractérisent un sol :

- Surconsolidé où $P_c > P'_o$ (P'_o : contrainte effective verticale en place)
- Sol qui présente un potentiel de gonflement $C_g > 0.05$.
- Moyennement à assez fortement compressible avec un indice de compressibilité compris entre $0.100 < C_c < 0.300$.

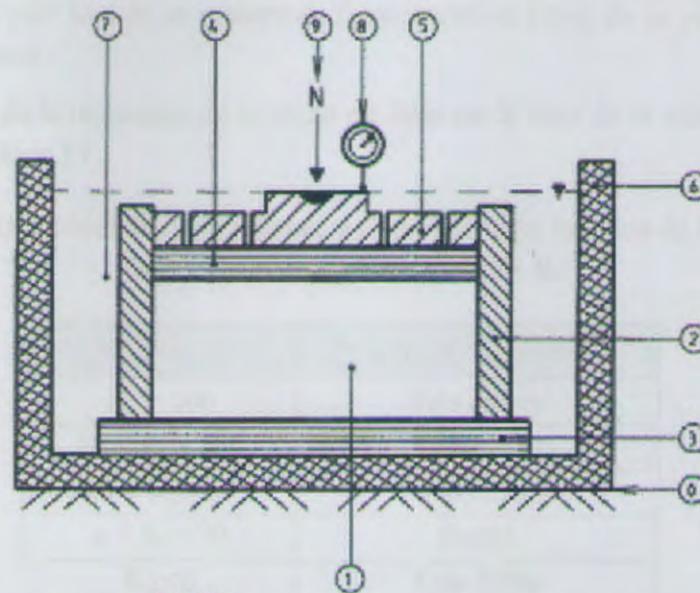
III.6.2.3. Essai Gonflement libre à l'Oedomètre (NF P94-091)

Cet essai permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, en présence de l'eau, à des contraintes verticales inférieures à cette pression de gonflement. Il est utilisé pour apprécier le comportement d'ouvrage pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants.

✓ Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes provenant d'un même échantillon et prélevés sensiblement au même niveau. Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (Oedomètre) et un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial maintenu constant (Fig.17).

L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente et à mesurer sa variation de hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau.



Légende

- ① : Bâti
- ② : Eprouvette de sol
- ③ : Enceinte oedométrique
- ④ : Disque drainant inférieur
- ⑤ : Disque drainant supérieur
- ⑥ : Dispositif de chargement
- ⑦ : Réservoir
- ⑧ : Fluide d'imbibition
- ⑨ : Mesurage du déplacement
- ⑩ : Effort N sur l'éprouvette

Figure. 17 : Principe de l'Oedomètre.

Les résultats de gonflement obtenus à partir des essais oedométriques sur des échantillons de trois sondages sont récapitulés dans le tableau 16 ci-dessous :

Tableau. 16 : Résultats de l'essai de gonflement libre

N° Sondage	Profondeur (m)	Pg (bars)	Observation
S1	6 – 9	0.380	Sol de gonflement faible
	12 – 15	0.340	
S3	0 – 4	0.150	
S4	1.50 – 4	0.270	

D'après les valeurs de pression de gonflement (Tab.16) trouvées les sols étudiés présente un potentielle de gonflement faible.

III.6.2.4. Essai de compression simple sur roche (NF XP P94-202)

L'essai de compression uniaxiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide. La résistance en compression uniaxiale R_C 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 , comme présenté dans le tableau 17 :

Tableau. 17 : 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
$60 < R_c < 200$	Elevé
$20 < R_c < 60$	Moyenne
$6 < R_c < 20$	Faible
$R_c < 6$	Très faible



Les sondages carottés ont révélé des formations marneuses voir des calcaires marneux très compacte, pour cela cinq échantillons ont été préparés afin d'évaluer leurs résistances à la compression, comme présenté dans le tableau 18.

Tableau. 18 : Valeurs de la résistance à la compression simple.

N° Sondage	Profondeur en (m)	R_c en (Mpa)	Description
S3	15-16	-	Carotte fissurée
	18-20		
S4	8.30-18.50	57.30	Résistance moyenne
	18.80-19	129.46	Résistance élevée
	19.80-23	125.25	

A partir des résultats, on constate que le sol sur des profondeurs allant jusqu'à 18 m de profondeur (sondage S3) présente des résistances à la compression inférieure à 60 Mpa caractérisant des résistances à la compression moyenne, par contre au-delà de 18 m de profondeur les résistances s'améliorent considérablement pour atteindre des valeurs supérieures à 125 Mpa, caractérisant un massif compacte et des résistances élevées, d'où on signale que d'après les sondages de reconnaissance le terrain est constitué de formations alluvionnaires constituées par des blocs de différentes nature mais essentiellement de nature gréseuse, ce qui explique les valeurs élevées de la résistance à la compression.

III.7. Analyse chimique

La dégradation de la roche mère par l'eau conditionne dans une large mesure, la composition chimique du sol qui en est le résultat final. Certaines substances chimiques sont lessivées et s'enfoncent dans les profondeurs du sol, où elles s'accumulent. D'autres substances, moins solubles, demeurent dans les couches supérieures du sol. Les éléments chimiques qui

sont enlevés le plus rapidement sont les chlorures et les sulfates, suivis du calcium, du sodium, du magnésium et du potassium.

Douze (12) échantillons ont fait l'objet d'analyses chimiques, les résultats sont présentés dans le tableau 19.

Tableau. 19 : Résultats d'analyse chimique exprimée en %

N° Sondage	Profondeur	Sulfates SO ₄	Carbonates CaCO ₃	Chlorure Cl (soluble dans l'eau)
S1	0.60-1.30		0.60	0.31
	1.30-6	Trace	9	0.28
	6-9		7.60	0.28
	9-12	-	19.40	-
	12-15	-	20.60	-
	15-20	-	19.60	-
S2	0.50-3	Trace	19.60	0.28
	3-25		20	0.35
S3	0-4	Trace	23.60	0.31
	4-25		20	0.35
S4	1.50-4	Trace	0.60	0.28
	4-20		2	0.21

Les résultats mettent en évidence des sulfates en traces, des carbonates entre 0.6-23.6 % (une moyenne de 13.55 %) et des chlorures entre 0.21-0.35 % (une moyenne de 0.29%). Sur la base de ces résultats, et conformément à la norme NF P18-011, le sol est d'agressivité nulle d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42.5) peut convenir pour la confection de béton de fondation.

III. 8. Conclusion

A partir des résultats des reconnaissances géotechnique par des essais in situ et au laboratoire on conclut que :

- La lithologie du terrain est de nature argileux limoneuse peu sableuse avec la présence de dépôt alluvionnaire, et des formations marneuse très compacte, allant jusqu'à le 25 m de profondeur représente le substratum de site.
- Les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) varient entre 29.29% à 35.99% indiquant d'après la classification de Sanglérat (1983) et la classification de Casagrande qu'on est en présence d'un sol argileux plastique à très plastique, qui peut présenter un potentiel élevé de gonflement.
- Les valeurs obtenues pour les caractéristiques physiques de sol caractérisent un sol moyennement dense, légèrement humide et partiellement saturé.
- Les essais mécaniques effectués sur des échantillons de sol montrent que :

- ⇒ Les résultats de la compression simple varient entre 57.30 Mpa et 129.46 Mpa, selon la norme (NF XP P94-202) la résistance de compression est moyenne à Elevée vers la profondeur.
- ⇒ Les valeurs de l'essai Oedométrique caractérisent un sol surconsolidé, présente un potentiel de gonflement $C_g > 0.05$ et moyennement à assez fortement compressible avec un indice de compressibilité compris entre $0.100 < C_c < 0.300$. d'autre part les sols étudiés présente un potentielle de gonflement faible démontré par les résultats de gonflement libre à l'Oedomètre.
- ⇒ D'après les valeurs de la cohésion (0.20 bars de moyenne) et des angles de frottement (une moyenne de 13°) caractérisant un sol faiblement frottant relativement fin.
- Les résultats de l'analyse chimique montrent que l'agressivité du sol est Nulle selon la norme NF PI 8-0 11 du 06/92, sur ce, on utilise un ciment normal (CPJ 42.5) dans la confection du béton de fondations.
- D'après la classification de Ménard basée sur le rapport E_M/P_L le sol est classé de type : argiles légèrement surconsolidées à surconsolidées, et d'après RPA/99 version 2003 basé sur la valeur du Module pressiométrique E_M et la pression limite P_L ; le site est classé au :
 - ⇒ Catégorie S4 (site très meuble) caractérisé par des dépôts détritiques se trouvant sur les six (06) premier mètres (sondage SP1, SP2, SP4) ;
 - ⇒ Catégorie S3 (site meuble) caractérisée par un dépôt d'argile moyennement raide sur des profondeurs allant de 06 m à 22 m (sondages SP1, SP2, SP4) ;
 - ⇒ Catégorie S2 (site ferme) caractérisé par des argiles marneuses de profondeur allant de 04 m à 24 m (sondages SP3) ;
 - ⇒ Catégorie S1 (site rocheux) représenté par les formations marneuses bien représenté dans le sondage SP5.

Remarque :

En vue du nombre de sondage (quatre sondages) effectués au niveau du site du projet, on tient à signaler que ce nombre est insuffisant pour une bonne reconnaissance du site, pour cela on recommande d'effectuer au minimum un sondage par appuis conformément à la norme en vigueur.

IV.3. Introduction

Une fondation se définit comme un élément qui assure la transmission et la répartition des charges d'un ouvrage dans le sol (c'est-à-dire, l'ouvrage, les charges verticales et horizontales liées à son utilisation). Elle représente le degré ultime d'un descriptif, car elle constitue la partie structurelle qui s'appuie sur le terrain et ses dérivés. Selon la nature, l'usage, les caractéristiques du sol et les tassements admissibles, le concepteur choisira une solution de type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur profondeur et leur fonctionnement.

IV.4. Préambule

La présente étude a pour but le dimensionnement et la réalisation de l'infrastructure de l'ouvrage.

L'ouvrage est un pont à 7 piles de 170 cm de diamètre et une longueur totale de 1190 cm. La dalle a une épaisseur de 22 cm et une largeur de 1200 cm. Le revêtement a une épaisseur de 7 cm et l'étanchéité a une épaisseur de 1 cm.

L'infrastructure est constituée de 7 piles de 170 cm de diamètre et d'une longueur de 1190 cm. La dalle a une épaisseur de 22 cm et une largeur de 1200 cm.

Chapitre IV

Dimensionnement

Des Fondation

Profondes

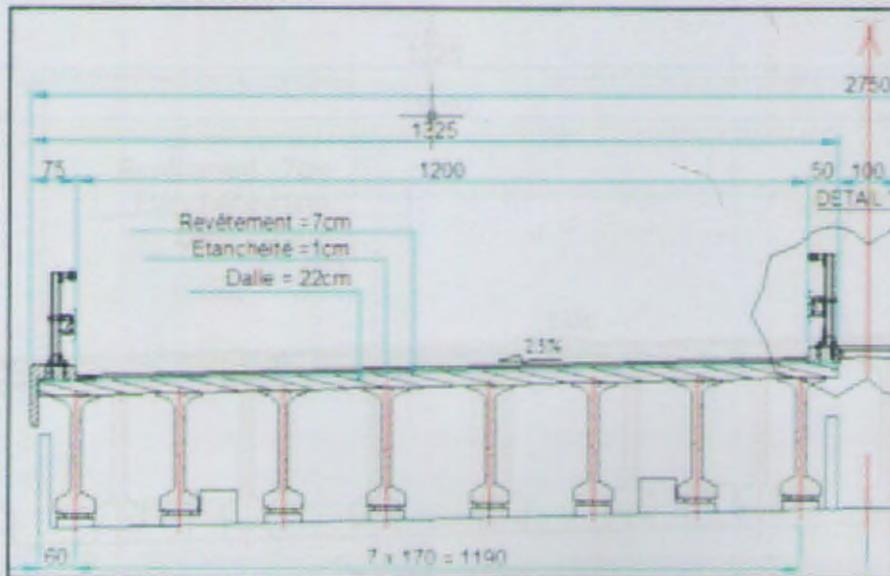


Figure 18 : Coupe transversale de l'ouvrage (SAFTA, 2014)

IV.1. Introduction

Une fondation se définit comme un élément qui assure la transmission et la répartition des charges d'un ouvrage dans le sol (poids propre d'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Elles représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

IV.2. Présentation générale du viaduc

La présente étude a pour but le dimensionnement et la justification de l'infrastructure de l'ouvrage d'art. L'ouvrage en question s'inscrit dans le cadre du projet 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 objet de notre étude est un VIADUC de onze travées de 36 m chacune, avec une largeur totale de 13.75 m (largeurs de la dalle y compris corniche 13.25 m). Le tablier est constitué de poutres en précontrainte préfabriquées avec 8 poutres de 190 cm de haut espacées de 170 cm. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en élastomère fretté.

L'infrastructure est constituée de culées à mur frontal, la dalle de transition est d'une longueur de 5 m. Les figures ci-après présentent une coupe transversale de l'ouvrage.

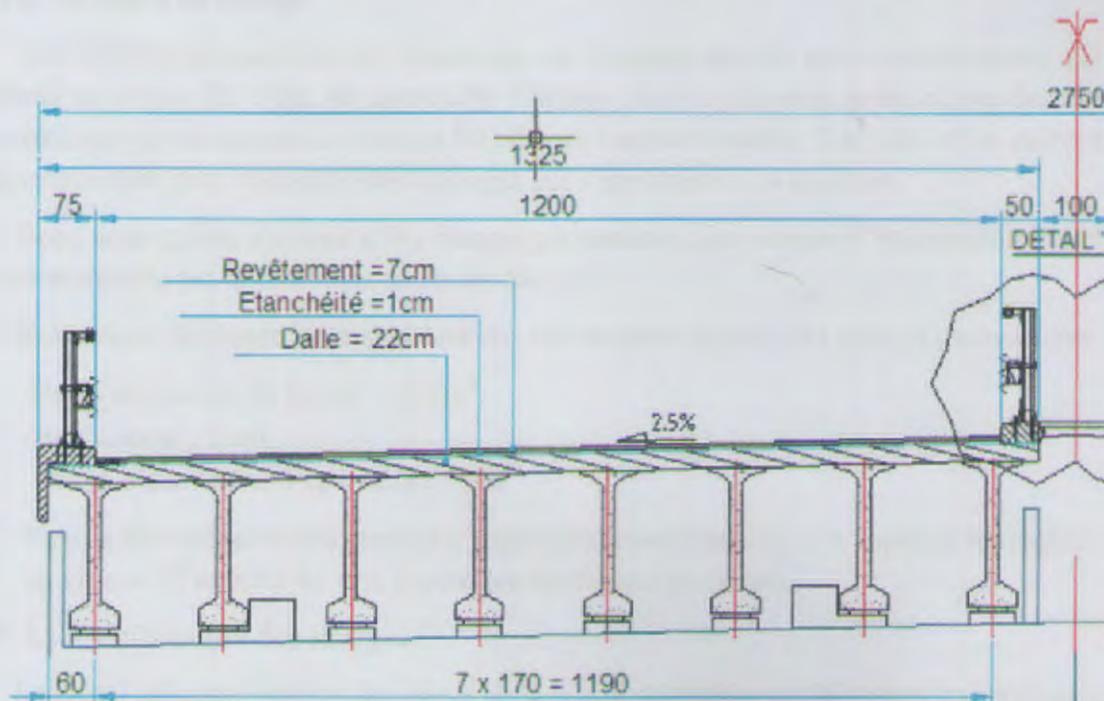


Figure. 18 : Coupe transversale de l'ouvrage (SAPTA, 2014).

IV.3. Présentation des paramètres de calcul

IV.3.1. Normes techniques

- ✓ Le pont est classé selon le Fascicule 61 titre 2 en 1^{ère} classe (largeur roulable 12.00 m et largeur de voies = 3,5 m).
- ✓ Largeur du tablier : $2 \times [0,75 \text{ m (dispositif de sécurité de gauche)} + 12,00 \text{ m (chaussée)} + 0,5 \text{ m (Dispositif de sécurité de droite)}] + 1,0 \text{ m (TPC)} = 27,50 \text{ m}$, LR = 12,00 m, L=12,00 m.
- ✓ Surcharges routières : système A(l), système Bc, charges militaires Mc 120 et convoi exceptionnel D240.
- ✓ Zone sismique : zone IIb.
- ✓ Groupe de pont : le pont est classé en groupe 1 selon le RPA 99/ version 2003 (pont stratégique).
- ✓ Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,25$.
- ✓ Catégorie du Site : type S3 (sol meuble).

IV.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Poids volumique des remblais : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$.
- Poids volumique des enrochements : $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$.

IV.4. Descente de charge

Afin de dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux. En effet, les appareils d'appuis libèrent les piles et les culées des efforts horizontaux et des moments créés par les charges venant du tablier. Les piles et les culées sont dimensionnées pour reprendre des moments qui s'appliquent à la structure.

Donc nous aurons à présenter les charges permanentes, les charges d'exploitation et à la fin nous terminons par la combinaison de ces charges.

- ✓ Nous avons de besoin les hypothèses qui suivent pour calculer les charges permanentes :
 - Poids volumique de béton : $2,5 \text{ t/m}^3$.
 - Revêtement : 7 cm.
 - Chape d'étanchéité d'épaisseur : 1 cm.
- ✓ Pour la détermination des charges d'exploitation (surcharges), on a appliqué les règlements en vigueur (Fascicule 61 titre II pour les surcharges routières).

IV.4.1. 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 61.

➔ **Pour les culées C1 et C2 :**

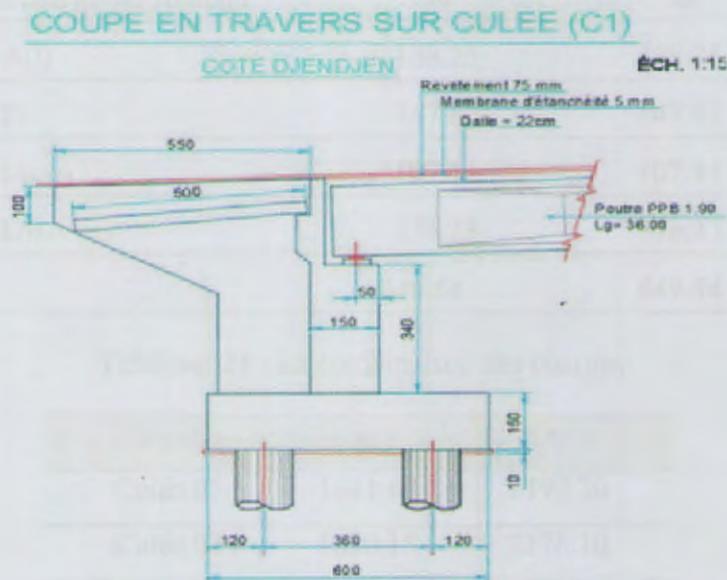


Figure. 19 : Coupe en travers sur culée (C1) et (C2) (SAPTA, 2014).

Tableau.20 : Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2

Poids d'éléments d'ouvrage	Les charges	
	Les charges permanentes	
	C 01	C 02
Poids propre du tablier	394.377	394.377
Mur garde grève	23.77	23.77
Mur frontale	173.4	173.4
Mur en retour	27.45	27.45
Semelle	308.25	297.00
Poids de la dalle de transition	45	45
Poids corbeau	10.8	10.8

Tableau. 22 : Récapitulatif de descente de charge pour les piles 03,04,05,06 et 07

Les éléments d'ouvrage	Les charges				
	Les charges permanentes				
	Pile 03	Pile 04	Pile 05	Pile 06	Pile 07
Poids propre de tablier	788.75	78.75	788.75	788.75	788.75
Poids chevêtre	117	117	117	117	117
Poids futs	275.54	299.09	336.77	357.96	365.21
Poids semelle	792	792	792	792	792
Poids Dés d'appuis	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16
Poids des remblais	240.77	240.77	160.51	561.12	561.12
Poids de l'eau	0	0	0	117.3	117.3
Total =	2216.21	2239.76	2197.18	2736.29	2743.54
Les charges d'exploitation					
Surcharge A(l)	376.49	376.49	376.49	376.9	376.49
Surcharge Bc	153.25	153.25	153.25	153.25	153.25
Surcharge Mc ₁₂₀	94.81	94.81	94.81	94.81	94.81
Surcharge D ₂₄₀	198.5	198.5	198.5	198.5	198.5
Total =	823.05	823.05	823.05	823.05	823.05

Tableau. 23 : La combinaison des charges

Eléments	Q _{ELS}	Q _{ELU}
Pile 03	2668.00 t	3556.62 t
Pile 04	2691.55 t	3588.42 t
Pile 05	2648.98 t	3530.94 t
Pile 06	3188.08 t	4258.73 t
Pile 07	3195.33 t	4268.51 t

→ Pour les Piles P 01, 02, 08,09 et 10

COUPE EN TRAVERS SUR PILES

P1 - P2 - P8 - P9 - P10

ÉCH. 1:150

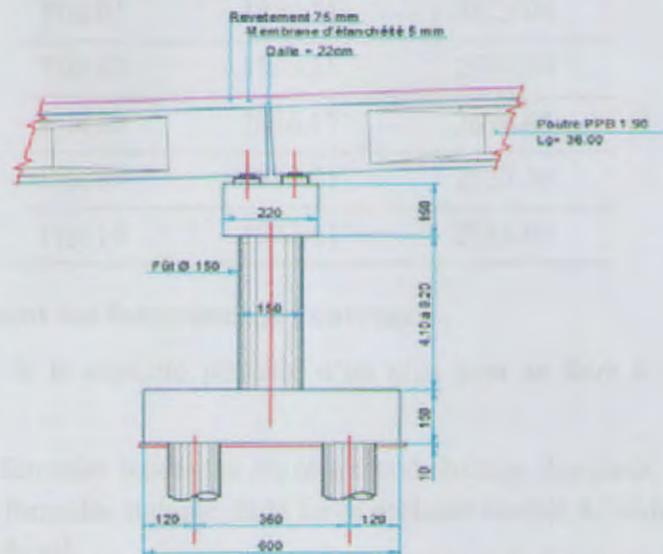


Figure. 21 : Coupe en travers sur Piles (SAPTA, 2014).

Tableau. 24 : Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01, 02, 08, 09 et 10

Les éléments d'ouvrage	Les charges				
	Les charges permanentes en tonne				
	Pile 01	Pile 2	Pile 8	Pile 9	Pile 10
Poids propre de tablier	788,75	788,75	788,75	788,75	788,75
Poids chevêtre	117	117	117	117	117
Poids futs	54,31	109,42	121,87	66,23	76,83
Poids semelle	297	297	297	297	297
Poids dés d'appuis	2,16	2,16	2,16	2,16	2,16
Poids des remblais	118,8	142,56	237,6	190,08	190,08
Total =	1378,0	1456,88	1564,38	1461,22	1471,82
Les charges d'exploitation en tonne					
Surcharge A(l)	376,49	376,49	376,49	376,49	376,49
Surcharge Bc	153,25	153,25	153,25	153,25	153,25
Surcharge Mc ₁₂₀	94,81	94,81	94,81	94,81	94,81
Surcharge D ₂₄₀	198,5	198,5	198,5	198,5	198,5
Total =	823,05	823,05	823,05	823,05	823,05

Tableau. 25 : La combinaison des charges

Éléments	Q _{ELS} en tonne	Q _{ELU} en tonne
Pile 01	1829.81	2425.06
Pile 02	1908.68	2531.54
Pile 08	2016.17	2676.65
Pile 09	1913.01	2537.39
Pile 10	1923.61	2551.69

IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage

La détermination de la capacité portante d'un pieu peut se faire à l'aide de plusieurs méthodes :

1. L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux.
2. L'utilisation des formules statique de la force portante étudiée à l'aide des lois théorique de la mécanique de sol.
3. L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux.
4. L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec la pénétration statique, soit avec la pénétration dynamique.

Pour le cas de notre étude, nous avons utilisés deux méthodes, la première elle est basée sur les formules statiques et une deuxième basée sur les résultats de l'essai pressiométrique pour l'estimation de la force portante d'un pieu isolé.

IV.5.1. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques

En vue de l'importance de l'ouvrage (ouvrage stratégique d'après le RPA), ainsi que des charges qui vont être transmises au sol, les fondations profondes sont les plus appropriées pour le cas de notre ouvrage. Pour cela nous proposons des pieux forés en béton armé.

- La capacité portante d'un pieu isolé est déterminée à l'aide des formules statiques utilisé en mécanique de sol (Forni,1981), qui nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques des sols qui devront être déterminés soit en laboratoire ou in situ, pour chaque couche nous avons besoin de connaître, l'angle de frottement interne du sol φ° , la cohésion C , et la densité humide, sèche et déjaugée.
- Les fondations profondes mobilisent le sol par frottement latéral et par effet de pointe proportionnellement à leur section.

a) Principe de calcul de la force portante

$$Q_l = Q_p + Q_f$$

Avec ;

Q_l : Force portante limite ;

- Q_p : Force portante due à la pointe du pieu ;
 Q_f : Force portante due au frottement latéral pieu/sol.

On peut écrire la formule précédente en fonction des contraintes comme suite (fourni.M, 1981) :

$$Q_l = S q_l + A q_f$$

Avec ;

- S : Section de la pointe de pieu.
 A : Surface latérale des pieux dans les couches porteuses.
 q_f : Frottement latéral unitaire.
 q_l : pression limite sous la pointe.

b) Force portante due à la pointe du pieu

Pour calculer la résistance de pointe on utilise la formule suivante (fourni.M, 1981) :

$$Q_p = \pi \cdot \frac{B^2}{4} (Nq \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i d_i + 1.3 C \cdot Nc)$$

Des essais réalisés par Caquot et Kerisel sur pieux de petits diamètres ont permis de proposer pour le facteur de portance Nq les valeurs ci-dessous :

$$Nq = 10^{Ntg\varphi}$$

Avec ;

- $N = 3.7$ si $B < 32$ cm
 $N = 2.7$ si $B = 32$ cm
 B : Diamètre de pieu
 φ : Angle de frottement interne de la couche porteuse

$$Nq = tg^2 (45 + \varphi \frac{1}{2}) e^{\pi tg\varphi} \text{ (coefficient des fondations superficielles)}$$

-Si $B > 32$ cm

Note : les valeurs proposées pour Nq par Caquot et Kerisel sont valables à condition que le pieu aura un engagement minimum (fiche critique) D_c où $D_c = \frac{B}{4} Nq^{\frac{2}{3}}$

$$Nc = \frac{Nq-1}{tg\varphi}$$

c) Frottement latéral

Le frottement latéral sera pris en compte que sur la hauteur $(D-D_c)$, où D représente la fiche du pieu.

- **Milieu pulvérulent**

En s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée inclinée d'un angle (δ) avec l'horizontal tel que : (Forni, M, 1981).

$$q_f = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta$$

- K_p : le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

Si on désigne par p le périmètre de la section du pieu, à la cote z , on obtient pour Q_f selon (Forni, M, 1981) :

$$Q_f = p \cdot q_f \frac{z}{2} = p (K_p \cdot \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2}$$

- Pour les milieux peu denses : $\delta = -2/3\varphi$, c.à.d. ceux pour lesquels : $28^\circ \leq \varphi \leq 36^\circ$ et $\gamma = 1.7$ à 1.8 t/m^3 .
- Pour les milieux denses (notre cas) : $\delta = -\varphi$, où : $34^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ$ et $\gamma = 1.8$ à 1.9 t/m^3
- Le tableau ci-dessous présente les valeurs de $[K_p \cdot \sin(-\varphi)]$ et $[K_p \cdot \sin(-2/3\varphi)]$

Tableau. 26 : Valeur du coefficient K_p (Forni, 1981)

φ°	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_p \cdot \sin(-\varphi)$	0	0.285	0.567	0.03	1.81	3.21	5.85	11.3	23.7
$K_p \cdot \sin(-2/3\varphi)$	0	0.186	0.364	0.641	1.10	1.88	3.27	5.9	11.4

- **Milieu à la fois frottant et cohérent**

Pour ce cas on ajoute au frottement unitaire calculé dans le cas des milieux pulvérulents l'incidence de cohésion de l'effet de surcharge, la formule de la force unitaire est donnée par (Forni, M, 1981) :

$$Q_{fc} = K_p (C \cdot \cotg \sin \delta) = C \cdot K_c$$

$$\text{Avec : } K_c = (1 + \sin \varphi) e \left[\frac{c}{4} + \frac{\sigma}{2} \right], \quad \text{tg} \varphi = (1 + \sin \varphi) e \left[\frac{c}{2} + \varphi \right] \cdot \text{tg} \varphi$$

Les valeurs de K_c sont données dans le tableau 27 pour $\delta = -2/3\varphi$ et $\delta = -\varphi$

Tableau. 27 : Les valeurs de K_c

φ°	0°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	
$\delta = (-\varphi)$	K_c	1	1.6	2.06	2.70	3.62	5.01	7.27	10.36	17.97
$\delta = (-2/3\varphi)$	K_c	1	1.24	1.43	1.67	2.00	2.47	3.14	4.04	5.39

- **Milieu purement cohérent ($\varphi = 0$)**

Dans ce cas la valeur de la contrainte due au frottement est telle que : $q_f = C \cdot K_c =$

IV.5.2. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode 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_L et entourant un pieu ayant une fiche équivalente De (Fig. 23 et 24). La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du Préssiomètre Ménard, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 28, en fonction de la pression limite mesurée par le Préssiomètre Ménard.

Tableau. 28 : Définition des catégories conventionnelles de sols

Classe de sol		Préssiomètre P_L (Mpa)
Argiles, Limons	A Argiles et limons mous	< 0.7
	B Argiles et limons mous	1.2 à 2.0
	C Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, Graves	A Lâches	< 0.5
	B Moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C Compacts	> 2.5
Craies	A Molles	< 0.7
	B Altérées	1.0 à 2.5
	C Compactes	> 3.0
Marnes, 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 pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

IV.5.2.1. Calcul de la charge limite totale Q_l

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

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Où :

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.

IV.5.2.1.1. La charge limite de la pointe

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

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

Avec ;

A : section de pointe ;

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

K_p : facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance K_p sont données par le tableau 29.

Tableau. 29 : Valeurs du facteur de portance K_p (LCPC)

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage)	Pieu refoulant le sol (Battage, fonçage)
Argile / Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable/ Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-calcaire		1.80	2.60
Roche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

✓ Pression limite nette équivalente P_{le}^*

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (Fig.22) :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) dz$$

Avec ;

$$a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \text{ m}$$

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

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de P_l n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales P_l .

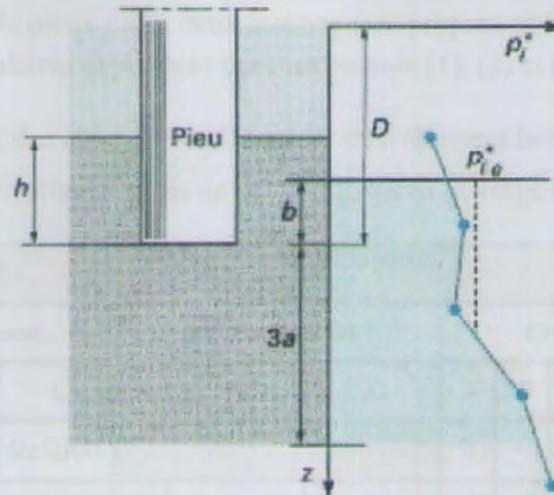


Figure. 22 : Définition de la pression limite équivalente au Préssiomètre.

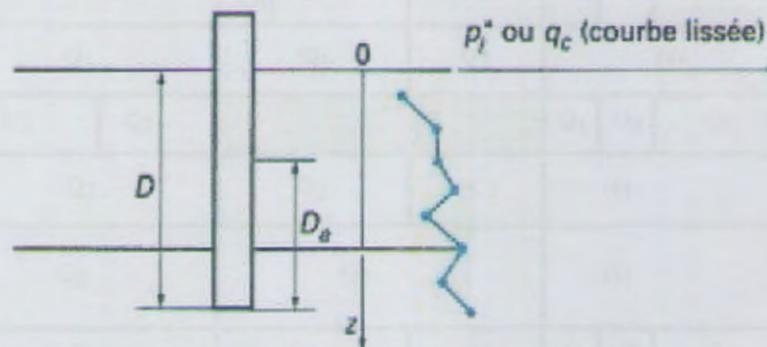


Figure. 23 : Définition de l'encastrement équivalent

IV.5.2.1.2. 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 :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

Avec ;

q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote Z .

P : périmètre du pieu.

✓ Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 24. Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- De la nature du sol ;
- Du type de pieu.

est indiqué au (Tab.30).

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 (Tab.30).

Tableau. 30 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s
(Principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art)

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1,Q2(1)	Q2,Q3(1)				Q1	Q3	Q4,Q5(1)	Q3	Q4,Q5(1)	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1,Q2(1)		Q1	Q2,Q1(2)	Q3,Q2(2)	Q1	Q3	Q4,Q5(1)	Q3	Q4,Q5(1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1,Q2(3)		Q1	Q2,Q1(2)	Q3,Q2(2)	Q1	Q2	Q3,Q4(3)	Q3	Q4	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1	Q2	(4)			Q2	Q3		
Puits (5)	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4		
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3	Q4	(4)			Q3	Q4		
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		
Injecté haute pression (6)		Q4	Q5	Q5	Q6		Q5	Q6	Q6		Q7(7)	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30m).

(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 foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injections sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

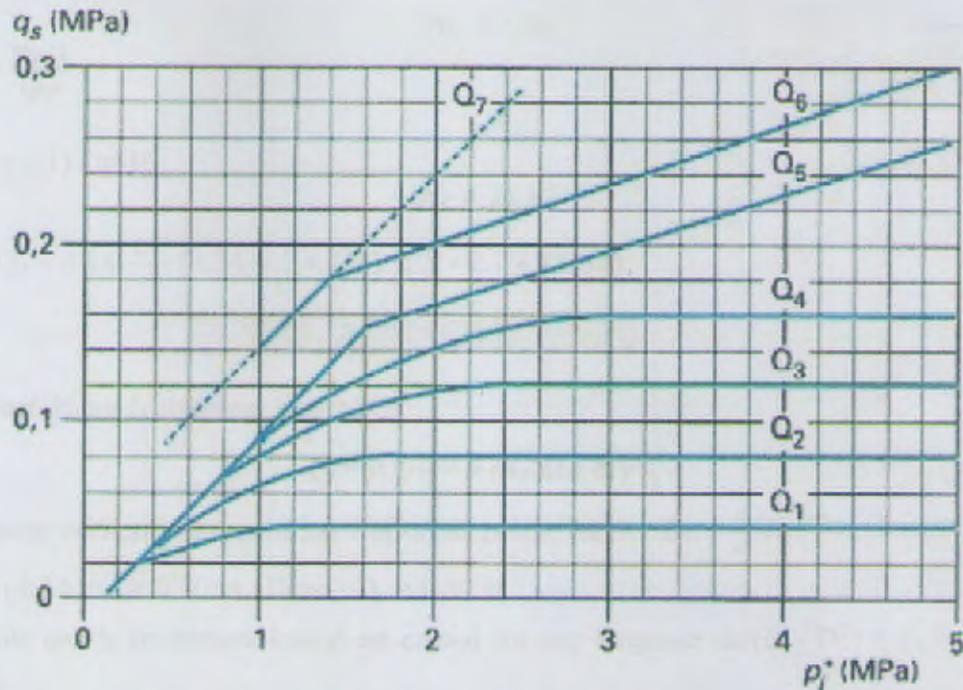


Figure. 24 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

IV.5.2.2. 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 :

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_f$$

➤ Etats limites de service (ELS)

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

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_f$$

IV.6. Exemple d'application de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (d'après les formules empiriques de mécanique de sol)

Nous montrons ici une application numérique sur un pieu foré isolé pour le sondage (SN° 01). Les caractéristiques du pieu sont : le diamètre $B = 1.2$ m et la fiche $D = 17$ m

a) Effort de la pointe Q_p

$$Q_p = \pi \cdot \frac{B^2}{4} (Nq \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i d_i + 1.3C \cdot Nc)$$

On calcule les facteurs de portance Nq et Nc pour :

$$D = 15 \text{ m}; B = 1.2; \varphi = 16^\circ; \gamma = 2 \text{ t/m}^3; c = 0.27 \text{ bar} = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet Nq = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad (B = 120 \text{ cm} > 32 \text{ cm})$$

$$\text{Donc : } Nq = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{16}{2} \right) e^{3.14 \text{tg} 16}$$

$$Nq = 4.34$$

- $Nc = \frac{Nq-1}{\text{tg}\varphi}$

Et : $Nc = (-1) / \text{tg } 16$

$$Nc = 11.62$$

Donc : $Qp = 3.14 \cdot \frac{1.2^2}{4} (4.34 \cdot 2 \cdot 15 + 1.3 \cdot 2.7 \cdot 11.62)$

$$Qp = 193.16 \text{ t}$$

b) Effort dû au frottement latéral Q_f

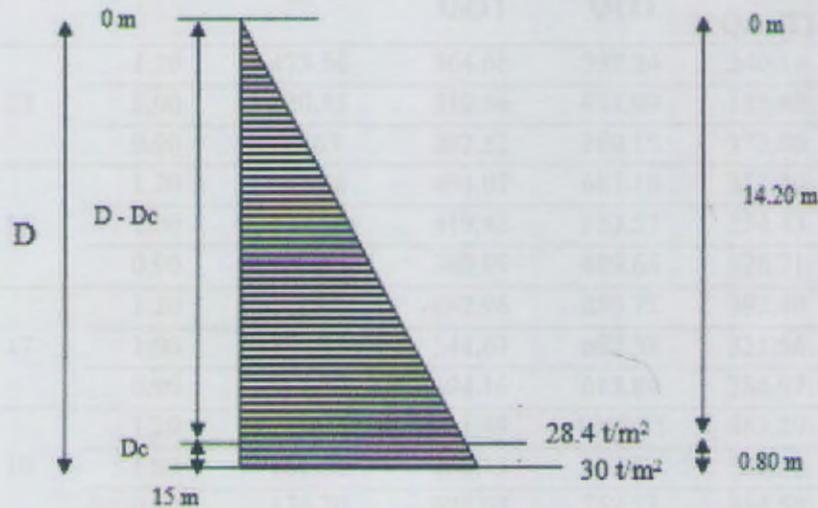
$$Q_f = p \cdot q_f \frac{z}{2} = p (K_p \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2}$$

La longueur critique pour mobiliser l'effort de pointe est de : $D_c = \frac{B}{4} Nq^{2/3}$

$$D_c = \frac{1.2}{4} (4.34)^{2/3} = 0.80 \text{ m ; Donc : } D_c = 0.80 \text{ m}$$

On résulte que le frottement latéral est exercé sur une longueur de $(D - D_c) = (15 - 0.80) = 14.20 \text{ m}$

• Milieu frottant



✓ Pour les terrains denses (notre cas), on prendra : $\delta = (-\varphi)$;

Alors pour : $\varphi = 16^\circ \Rightarrow K_p \cdot \sin(-\varphi) = 0.65$

Donc : $Q_f = \frac{1}{2} \cdot 11.62 \cdot 2 \cdot 201.64 \cdot 0.65 = 494.02 \text{ t}$

$$Q_f = 494.02 \text{ t}$$

c) La force portante Q_L

La force portante d'un pieu est estimée par la formule suivante :

$$\Rightarrow Q_L = Qp + Q_f \Rightarrow Q_L = 687.18 \text{ t}$$

$$Q_L = 687.18 \text{ t}$$

d) La contrainte admissible

- Contrainte admissible à l'état de service : $Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_f$

⇒ $Q_{ELS} = 311.4 \text{ t}$

- Contrainte admissible à l'état ultime : $Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_f$

⇒ $Q_{ELU} = 467.10 \text{ t}$

Remarque : C = 0 bar au niveau de sondage N° 04.

Tableau. 31 : Résultat de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les quatre (04) sondages à partir de formules statistiques

N° Sondage	Hauteur du pieu Di (m)	Diamètre du pieu (m)	Résistance limite sous la pointe $Q_p(T)$	Résistance au frottement latéral $Q_f(T)$	Force portante d'un pieu $Q_i(T)$	Capacité portante à l'état de service ELS $Q_{adm}(T)$	Capacité portante à l'état ultime ELU $Q_{adm}(T)$
SC 1 Culée 01	13	1.20	173.56	364.68	538.24	240.19	360.29
		1.00	120.53	310.56	431.09	195.46	293.18
		0.90	97.63	282.52	380.15	173.80	260.71
	15	1.20	193.16	494.02	687.18	311.40	467.10
		1.00	134.14	419.43	553.57	254.43	381.64
		0.90	108.65	380.99	489.65	226.71	340.07
	17	1.20	212.76	642.96	855.72	392.40	588.60
		1.00	147.75	544.63	692.38	321.56	482.35
		0.90	119.68	494.16	613.84	286.97	430.46
	19	1.20	232.36	811.49	1043.85	483.20	724.80
		1.00	161.36	686.15	847.52	396.86	595.30
		0.90	130.70	622.02	752.73	354.58	531.87
SC 2 Pile 3 et 4	13	1.20	166.54	328.82	495.36	219.92	329.89
		1.00	115.65	279.63	395.28	178.37	267.55
		0.90	93.68	254.21	347.89	158.33	237.50
	15	1.20	184.72	444.94	629.66	284.04	426.07
		1.00	128.27	377.31	505.58	231.41	347.12
		0.90	103.90	342.53	446.43	205.90	308.85
	17	1.20	202.89	578.59	781.48	356.93	535.39
		1.00	140.90	489.59	630.49	291.76	437.64
		0.90	114.13	443.99	558.12	260.04	390.06
	19	1.20	221.07	729.76	950.83	438.57	657.86

		1.00	153.52	616.48	770.00	359.41	539.12
		0.90	124.35	558.60	682.95	320.75	481.13
		1.20	193.87	359.21	553.08	244.23	366.34
	13	1.00	134.63	305.90	440.53	197.83	296.74
		0.90	109.05	278.29	387.34	175.49	263.24
		1.20	213.17	486.61	699.79	314.36	471.55
	15	1.00	148.04	413.14	561.18	255.91	383.87
		0.90	119.91	375.28	495.19	227.61	341.42
SC 3	Pile 7 et 8	1.20	232.48	633.31	865.80	394.15	591.23
		1.00	161.45	536.46	697.90	322.04	483.07
		0.90	130.77	486.75	617.52	286.96	430.45
		1.20	251.79	799.31	1051.10	483.59	725.38
	19	1.00	174.85	675.86	850.71	396.21	594.32
		0.90	141.63	612.69	754.32	353.56	530.33
		1.20	197.48	583.49	780.97	357.57	536.36
	13	1.00	137.14	500.35	637.49	295.89	443.83
		0.90	111.09	456.73	567.81	265.39	398.09
		1.20	227.87	794.84	1022.70	473.37	710.06
	15	1.00	158.24	678.81	837.05	392.15	588.23
		0.90	128.18	618.40	746.58	351.93	527.89
SC 4	Culée 02	1.20	258.25	1038.79	1297.04	605.48	908.21
		1.00	179.34	884.44	1063.78	502.00	753.00
		0.90	145.27	804.52	949.79	450.68	676.03
		1.20	288.63	1315.34	1603.97	753.88	1130.82
	19	1.00	200.44	1117.24	1317.68	625.44	938.15
		0.90	162.36	1015.10	1177.45	561.67	842.50

IV.7. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 01) à partir des résultats d'essai pressiométrique

a) Calcul d'effort de pointe Q_p

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

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 = 3.14 \cdot 1.4^2 / 4 = 1.13 \text{ m}^2 ; K_p = 1.8 ; a = 0.6 ; b = 0.6$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{(3 \cdot 0.6) + 0.6} \int_{15-0.6}^{15+3 \cdot 0.6} P_{le}^*(Z) dz = 11.66 \text{ t}$$

$$Q_p = 1.13 \cdot 1.8 \cdot 11.66 = 23.71 \text{ KN} = 237.10 \text{ t}$$

$$Q_p = 237.10 \text{ t}$$

b) Calcul de frottement latérale Q_s

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{14.20} q_s(z) \cdot dz$$

$$\Rightarrow \int_0^{14.20} q_s = 9.73 \text{ KN} \Rightarrow Q_s = 3.14 \cdot 1.2 \cdot 9.73 = 36.68 \text{ KN} = 366.8 \text{ t}$$

$$Q_s = 366.8 \text{ t}$$

c) Calcul de la charge verticale limite Q_L :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_L = 237.1 + 366.1 = 603.9 \text{ t}$$

$$Q_L = 603.9 \text{ t}$$

⇒ Charge limite de fluage :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$$

$$Q_c = 374.82 \text{ t}$$

Tableau. 32 : Résultat de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé pour les quatre (04) sondages à partir des résultats d'essai Pressiométrique

N° SC	Hauteur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Résistance limite sous la pointe $Q_p(T)$	Résistance au frottement latérale $Q_f(T)$	Force portante d'un pieu $Q_L(T)$	Force portante admissible $Q_{adm}(T)$
SC1 Culée 01	13	0.9	144,98	226,12	371,10	164,84
		1	178,99	251,24	430,23	189,55
		1.2	254,08	301,49	555,57	241,49
	15	0.9	130,83	275,09	405,92	184,27
		1	161,52	305,66	467,18	210,52
		1.2	237,30	366,79	604,09	268,15
	17	0.9	160,26	324,60	484,86	219,54
		1	197,86	360,67	558,53	251,00
		1.2	284,94	432,80	717,74	318,16
SC2 Pile 3 et 4	13	0.9	158,59	307,95	466,54	210,61
		1	195,79	342,17	537,96	241,01
		1.2	283,09	410,6	693,69	306,40
	15	0.9	159,40	362,07	521,47	237,96
		1	196,79	402,30	599,09	271,43
		1.2	284,81	482,76	767,57	343,10
	17	0.9	160,39	417,18	577,57	265,87
		1	198,01	463,54	661,55	302,49
		1.2	279,96	556,25	836,21	378,11
SC3 Pile 7 et 8	13	0.9	278,52	414,47	692,99	306,71
		1	343,86	460,52	804,38	353,07
		1.2	492,50	552,62	1045,12	452,20
	15	0.9	281,77	482,23	764,01	341,75
		1	347,86	535,81	883,67	392,14
		1.2	498,80	642,97	1141,77	499,63

SC4 Culée 02	17	0.9	268,73	549,98	818,71	370,97
		1	331,77	611,09	942,86	424,03
		1.2	477,90	733,30	1211,20	537,33
	15	0.9	151,50	126,18	277,68	117,20
		1	187,04	140,20	327,24	136,90
		1.2	270,85	168,20	439,05	180,83
	17	0.9	156,25	148,40	304,65	130,00
		1	192,9	140,20	333,10	138,99
		1.2	277,61	197,87	475,48	198,08
20	0.9	161,09	182,14	343,23	148,60	
	1	198,88	202,37	401,25	172,21	
	1.2	286,39	242,85	529,24	223,71	

IV.8. Comportement d'un groupe de pieux

IV.8.1. Evolution de la capacité portante sous sollicitation axiales

La charge verticale limite d'un groupe de N pieu doit être inférieure à N fois la charge limite d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité C_e d'un pieu en termes de capacité portante, est défini comme suit (Bouafia, A. 2010).

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

Avec ; N : le nombre de pieu.

• 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 entre-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).

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

Avec, B : le diamètre d'un pieu, S : l'entre-axes, m et n : le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

IV.8.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux

IV.8.2.1. A partir des résultats de formules statiques (sondage carotté)

• Cas de culée (1) SC 01 :

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 1641.40 t

⇒ Pour une profondeur de 13 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 240.56 t, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux.

On propose 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 8 avec deux lignes, puis vérifions le choix.

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

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 240,56 = 1429,56 \text{ t} < 1641,40 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal 8 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 311,40 t

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 311,40 = 1853,48 \text{ t} > 1641,40 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

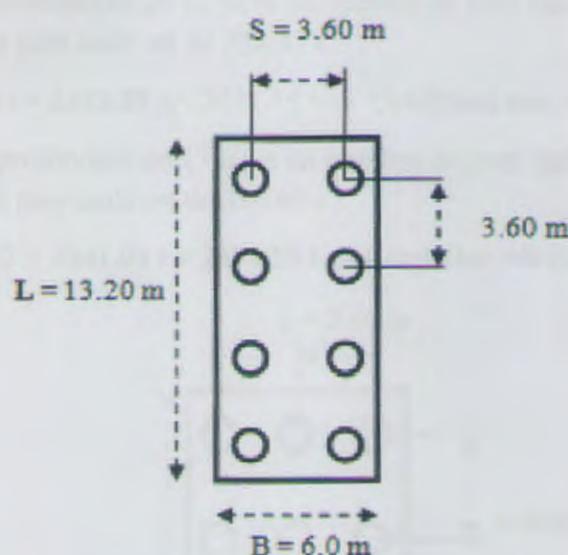


Figure. 25 : Schéma de conception des semelles pour la culée 01.

Tableau. 33 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée N° 01 (Culée 01)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre De pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	C_e méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	15	1,2	2	8	04	3,60	0,74	311,40	1853,48

• Cas de la pile (4) SC 02

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2691,55 t

⇒ Pour une profondeur de 15 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 284,04 t, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 10 pieux environ.

On propose 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 10 avec deux lignes, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0.73.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 284.04 = 2084.08 \text{ t} < 2691.55 \text{ t} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

\Rightarrow On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 284.04 t

$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 284.04 = 2477.63 \text{ t} < 2691.55 \text{ t} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

\Rightarrow On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 10 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 356.93 t

$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 356.93 = 2618.83 \text{ t} < 2691.55 \text{ t} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

\Rightarrow On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 356.93 t

$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 356.93 = 3041.04 \text{ t} > 2691.55 \text{ t} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

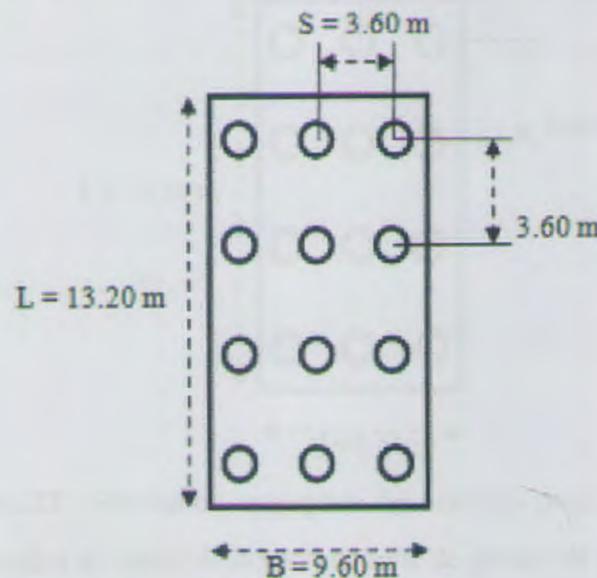


Figure. 26 : Schéma de conception des semelles pour la pile 04.

Tableau. 34 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage carotté 02 (Pile 04)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	C_e méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
02	17	1.2	03	12	06	3.0Ø 3.60	0.71	356.93	3041.04

• Cas de pile (7) SC 03

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **3195.33 t**

⇒ Pour une profondeur de 15 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **314.36 t**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 11 pieux d'environ.

On propose 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 12 pieux avec trois rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,71.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 314.36 = 2678.34 \text{ t} < 3195.33 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **325.95 t**

$$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 394.15 = 3358.15 \text{ t} > 3195.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

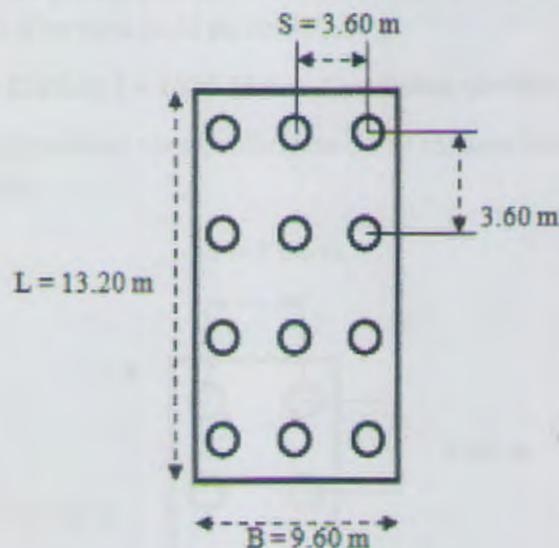


Figure. 27 : Schéma de conception des semelles pour la pile 07.

Tableau. 35 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée 03 (Pile 07)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite de groupe de pieu (T)
03	17	1.2	3	12	04	3.60	0.71	394.15	3358.15

• Cas de culée (2) SC 04

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1630.15 t**

⇒ Pour une profondeur de 13 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 357.57 t le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux environ.

On propose 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 6 avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0.76.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$Q_{gELS} = 06 \times 0.76 \times 357.57 = 1632.73 \text{ t} \approx 1630.15 \text{ t} \Rightarrow$ **Condition non vérifiée, pour des raisons de sécurité** (à la limite de charge).

⇒ On prendra, une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 6 pieux. la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 473.37 t

$Q_{gELS} = 06 \times 0.76 \times 473.37 = 2161.51 \text{ t} < 1630.15 \text{ t} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

⇒ Autre choix, on prendra une profondeur de 13 m et un nombre de pieu égal à 8 pieux. la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 357.57 t

$Q_{gELS} = 08 \times 0.74 \times 357.57 = 2220.41 \text{ t} > 1630.15 \text{ t} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

⇒ On choisit la deuxième proposition : une profondeur de 13 m, avec un nombre de pieu égale à 8 pieux (l'aspect de coût).

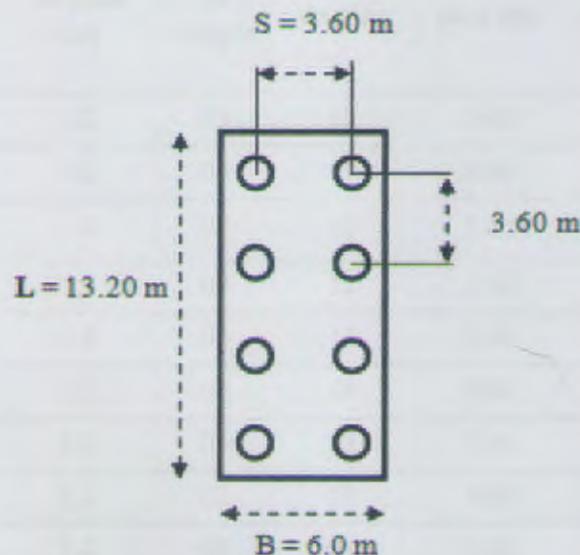


Figure. 28 : Schéma de conception des semelles pour la culée 02.

Tableau. 36 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage carottée 04 (Culée 02)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	C_e méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
-------	----------------------	----------------------	------------------	----------------	---------------------------	-----------------------	--------------------------------	--	-------------------------------------

04	13	1.2	02	08	04	3.60	0.74	375,07	2220.41
----	----	-----	----	----	----	------	------	--------	---------

En fonction de la géométrie des pieux on divise les culées en deux (2) types, comme indiqué dans le tableau (37) :

Tableau. 37 : Dimensionnement des culées à partir des formules statiques.

N° Culée	N° SC	Longueur de pieu	Diamètre	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Ce	Capacité portante d'un pieu (T)	Capacité portante d'un groupe de pieu (T)
01	01	15	1.20	02	08	0.74	310.64	1839.01
02	04	13	1.20	02	08	0.74	357.07	2113.85

En fonction de nombre des pieux on divise les piles en deux (2) types, comme indiqué dans le tableau (38) :

Tableau. 38 : Classification des piles en fonction des nombres des pieux

Type	Pille	N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Entraxe de pieu (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite de groupe de pieu (T)
01	7	03	17	1.2	03	12	3.60	0.71	394.15	3385.15
	6	03	17	1.2	03	12	3.60	0.71	394.15	3385.15
	5	02	17	1.2	03	12	3.60	0.71	356.93	3041.04
	4	02	17	1.2	03	12	3.60	0.71	356.93	3041.04
	3	02	17	1.2	03	12	3.60	0.71	356.93	3041.04
02	1	02	15	1.2	02	08	3.60	0.74	311.40	1843.49
	2	02	17	1.2	02	08	3.60	0.74	392.40	2323.01
	8	03	17	1.2	02	08	3.60	0.74	394.15	2333.36
	9	03	17	1.2	02	08	3.60	0.74	394.15	2333.36
	10	03	17	1.2	02	08	3.60	0.74	394.15	2333.36

IV.8.2.2. A partir de résultat d'essai Préssiomètre

• Cas de culée (1) SC 01

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1641.40 t**

⇒ Pour une profondeur de 13 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **241.49 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux environ.

⇒ 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 8 avec deux rangées, puis vérifions le choix.

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

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{uELS}$

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 241,49 = 1437,27 \text{ t} < 1641,40 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 08 pieux. la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 268,15 t

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 268,15 = 1595,94 \text{ t} < 1641,4 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 08 pieux. la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 318,16 t

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 318,16 = 1883,50 \text{ t} > 1641,4 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

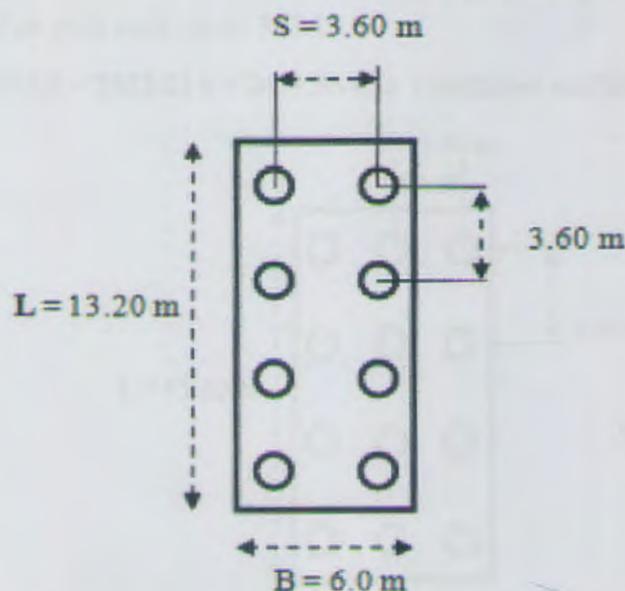


Figure. 29 : Schéma de conception des semelles pour la culée 01.

Tableau. 39 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Pressiométrique 01 (culée 01)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	17	1,2	02	08	04	3,60	0,74	318,16	1883,50

• Cas de pile (4) SC 02

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2691,55 t

⇒ Pour une profondeur de 13 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 306.40 t le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 10 pieux environ.

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 10 pieux avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0.73.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 306.40 = 2248.11 \text{ t} < 2691,55 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 13m et un nombre de pieu égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 306.40 t

$$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 306.40 = 2609.87 \text{ t} < 2691.55 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 343.10 t.

$$Q_{gELS} = 12 \times 0,71 \times 343.10 = 2923.21 \text{ t} > 2691,55 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

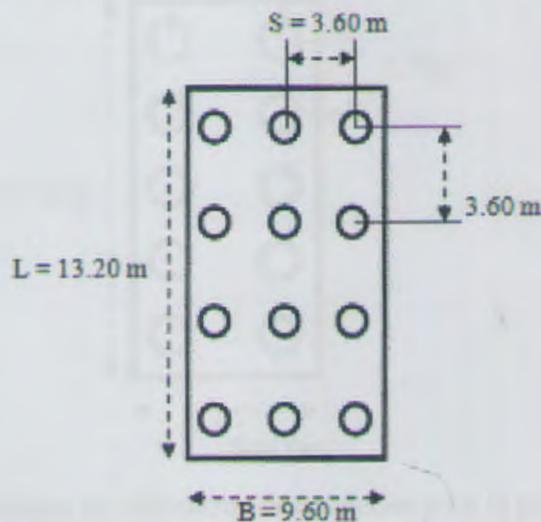


Figure. 30 : Schéma de conception des semelles pour la pile 04.

Tableau. 40 : résultat de calcul de la charge limite du groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage Préssiomètre 02 (Pile 04)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieux par rangée	Entraxe des pieux (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
02	15	1.2	03	12	04	3.60	0.71	343.10	2923.21

- Cas de pile (7) SC 03

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **3195.33 t**

⇒ Pour une profondeur de 13 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **452.20 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux d'environ.

On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m ($3,0 \varnothing$) et un nombre de pieu égal à 8 pieux avec deux rangées, puis vérifions le choix.

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

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$$Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 452.20 = 2691.35 \text{ t} < 3195.33 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 13 m et un nombre de pieu égal à 10 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **452.20 t**

$$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 452.20 = 3301.06 \text{ t} > 3195.33 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

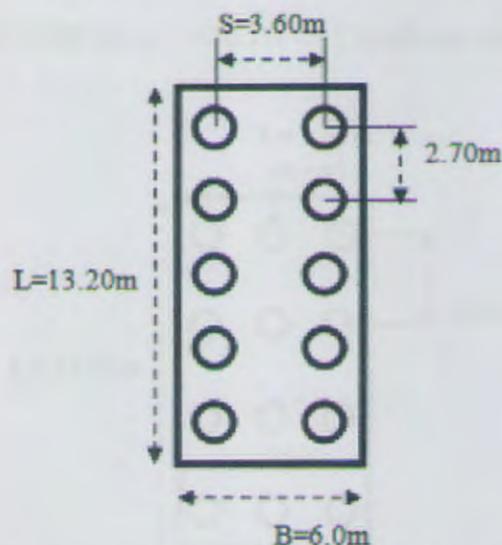


Figure. 31 : Schéma de conception des semelles pour la pile 07.

Tableau. 41 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage Préssiomètre 03 (Pile 07)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite du groupe de pieu (T)
03	13	1.2	02	10	05	3.60	0.73	452.20	3301.06

- Cas de culée (2) SC 04

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1630.15 t**

⇒ Pour une profondeur de 15m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **180.83 t**, le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 10 pieux.

On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m ($3,0 \varnothing$) et un nombre de pieu égal à 10 pieux avec deux rangés, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0.73.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{aELS}$

$$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 180.83 = 1326.78 \text{ t} < 1626.78 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 10 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **198.08 t**.

$$Q_{gELS} = 10 \times 0.73 \times 198.08 = 1453.35 \text{ t} < 2691.55 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ On vérifie pour une profondeur de 17 m et un nombre de pieu égal à 12 pieux, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **198.08 t**

$$Q_{gELS} = 12 \times 0.71 \times 198.08 = 1687.64 \text{ t} > 1630.15 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

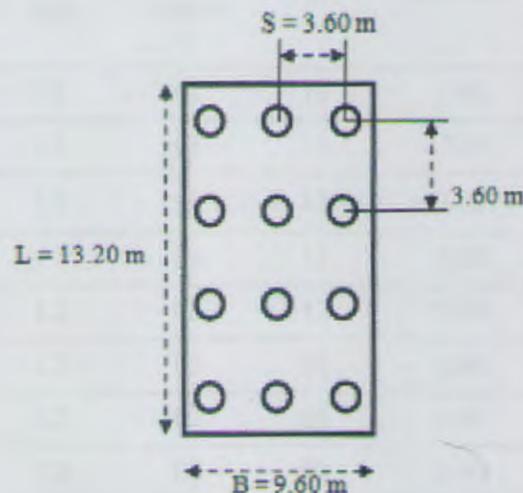


Figure. 32 : Schéma de conception des semelles pour la culée 02.

Tableau. 42 : Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir de sondage pressiométrique 04 (Culée 02)

N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS Q_{adm} (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
04	17	1.2	03	12	04	3.60	0.71	198.08	1687,64

Tableau. 43 : Dimensionnement des culées à partir des sondages pressiométrique

N° Culée	N° SC	Longueur de pieu	Diamètre	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Ce	Capacité portante d'un pieu (T)	Capacité portante d'un groupe de pieu (T)
01	01	17	1.20	02	08	0.74	318.16	1883.50
02	04	17	1.20	03	12	0.71	198.08	1687.64

En fonction de nombre des pieux on divise les piles en trois (03) types, comme indiqué dans le tableau 44 :

Tableau. 44 : Classification des piles en fonction nombre des pieux

Type	Pille	N° SC	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Entraxe de pieu (m)	Ce méthode converse-Labarre	Capacité portante d'un pieu à ELS $Q_{adm}(T)$	Charge limite de groupe de pieu (T)
01	7	03	13	1.2	02	10	3.60	0.73	452.20	3301.06
	6	03	13	1.2	02	10	3.60	0.73	452.20	3301.06
02	5	02	15	1.2	03	12	3.60	0.71	343.10	2923.21
	4	02	15	1.2	03	12	3.60	0.71	343.10	2923.21
	3	02	15	1.2	03	12	3.60	0.71	343.10	2923.21
03	1	01	17	1.2	02	08	3.60	0.74	318.16	1883.53
	2	02	15	1.2	02	08	3.60	0.74	343.10	2031.14
	8	03	13	1.2	02	08	3.60	0.74	452.20	2677.04
	9	03	13	1.2	02	08	3.60	0.74	452.20	2677.04
	10	03	13	1.2	02	08	3.60	0.74	452.20	2677.04

IV.9. Analyse et interprétation des résultats obtenus

IV.9.1. Etude comparative entre la capacité portante admissible obtenue par chaque méthode

Tableau. 45 : Récapitulatif des résultats obtenus pour chaque méthode

			Méthode Statique	Méthode Pressiométrique	
Caractéristique des pieux	Profondeur d'investigation (m)	Culée 01	15	17	
		Pile 04	17	15	
		Pile 07	17	13	
		Culée 02	13	17	
	Diamètre (m)	Culée 01	1.20	1.20	
		Pile 04			
		Pile 07			
		Culée 02			
	Nombre	Culée 01	08	08	
		Pile 04	12	12	
		Pile 07	12	10	
		Culée 02	08	12	
Capacité portante (T)	Pieux isolés	ELS	Culée 01	311.40	318.16
			Pile 04	356.93	343.10
			Pile 07	397.51	452.20
			Culée 02	357.57	198.08
		ELU	Culée 01	467.10	-
			Pile 04	535.39	-
			Pile 07	596.26	-
			Culée 02	536.36	-
	Groupe de pieux	ELS	Culée 01	1853.34	1883.50
			Pile 04	3040.24	2923.21
			Pile 07	3385.90	3301.06
			Culée 02	2128.15	1687.64
		ELU	Culée 01	2765.23	-
			Pile 04	3169.50	-
			Pile 07	3529.85	-
			Culée 02	3175.2512	-

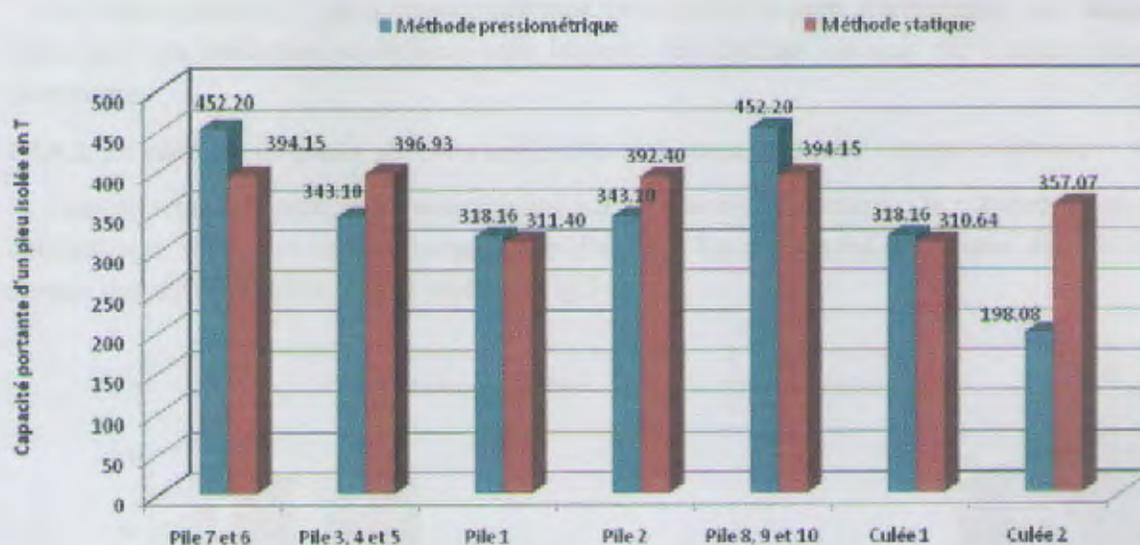


Figure. 33 : Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode.

Le dimensionnement des fondations à partir des deux méthodes à savoir la méthode statique, et la méthode pressiométrique ont donné des résultats relativement proches de capacité portante pour un pieu isolé sous chargement axial (Fig.33).

L'analyse des résultats obtenus donne une capacité portante admissible élevée égale à 452.20 t pour la méthode pressiométrique et une valeur de 394.15 t par la méthode statique (Pile 6, 7, 8, 9 et 10), avec un écart de 58 t qui est relativement élevé.

Cette différence peut s'expliquer par la traduction du comportement réel du terrain à étudier par la méthode utilisée. En effet, si on prend l'exemple de la méthode statique, les deux paramètres fondamentaux qui déterminent les caractéristiques d'un sol sont sa cohésion et son angle de frottement interne. Ceux-ci sont déterminés sur des échantillons prélevés et acheminés en laboratoire. Ces échantillons seront soumis en laboratoire à des essais pour la détermination des caractéristiques mécaniques du sol en place. Mais la question qui peut se poser est de savoir si le sol prélevé aura les mêmes caractéristiques que le sol sur place.

Ainsi, différents chercheurs ont émis des réserves par rapport à cette méthode ce qui a même conduit au recours à des méthodes in situ qui traduisent mieux le comportement réel du terrain à étudier. Pour cela nous jugeons que la méthode pressiométrique est la plus adaptée pour le dimensionnement des fondations sur pieux.

Un des avantages majeurs de l'essai pressiométrique est qu'il traduit au mieux le comportement réel du sol. Ainsi, il permet la détermination de la loi de comportement du sol c'est-à-dire, la loi qui traduit les relations entre les sollicitations auxquelles est soumis le sol et les déformations qu'elles engendrent. Cette loi de comportement constitue un élément important dans la détermination des caractéristiques mécaniques des sols. L'essai permet aussi la prédiction des tassements du sol.

De façon générale, l'essai pressiométrique présente beaucoup d'avantages, qui exigent cependant une exécution minutieuse sans laquelle les résultats obtenus par l'essai seraient compromis.

IV.9.2. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode

Compte tenu des surcharges déterminées par la descente de charge, le nombre de pieux obtenus pour reprendre ces surcharges, afin d'assurer les différentes conditions de stabilité, montre des résultats relativement proches (Fig.34).

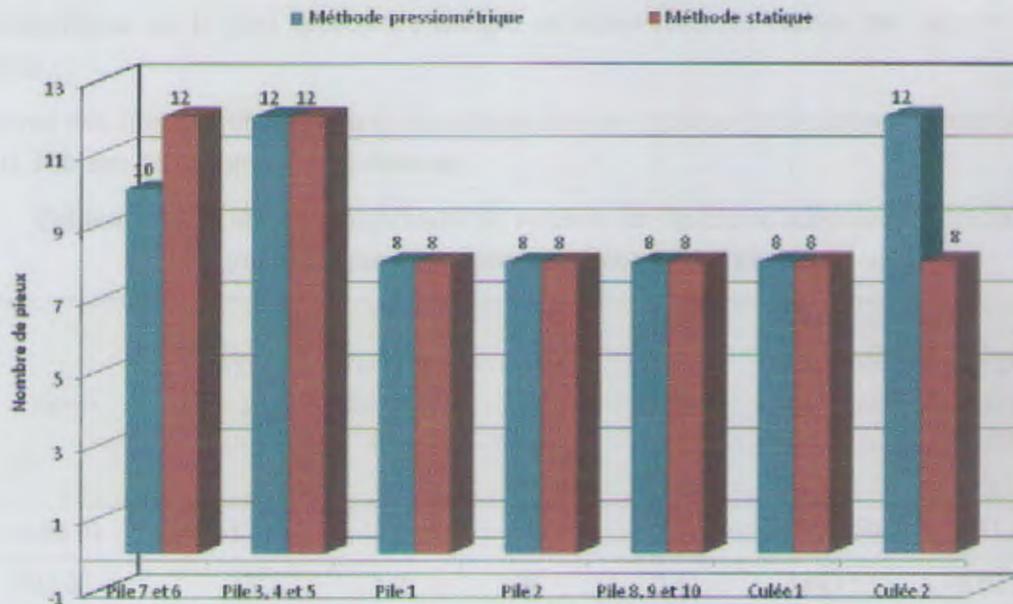


Figure. 34 : Nombre de pieux obtenus pour chaque méthode

Le nombre de pieux obtenus au niveau des piles 1, 2, 8, 9 et 10 (08 Pieux) par les deux méthodes est le même aussi pour la pile 3, 4 et 5 (12 Pieux), néanmoins pour la culée il est différent, 12 pieux pour la méthode pressiométrique et 08 pieux pour la méthode statique, ce qui représente un écart relativement faible.

Les résultats obtenus pour le calcul du nombre de pieux, pour chaque méthode, étaient prévisibles dans la mesure où le nombre de pieux est en corrélation directe avec la capacité portante. Mais il faut voir dans cette comparaison d'autres aspects du dimensionnement à savoir l'aspect temps d'exécution, l'aspect coût et l'aspect sécurité.

Dans notre cas, en vue de l'importance de l'ouvrage à projeté (classe de l'ouvrage), et pour des raisons de sécurité on peut dire que le dimensionnement par la méthode pressiométrique est de loin le plus approprié que celui par la méthode statique.

IV.10. Conclusion

Le dimensionnement des fondations du Viaduc avec les deux méthodes à savoir la méthode pressiométrique et statique a permis d'obtenir des résultats qui ont fait l'objet de notre analyse.

Ainsi cette analyse a permis de voir de façon nette la différence entre les méthodes utilisées pour le dimensionnement des fondations profondes. Elle a permis aussi d'apprécier l'adéquation ou l'inadéquation de l'application d'une méthode dans un projet de dimensionnement de fondation profonde dans ce cas bien défini.

Au terme de notre analyse, nous pouvons dire que l'application de la méthode pressiométrique est la plus appropriée malgré certaines réserves émises par rapport à cette dernière.

En vue des résultats obtenus, nous recommandons le système de fondation comme illustrés dans le Tableau 46 et figure 35, ci-dessous :

Tableau. 46 : Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur, diamètre et entraxe des pieux)

Appuis	Longueur des pieu (m)	Diamètre des pieu (m)	Nombre des pieux	Entraxe des pieux (m)	Charge limite du groupe de pieu (T)	Charge de structure à l'ELS (T)
Culée 01	17	1.2	08	3.6	1883.50	1641.40
Pile 01	17	1.2	08	3.6	1883.53	1829.81
Pile 02	15	1.2	08	3.6	2031.14	1908.68
Pile 03	15	1.2	12	3.6	2923.18	2668.00
Pile 04	15	1.2	12	3.6	2923.21	2691.55
Pile 05	15	1.2	12	3.6	2923.18	2648.98
Pile 06	13	1.2	10	3.6	3301.06	3188.08
Pile 07	13	1.2	10	3.6	3301.06	3195.33
Pile 08	13	1.2	08	3.6	2677.04	2016.17
Pile 09	13	1.2	08	3.6	2677.04	1913.01
Pile 10	13	1.2	08	3.6	2677.04	1923.61
Culée 02	17	1.2	12	3.6	1687.64	1630.15

Conception finale adoptée pour l'ouvrage Pieux : $\varnothing = 1.20 \text{ m}$, Entraxe = 3.60 m .

La culée 01 à 8 pieux et La culée 02 à 12 pieux, La pile 04 à 12 pieux, et la pile 07 à 10 pieux

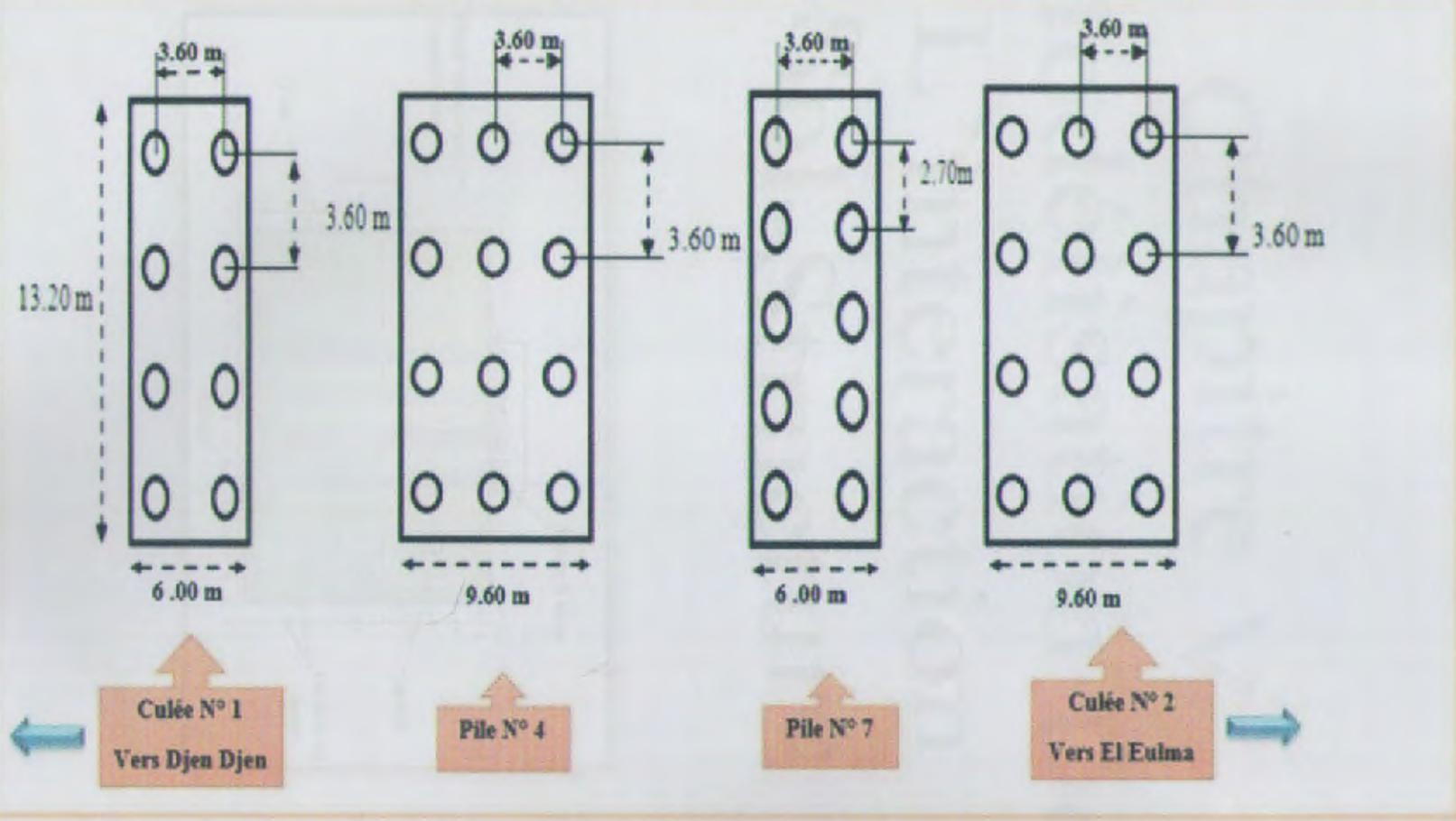


Figure. 35 : Vue en plan de la conception finale du système de fondation pour la Viaduc PK 11 de l'autoroute Est-Ouest reliant le port Djen Djen et El Eulma.

V. Introduction

Les problèmes géotechnique et hydrogéologique qui ont lieu dans les cas réels des ouvrages, peuvent être et être généralement traités; GEO-SLOPE International Ltd. est un de ces logiciels; la compagnie canadienne qui développe les logiciels SLOSTAN V et SLOSTAN et plusieurs d'autres, les logiciels de GEO-SLOPE sont utilisés par plusieurs chercheurs et étudiants de l'École Polytechnique de Montréal. Ceci est le cas de l'étudiant M. S. EL-SHAAR.

Chapitre V

Modélisation De

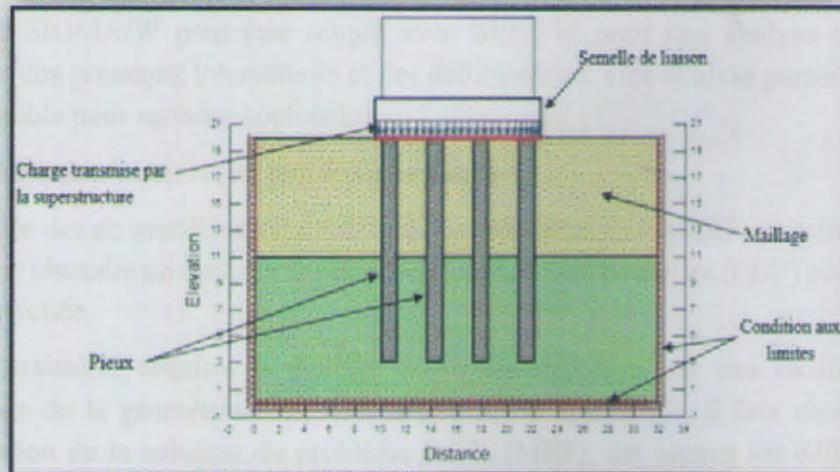
L'interaction

Sol-Structure

V2. Logiciel SLOSTAN

V2.1. INTRODUCTION

Le logiciel SLOSTAN est un programme de calcul de la déformation de structures enfoncées dans le sol et des ouvrages. Grâce à la possibilité de saisir l'interaction sol-structure, SLOSTAN permet de modéliser des problèmes de construction par étapes, où les conditions aux limites peuvent changer avec le temps. Pour l'analyse



L'analyse par les méthodes des éléments finis permet de donner une modélisation géométrique complexe des ouvrages, l'hétérogénéité de composition des matériaux, le comportement aux liaisons des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydrogéologique et autres aspects connexes.

V.1. Introduction

Les problèmes géotechnique et hydrogéologique qui est posé dans les conceptions des ouvrages, peuvent être étudiés et traités par plusieurs logiciels ; GEO-SLOPE International Ltd c'est un de ces logiciels ; la compagnie canadienne qui a développé les logiciels SIGMA/W et SEEP/W et propose d'autres, les licences de GEO-SLOPE sont utilisées par plusieurs chercheurs et étudiants de l'école Polytechnique de Montréal. Ceci justifie le choix du logiciel SIGMA/W.

La réalisation d'une modélisation numérique passe par les étapes suivantes :

- ✓ Le modèle conceptuel ;
- ✓ La géométrie du problème (ou du modèle) ;
- ✓ La géométrie du maillage en fonction du problème (difficulté de convergence dans la résolution des équations différentielles) et des résultats attendus (parfois, il y a un intérêt à connaître certains paramètres dans une région ou point particuliers) ;
- ✓ Les conditions aux frontières ;
- ✓ Les lois de comportement à utiliser et les paramètres du sol (ou matériau) requis par code.

V.2. Logiciel SIGMA/W

V.2.1. Définition

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 interstitielle) SIGMA/W peut être couplé avec SEEP/W pour une analyse interactive des changements des pressions interstitielle et des déformations. Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications.

V.2.2. Modélisation numérique par éléments finis

La méthode de modélisation numérique par éléments finis (MEF) consiste à discrétiser un domaine et résoudre un système d'équations en dérivées partielles (EDP) pour obtenir une solution approchée.

Un cas particulier, consiste le passage de la discrétisation par une redéfinition et une approximation de la géométrie. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème par la (MEF), cet espace est défini à l'aide du maillage (composé des éléments finis).

L'analyse par les méthodes des éléments finis permet de donner une modélisation géométrique complexe des ouvrages, l'hétérogénéité du comportement des matériaux, le comportement non linéaire des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique et autres aspects essentiels.

Les logiciels de calcul par éléments finis sont plus utilisables dans le domaine de la géotechnique et deviennent plus sophistiqués. Ils permettent de la connaissance des limites des logiciels et des spécificités des matériaux.

La modélisation numérique par éléments finis comporte trois aspects fondamentaux qui sont montrés par la figure. 33 et sont : la discrétisation du maillage, les conditions aux frontières et les propriétés des matériaux.

a. Discrétisation du maillage

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.

b. Condition aux frontières

C'est une étape nécessaire pour une définition précise et complète du problème exposé et une modélisation numérique correcte. Il y a plusieurs types de conditions aux frontières disponibles sur SIGMA/W, on cite : Contrôle du déplacement (tassement), des forces de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc.

Ces conditions aux frontières sont appliquées à l'aide de SIGMA/W sur les nœuds et les segments des éléments, avec l'application des conditions initiales au début de chaque étape de simulation.

c. Propriété des matériaux

SIGMA/W 2007 est constitué cinq (5) modèles dans son code, sont : linéaire élastique, élastique-anisotrope, élastique non linéaire (hyperbolique), élasto-plastique (EP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM). SIGMA/W 2007 permet aussi aux utilisateurs d'introduire leurs propres modèles (User defined modèles) afin de mieux représenter le comportement de certains matériaux. Le choix de chaque modèle dépend du type d'analyse que l'utilisateur souhaite effectuer (analyse avec ou sans pressions interstitielles par exemple) et du type de matériau modélisé.



Figure. 36 : Fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (Adaptée par GeoStudio, 2007)

V.3. Application au projet du Viaduc PK 11+196.780 au PK 11+591.942

A. Géométrie du problème

A la base des recommandations adoptées lors d'étude de dimensionnement des fondations, nous aborderons quatre cas de modélisation représentative de notre ouvrage, afin d'estimer les tassements sous fondations (pieux) :

- Culée 01 : groupe de huit (08) pieux (02 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 17 m pour.
- Culée 02 : groupe de douze (12) pieux (03 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 17 m.
- Pile 04 : groupe de douze (12) pieux (03 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et fichées à la profondeur de 15 m.
- Piles 07 (la pile la plus chargée) : fondée sur un groupe de (10) pieux (02 rangées), avec un diamètre de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 13 m.

B. Définition des paramètres des matériaux

Tableau. 47 : Paramètre physico-mécanique du sol de fondation et des pieux

Paramètre	Symbole	Marne Argileuse	Marnes	Dépôt alluvionnaire	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Elastic-Plastic	Elastic-Plastic	Elastic-Plastic	Linéair-Elastic
Poids volumique (KN/m ³)	γ_h	18	20	21	25
Module de Young (KN/m ²)	E_{ref}	50000	50000	50000	32.10 ⁶
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.33	0.33	0.2
Cohésion (KN/m ²)	C	14	30	00	/
Angle de frottement	φ	13	15	20	/

C. Génération du maillage

L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), il peut également présenter quelque région du sol ou/et le

voisinage d'un élément avec un maillage plus finement, on a utilisé pour la modélisation du présent projet la maille triangulaire de 0.5m, avec un nombre d'éléments de 5927 et un nombre de nœuds de 3070, pour les conditions aux limites le tassement est pris égale à zéro par rapport à x et y (limite inférieure),et zéro par rapport à la limite droite et gauche, avec une contrainte de la superstructure variable en fonction de l'appui (fig.37)

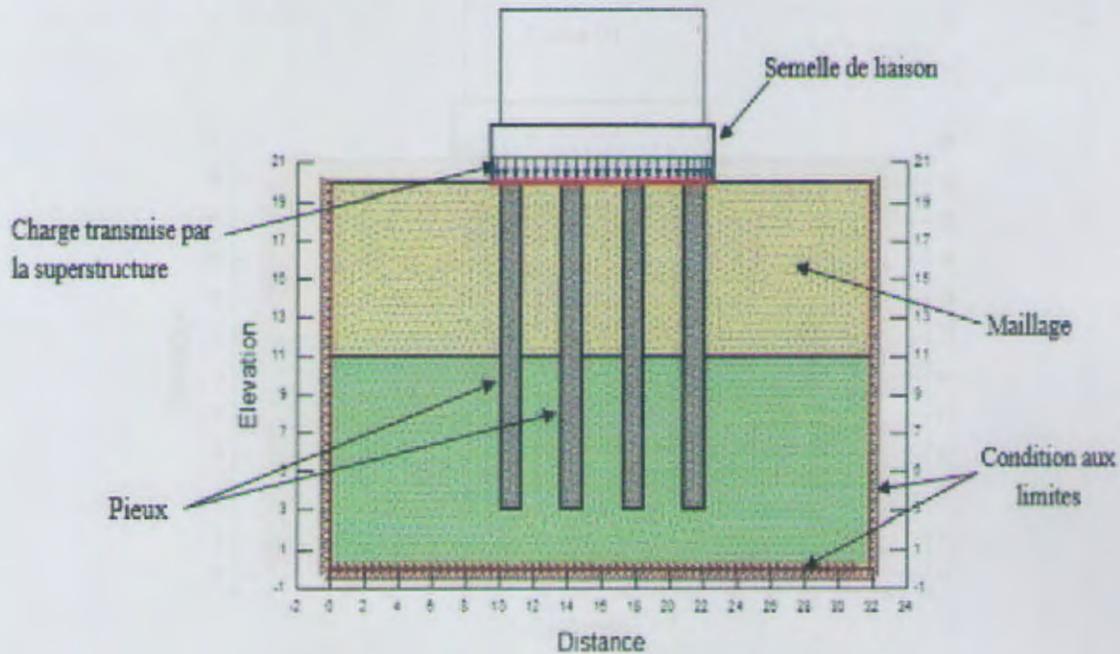


Figure. 37 : Exemple de génération du maillage et délimitation des condition aux limites.

D. Charge de la superstructure

Tableau. 48 : La charge de la superstructure en fonction de l'appui

Appuis	Charge en KPa
Culée 01	203.24
Pile 04	208.29
Pile 07	395.65
Culée 02	126.15

E. 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 :

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

- ↳ Les résultats de modélisation de la variante retenus précitées de chaque fondation sont représentés par les figures suivantes :
- Cas de groupe de 08 pieux (Culée 01) avec deux (02) formation : marne argileuse (superficielle) et marne compacte (substratum)

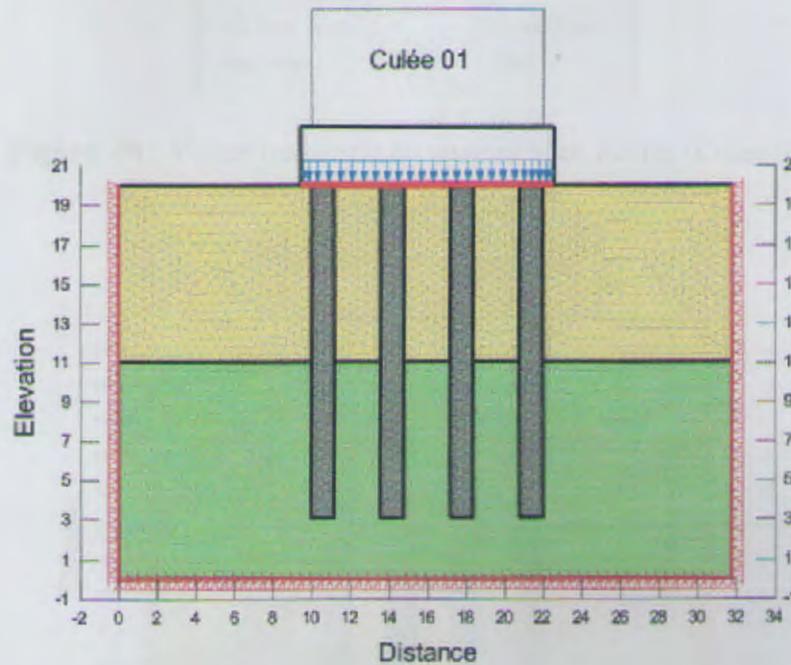


Figure. 38 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites (Cas d'un groupe de 08 pieux)

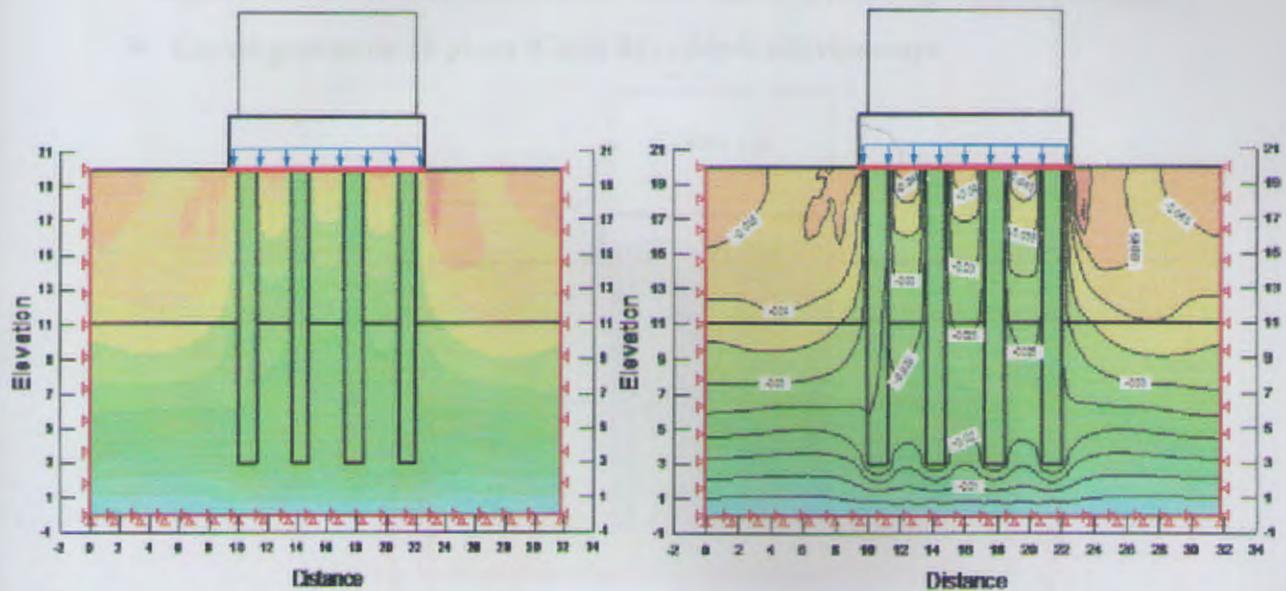


Figure. 39 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 08 pieux)

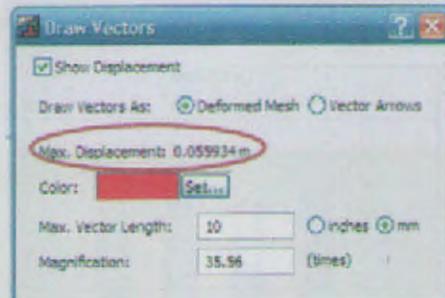


Figure. 40 : Valeur maximale du tassement en mètres (Culée 01)

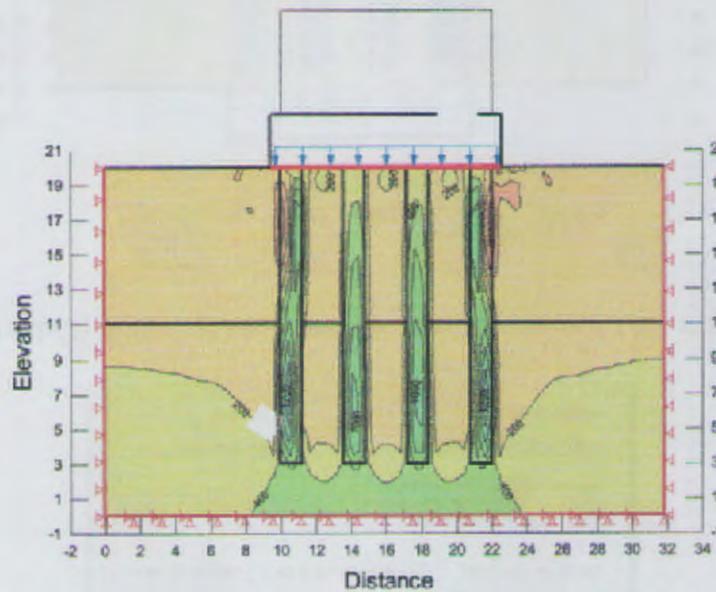


Figure. 41 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 08 pieux)

➤ Cas de groupe de 12 pieux (Culée 02) : dépôt alluvionnaire

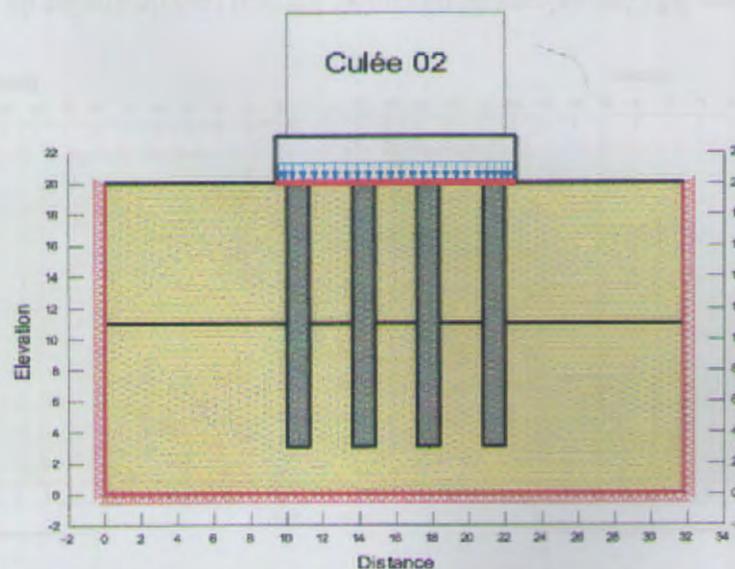


Figure. 42 : Génération du maillage et délimitation des condition aux limites
(Cas d'un groupe de 08 pieux)

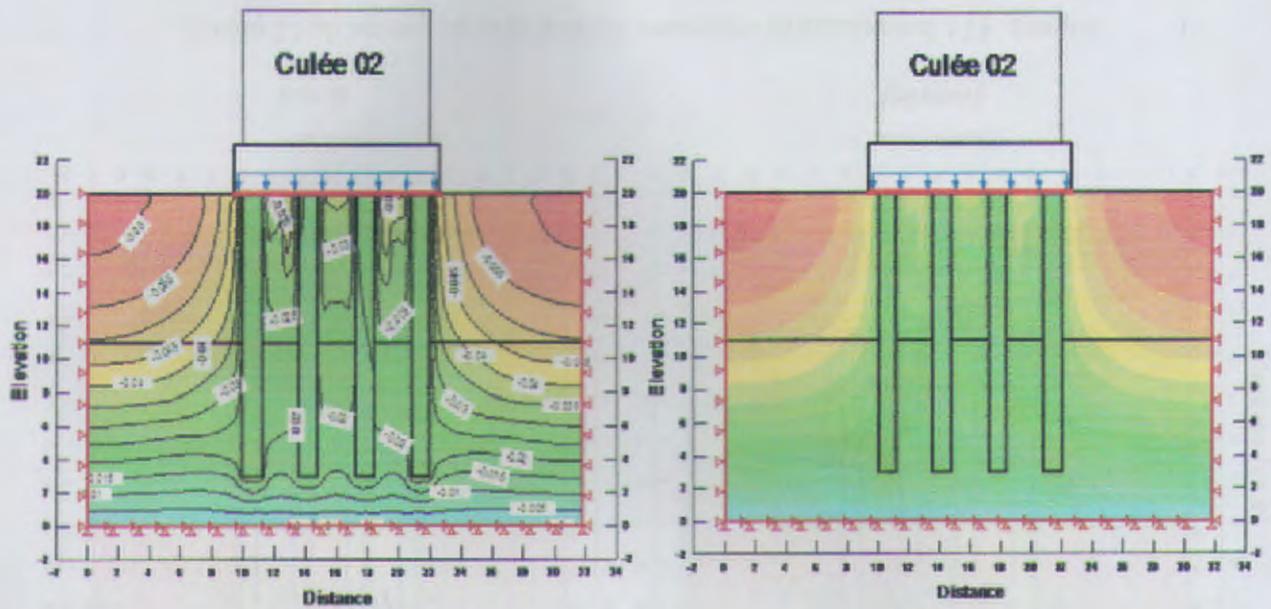


Figure. 43 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 12 pieux).

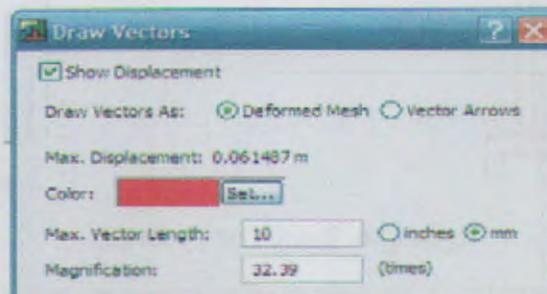


Figure. 44 : Valeur maximale du tassement en mètres (Culée 02)

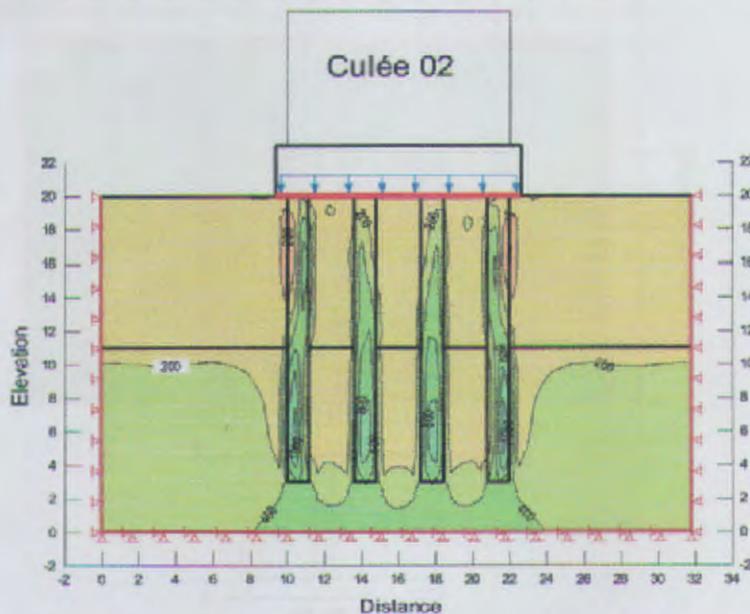


Figure. 45 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 08 pieux)

➤ Cas de groupe de 12 pieux (Pile 04) : une seul couche marneuse.

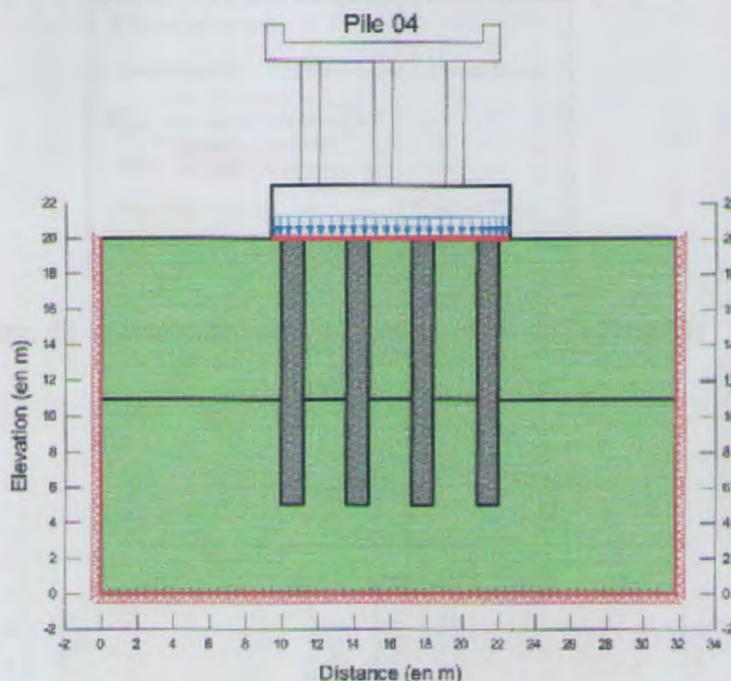


Figure 46 : Génération du maillage et délimitation des condition aux limites (Cas d'un groupe de 12 pieux)

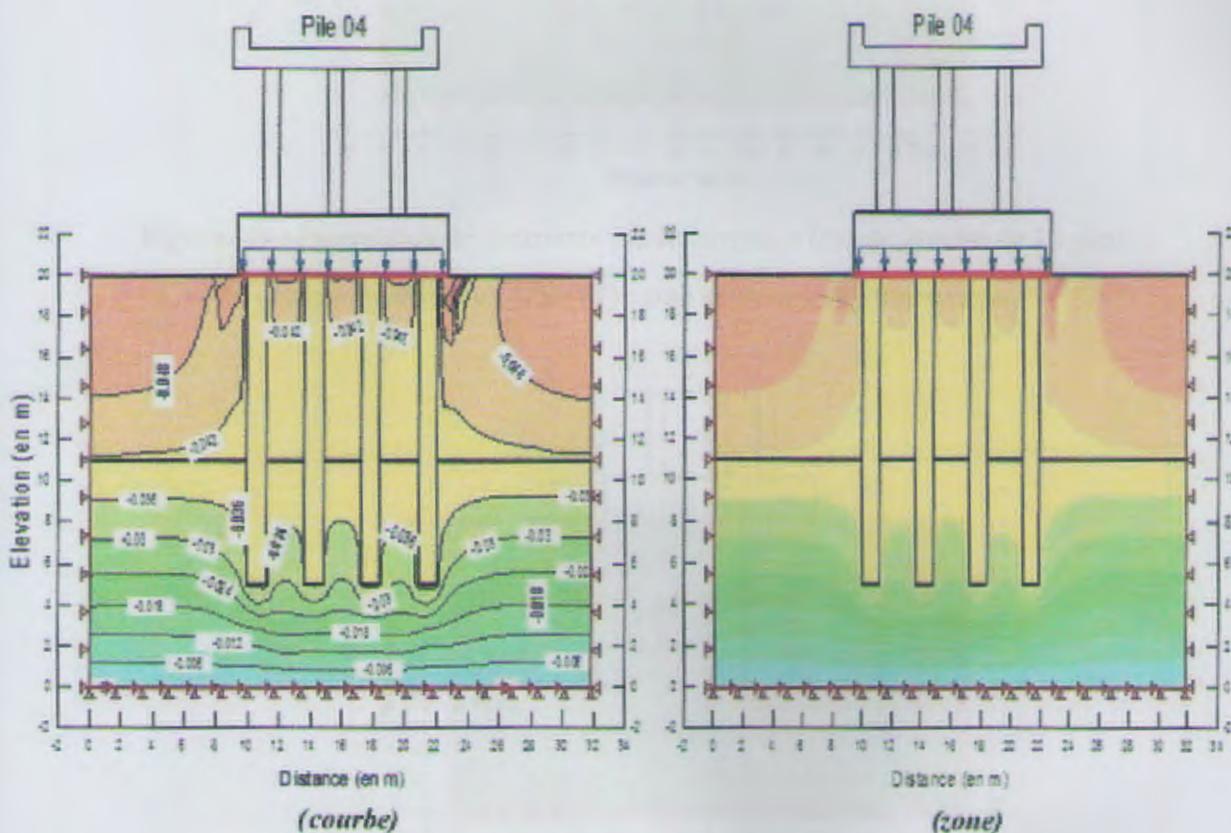


Figure. 47 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 12 pieux).

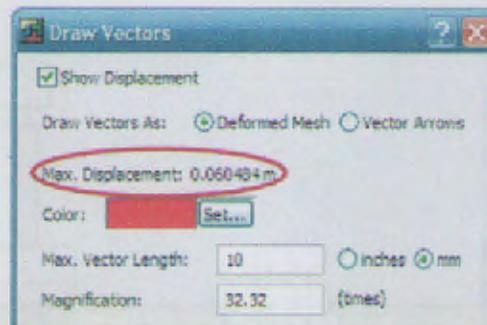


Figure. 48 : valeur maximale du tassement en mètre (Pile 04).

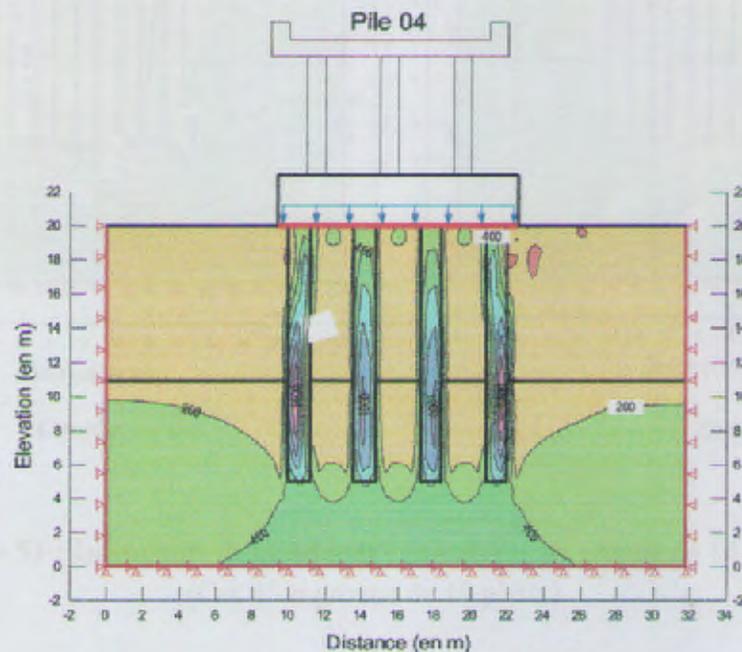


Figure. 49 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 12 pieux).

➤ Cas de groupe de 10 pieux (Pile 07) : une seule couche marneuse.

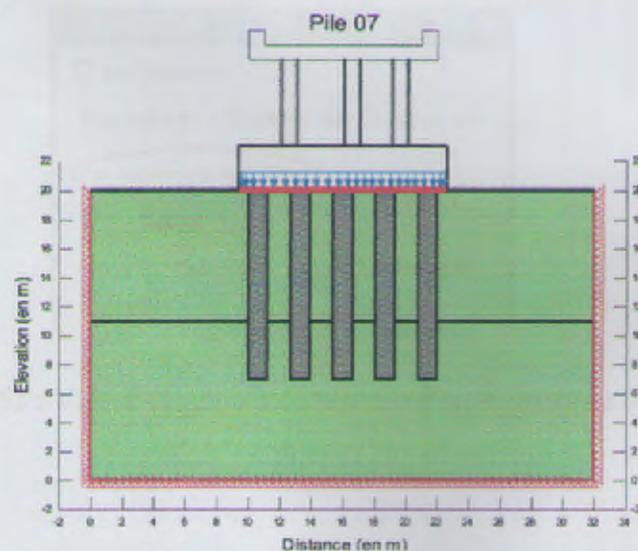


Figure 50 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites

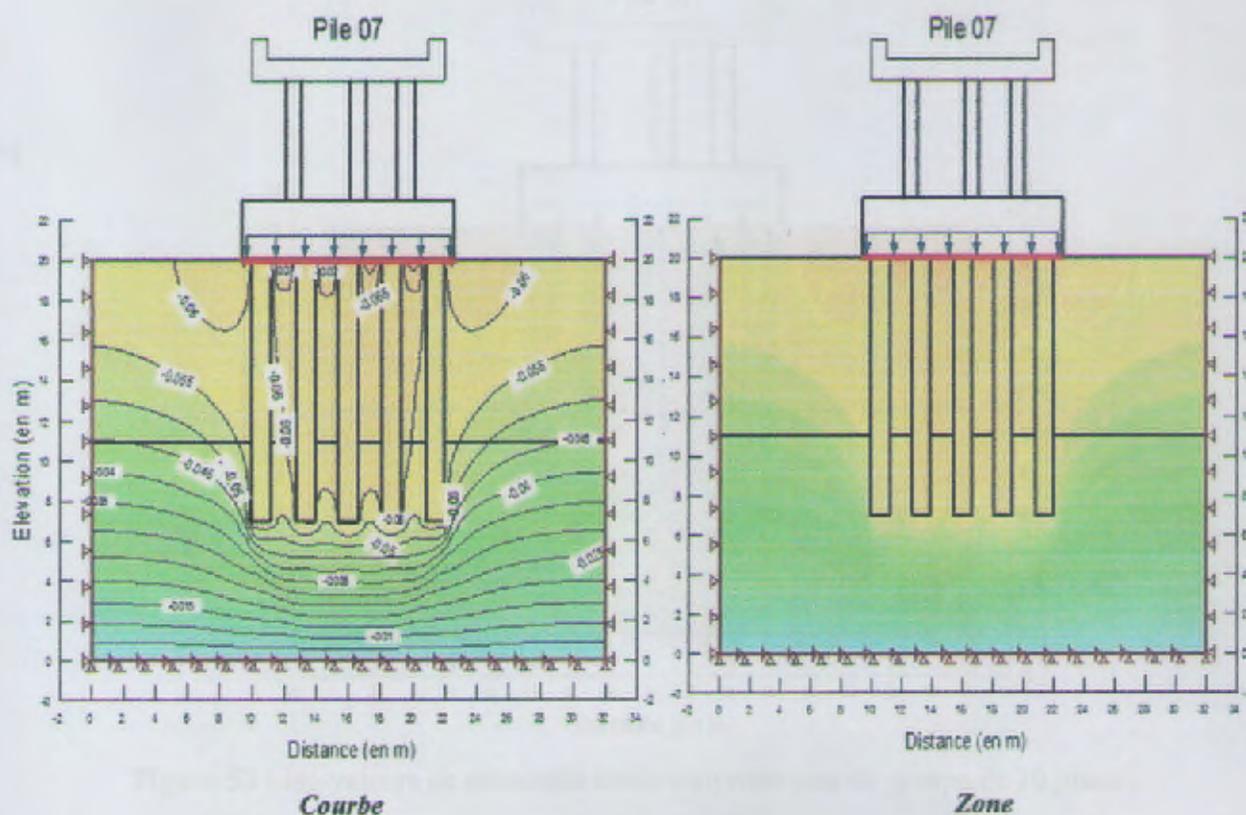


Figure 51 : Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 10 pieux)
(Cas d'un groupe de 10 pieux)

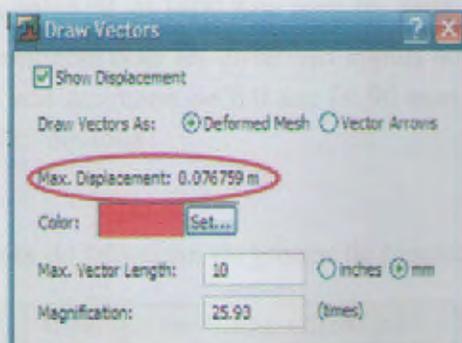


Figure. 52 : Valeur maximale du tassement en mètre (Pile 07).

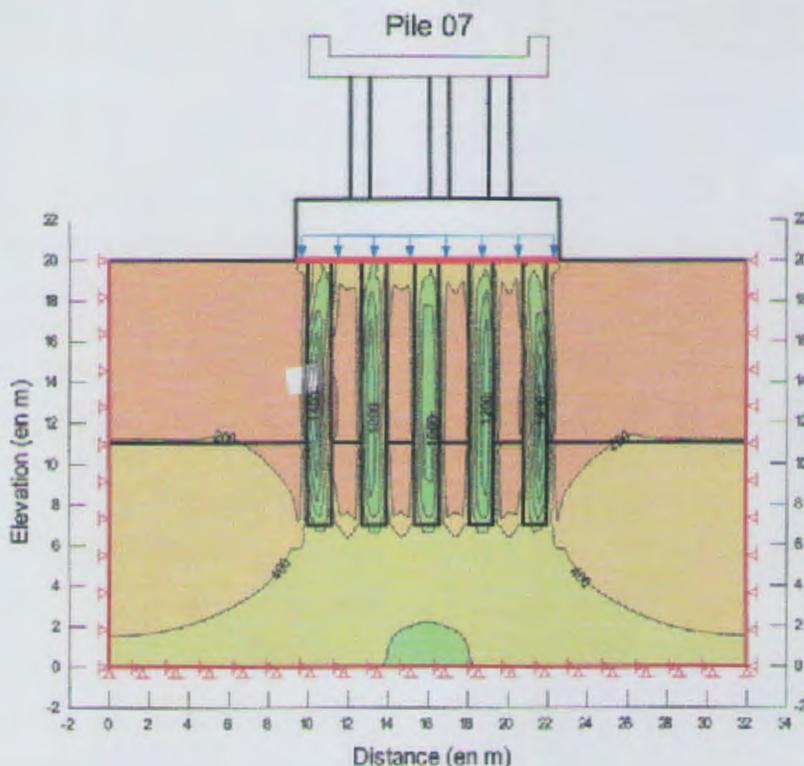


Figure 53 : Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (cas de groupe de 10 pieux).

V. 4. Conclusion

D'après les différents résultats obtenus à partir de la modélisation des appuis en fonction de la charge de la superstructure et de la conception du système de fondation, on conclut que :

- Les charges de la superstructure transmissent à l'infrastructure sont supportées en grande partie par les pieux, d'où on constate une concentration des contraintes à l'intérieure des pieux (Fig.53) avec des valeurs de contrainte de 1200 Kpa pour la culée 01, 1130 Kpa pour la culée 02, et 1400 Kpa pour les deux piles 04 et 07.
- L'estimation des tassements pour les différents appuis sont admissibles est ne dépasse pas le 8.0 cm, avec une moyenne de 6.0 cm (< 90 mm d'après la norme française), d'après le tableau 49 ci-dessous :

Tableau. 49 : Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.

Eléments	Charges en Kpa	Tassement en (cm)	Tassement moyen en (cm)
Culée 01	203.24	5.5934	
Pile 04	208.29	6.1487	
Pile 07	395.65	7.6759	6.39
Culée 02	126.15	6.1487	

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude nous a permis de nous impliquer des différents méthodologies documentaires des fondations sur pied sur les différents aspects.

Ainsi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pied sur les ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordée à leur dimensionnement et à leur mise en œuvre. A cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet de fondation sur le choix réside dans le choix d'une méthode de dimensionnement. Ceci dépend de plusieurs aspects. À savoir principalement, l'aspect technique, l'aspect coût et temps d'exécution.

Les performances des méthodes font l'objet actualisation de plusieurs recherches. Ainsi, nous avons pu constater que le choix d'une méthode de dimensionnement sur le site de l'échangeur de VIADUC de PK 11+156,780 et PK 11+159,542, nous a permis d'avoir une idée plus nette de problèmes.

En terme de cette étude, nous pouvons dire que chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Mais ceux-ci diffèrent selon la méthode utilisée. En effet, pour la méthode probabiliste, elle se révèle être très précise mais son utilisation demande un personnel qualifié. De plus, elle s'applique à beaucoup de types de sol. Alors que pour la méthode déterministe, elle est relativement plus efficace car elle est simple à utiliser. Cependant, elle ne peut pas être utilisée pour résoudre le problème de dimensionnement.

De point de vue de la capacité portante, les résultats obtenus sont satisfaisants. Les résultats obtenus sont en accord avec les résultats obtenus par les autres méthodes. Cependant, les résultats obtenus ne sont pas exacts car ils sont basés sur des données d'entrée qui sont variables. Ainsi, dans notre étude, nous avons pu constater que les résultats obtenus ne sont pas exacts car ils sont basés sur des données d'entrée qui sont variables. Ainsi, dans notre étude, nous avons pu constater que les résultats obtenus ne sont pas exacts car ils sont basés sur des données d'entrée qui sont variables.

Ainsi, pour un choix plus sûr nous proposons les recommandations suivantes:

- Rationaliser le choix des méthodes en prenant en considération les méthodes de terrain.
- Ne pas s'enfermer trop aux habitudes locales pour le choix des méthodes, il doit s'appuyer sur une étude sérieuse.
- Renforcer, si possible, sur les autres études, différents types d'essais afin de juger l'efficacité d'une méthode pour un choix définitif du type de dimensionnement fondation.
- Apporter le plus grand soin sur le pilotage et l'échantillonnage, car les études géologiques emploient beaucoup de temps et d'argent.
- Appliquer avec prudence les corrélations empiriques qui existent entre les différents méthodes en cas de nécessité.
- Ne pas négliger au premier plan, l'aspect coût, surtout en cas de dimensionnement fondation de grand envergure. En général, l'aspect coût l'emporte sur l'aspect technique.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude nous a permis de nous imprégner des différentes méthodologies de dimensionnement des fondations sur pieu sous ses différents aspects.

Ainsi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pieux sur les ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordée à leur dimensionnement et à leur mise en œuvre. A cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet de fondation est le choix adéquat d'une méthode de dimensionnement. Ceci dépend de plusieurs aspects à savoir principalement, l'aspect technique, l'aspect coût et temps d'exécution.

Les performances des méthodes font l'objet actuellement de plusieurs controverses. Ainsi, notre étude, qui a consisté en la comparaison des différentes méthodes d'essais réalisées sur le site de l'échangeur du VIADUC du PK 11+196.780 au PK 11+591.942, nous a permis d'avoir une idée plus nette du problème.

Au terme de cette étude, nous pouvons dire que chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Mais ceux-ci diffèrent selon la méthode utilisée. En effet, pour la méthode pressiométrique, elle se révèle être très pratique mais son utilisation demande un personnel qualifié. De plus, elle s'adapte à beaucoup de types de sol hormis les terrains rocheux ou très compressibles. Quant à la méthode statique, elle est relativement plus délicate car elle est constituée de plusieurs essais au laboratoire et la moindre inattention peut susciter la reprise de certains de ces essais.

Du point de vue de l'évaluation de la capacité portante, la méthode pressiométrique ainsi que la méthode statique ont donné des résultats relativement proches et qui paraissent satisfaisants. L'évaluation des tassements faite à partir de la modélisation numérique a donné des résultats corrects. Néanmoins, cette comparaison ne permet pas de faire une généralisation parce que les résultats obtenus ne découlent que d'un cas particulier. Autrement, les conclusions tirées de cette étude ne sont valables que dans notre étude de cas bien que pouvant confirmer certains résultats obtenus dans la théorie.

Ainsi, pour un choix judicieux nous proposons les recommandations suivantes:

- Rationaliser le choix des méthodes en prenant en considération le maximum de facteurs.
- Ne pas s'attacher trop aux habitudes locales pour le choix des méthodes, il doit se baser sur une étude sérieuse.
- Réaliser, si possibles, sur un même chantier, différents types d'essais afin de juger l'efficacité d'une méthode pour un choix définitif en vue de dimensionner la fondation.
- Apporter le plus grand soin sur le prélèvement et l'échantillonnage, car les essais de laboratoire complètent harmonieusement les essais in situ.
- Appliquer avec prudence les corrélations empiriques qui existent entre les différentes méthodes, en cas de nécessité.
- Ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonction du coût car, en général, l'aspect coût handicape l'aspect technique.

Références et Bibliographies

- **Abbas, N., et Djebaili, F., 2013.**Cartographie au 2/25000 des zones défavorables à la construction dans la région de Kaous (wilaya de Jijel), Mémoire de Master II : Université Jijel Algérie, 51p.
- **Bouafia, A., 2010.** Conception et calcul des ouvrages Géotechniques.
- **Bouilli, J. P., et Raoult J. F., 1971.**Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un Olistostromes lie au charriage des flysch, le Numidien peut être un néo-autochtone compte Rendu, Somm. Soc. Geol : France, 117 p.
- **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.
- **Bouillin, J. P., 1979.**La transversale de Collo et d'El Milia (petite Kabylie) : une région clef pour l'interprétation de la tectonique alpine de la chaine littorale d'Algérie, Mém.soc.Géol : France, pp1-84.
- **Daas,R., et Zemamouch,Kh., 2015.** Enjeux géologiques et géotechnique portant sur la réalisation d'un pont sur Oued El Kébir-Région de Sidi Maarouf, Wilaya de Jijel, Mémoire de Master II : Université. Jijel Algérie, 68p.
- **Djellit, H., 1987.**Evolution tectono-métamorphique du socle kabyle et polarité demise en place des nappes flysch en petit Kabylie occidentale (Algérie), thèse de Doctorat : université de Paris France, p 206.
- **Durand Delga, M., 1955.**Etude géologique de l'Ouest de la chaine Numidique, thèse d'Etat Publ. Serv. Carte géol : Algérie, pp 24-533.
- **Durand Delga,M., 1969.**Mise au point sur la structure du Nord Est de Berberie, Publ.serv.Cartegéo : Algérie, p131.
- **Durand Delga,M., 1980.**La Méditerranée occidentale, étape de sa genèse et Problème structuraux, Mém. Serv. Soc. Geol : France, pp 204-224.
- **Durand Delga, M., 1980.** Le cadre structural de la Méditerranée occidentale, 26th Internationale Géologique Congress.Colloque C25, Géologie des chaines alpines issues de la Téthys,Mem. Bur. Rec. Geol Min 11, p 67-85.
- **Fascule n° 61 titre II.,** Programme de charge et épreuves des ponts-routes. Ministère de l'Équipement, du logement et des Transport de la France.
- **Fascule n° 62 titre IV.,** Règle technique des conceptions et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

- **Ficheur, E., 1903.** Les terrains anciens et l'Eocène métamorphique dans les massifs Numidiens Bull Soc Geol : France, pp 407- 431.
- **Forni, M., 1981.** Fondations spéciales et reprise en sous œuvre : Eyrolles, 172 p.
- **Géo-StudioTutorials.,** inclus des student edition lessons, GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, First Edition, Mai 2007.
- **Haddad, W., et Mezhoud, S., 2014.** Etude de faisabilité des fondations d'un pont sur Oued El-Kébir, Zarza, Wilaya de Mila, Algérie Nord Oriental, Mém de Master II : Univ de Jijel Algérie, 59 p.
- **Raoult, J. F., 1969.** Relation entre la dorsale kabyle et les flysch sur la transversale de Djebel Rheidir, phase tangentielle éocène, paléogéographique (Nord du Constantinois, Algérie), 1969 Bull. Soc. Géol. France (7), XI : Paris, pp 523-543.
- **Raoult, J. F., 1974.** Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord du Constantinois Algérie), Mém. Soc. Géol : France , 163p.
- **Règles technique de calcul et de conception des fondations des ouvrage de génie civil.** Cahier des clauses technique générales application aux marchés de travaux.
- **Sanglérat, G., et Costet, J., 1983.** Cours pratique de mécanique de sol, Tome II-calcul des ouvrage, 3^{ème} Ed, Dunod : Paris, 447 p.
- **Société Algérienne des ponts et travaux d'art (S. A. P. T. A.), 2014.** Note de calcul de l'infrastructure du Viaduc « PK 11+196.780 au PK 11+591.942 » au niveau de la commune de Kaous, assurant la liaison autoroutière reliant le port de DjenDjen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- **Villa, J. M., 1978.** Carte structural au 1/500000 de chaîne alpine d'Algérie Oriental et des confins Algéro-Tunisiens.
- **Villa, J. M., 1980.** La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-tunisien : p13-37, 43-49, 237-242, 571.
- **Wildi, W., 1978.** La chaîne tellorifère (Algérie, Maroc, Tunisie) Structure, Stratigraphie Evolution du trias au miocène. Rev. Géol, Dyn. Géogra. Phys. vol 24, p 201-297.

➤ **Les Normes Françaises :**

- **Norme française NF P94-071.,** Identification granulométrique, classification granulométrique, afnor, avant le 1^{er} Janvier 1998.

- **Norme française NF P94-050.**, Détermination de la teneur en eau pondérable des matériaux, 20 Aout 1995, pour prendre effet le 20 Aout, remplace la norme homologuée de même indice 1991.
- **Norme Française NF P94-071-1.**, Essai de cisaillement à la boîte, Partie 1 : Cisaillement direct, afnor, Aout, 1994.
- **Norme Française NF P 94-091.**, Essai de Gonflement à l'Oedomètre, Afnor, Décembre 1995.
- **Norme Française NF P 94-091-1.**, Essai Oedométrique, Afnor, Décembre 1997.
- **Norme Française NF P 94-110.**, Essai Pression Menard, Afnor, 28 Juillet 1991.
- **Norme Française NF P 94-157-2.**, Mesure Piézométrique, Afnor, 20 Février 1996.
- **Norme Française NF P18-011.**, Béton : Classification des environnements agressifs, afnor, Juin, 1992.

➤ **Les Liens de site Web :**

- <http://fr.wikipedia.org/wiki/Jijel>, carte de situation géographique de Jijel.
- http://ftp.fao.org/fi/CDrom/FAO_training/FAO_training/general/x6706f/x6706f04.htm.
- <http://www.pamline.fr/catalogue/nos-produits/catalogue-annexes/reponses-techniques/etudes-projet/environnement-autour-canalisation/agressivite-des-sols>
- <http://Partnershop.vss.ch>.
- <http://Fr.Wikipedia.Org/Wiki/Pizométre>.
- WWW.mémoire online.com

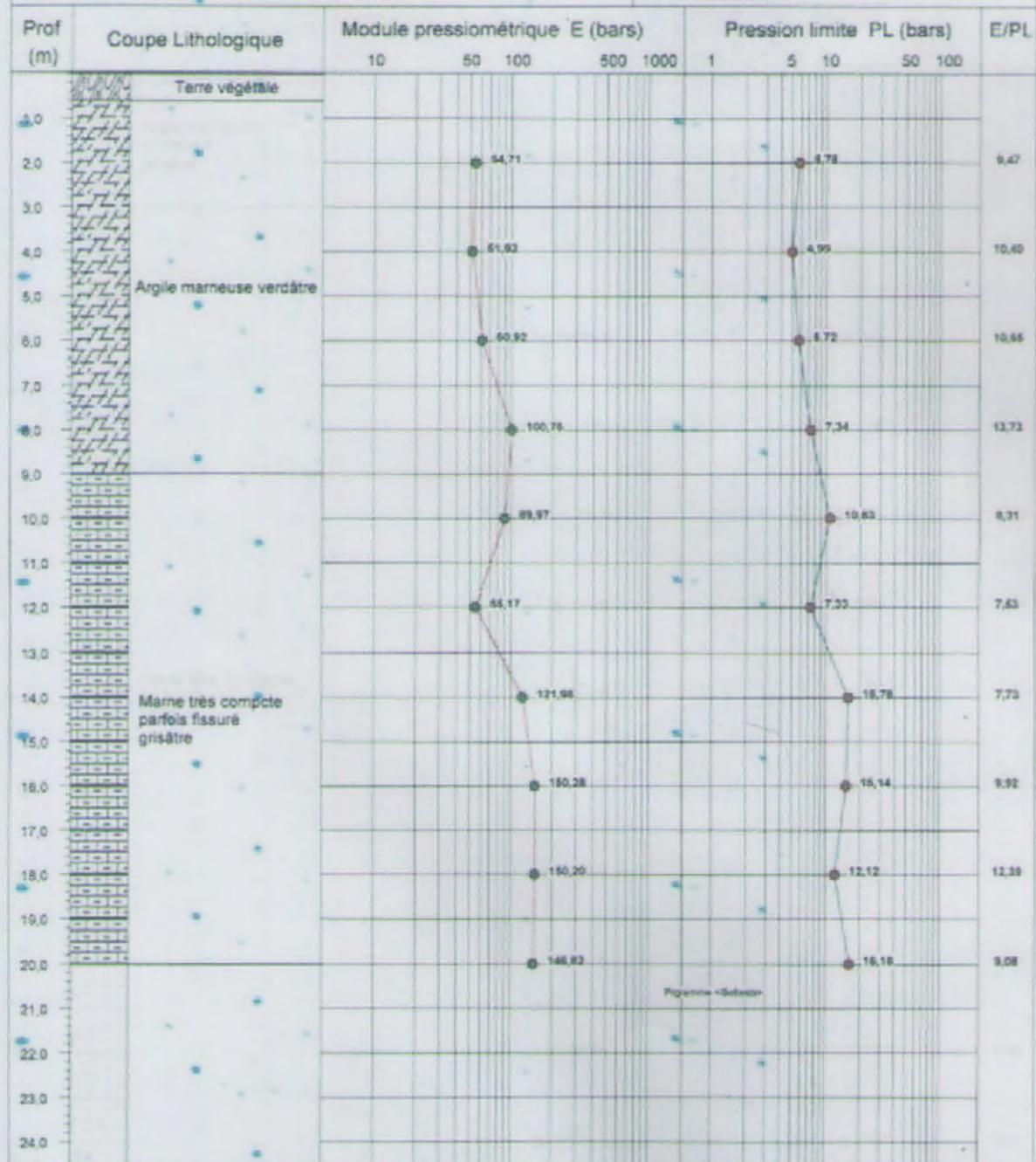

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038 93.16.11

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Date essai : 18/05/2011
 Lieu : Kaous - Jijel - Ouvrage (V-011.2) Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Client : S.A.P.T.A Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Sondage N° : S-OA03-1 Type d'appareil : Profondeur nappe / TN (m) :




Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.16.11

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

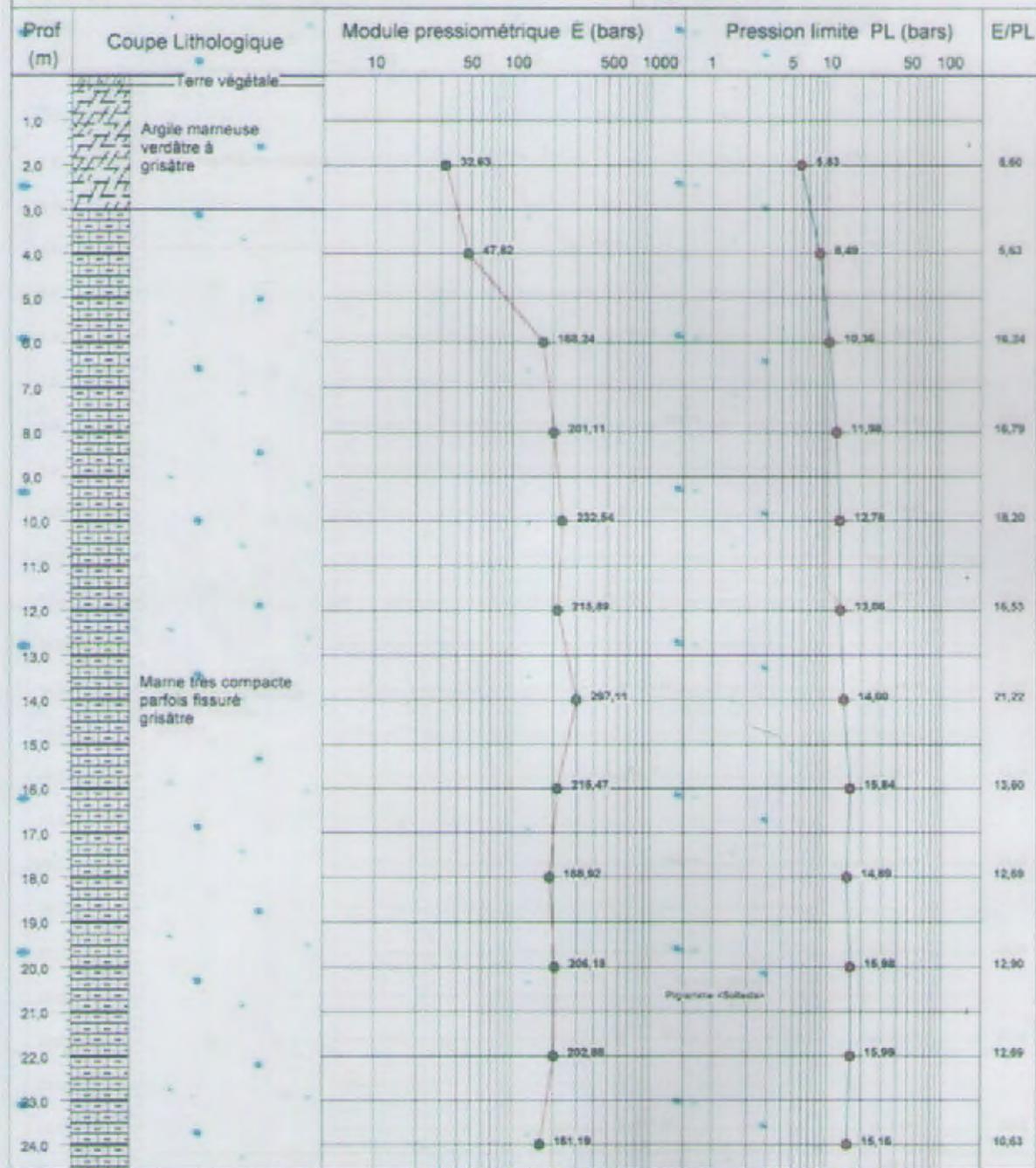
Projet : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute
 Lieu : Kacus - Jijel - Ouvrage (V-011.2)
 Client : S.A.P.T.A
 Sondage N° : S-OA03-2 Type d'appareil :

Date essai : JEST au niveau d'El Eulma sur 110 km

Volume de la sonde V_0 (cm³) : 535

Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1

Profondeur nappe / TN (m) :





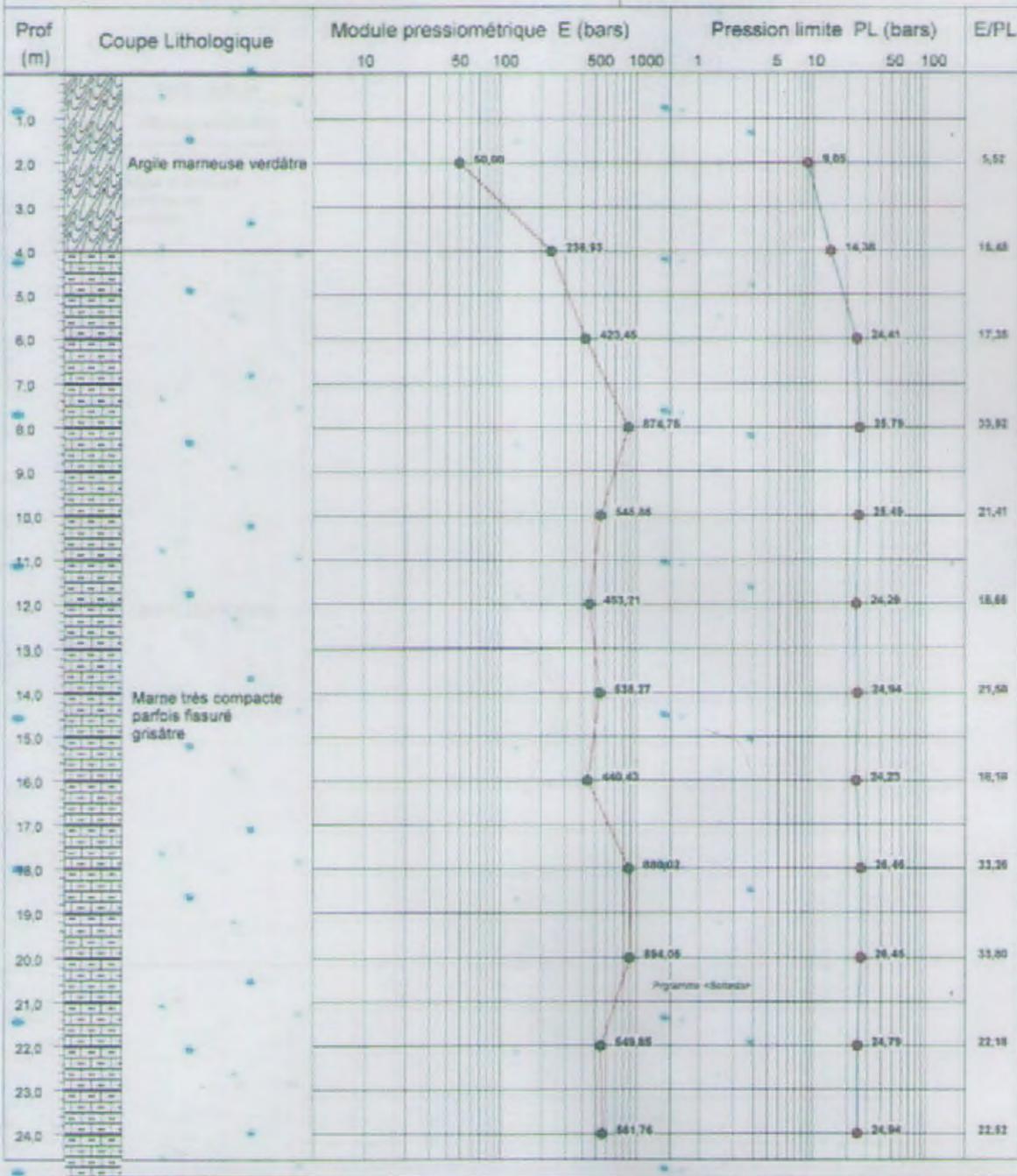
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.16.11

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Date essai : JEST au niveau d'El Eulma sur 110 km
 Lieu : Kaous - Jijel - Cuvrage (V-011.2) Volume de la sonde $\langle V_0 \rangle$ (cm³) : 535
 Client : S.A.P.T.A Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Sondage N° : S-OA03-3 Type d'appareil : Profondeur nappe / TN (m) :





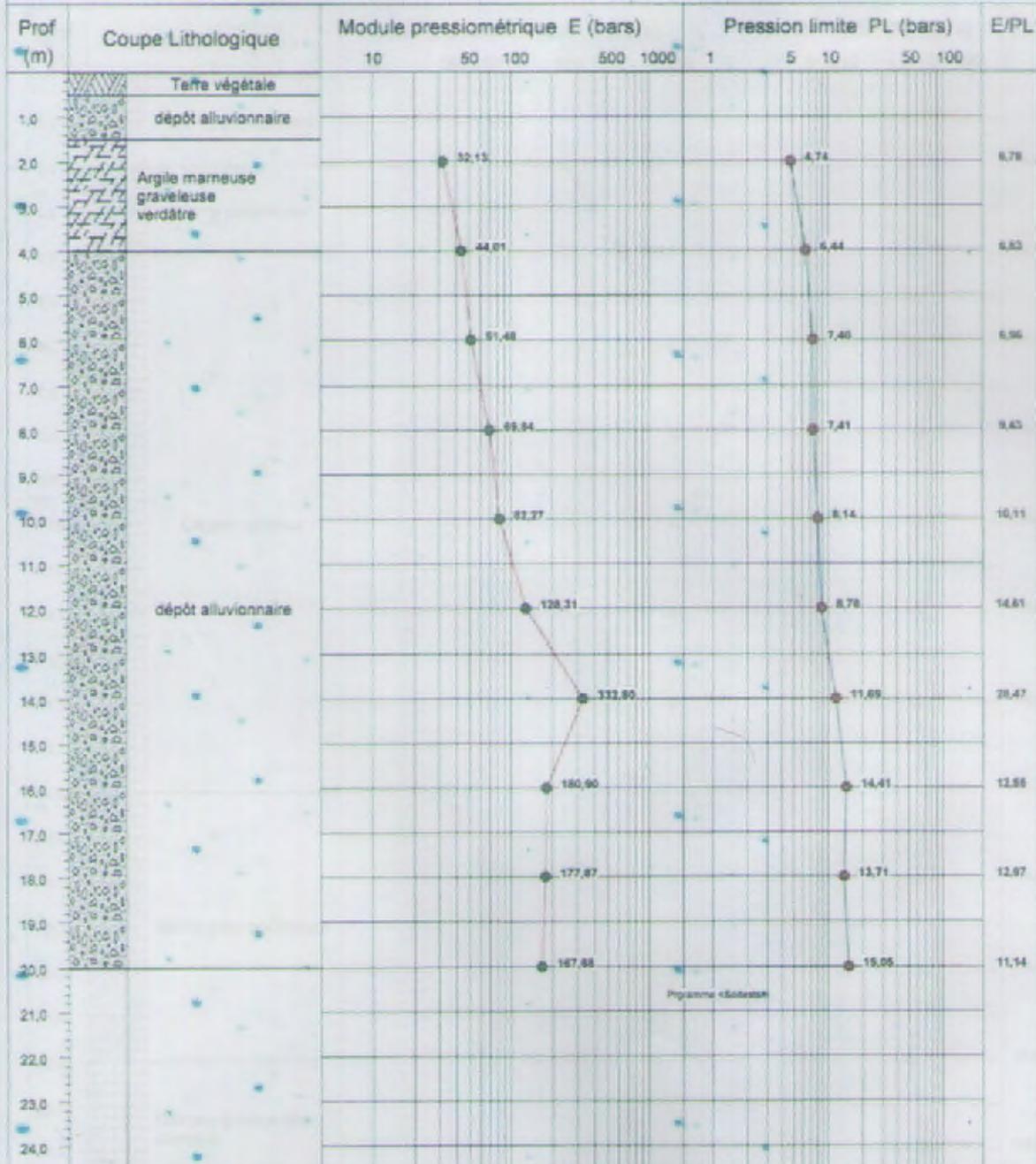
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.16.11

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute de l'Est au niveau d'El Eulma sur 110 km
 Lieu : Kacou - Jijel - Ouvrage (V-011.2)
 Client : S.A.P.T.A
 Sondage N° : S-OA03-4 Type d'appareil : _____
 Date de l'essai : Test au niveau d'El Eulma sur 110 km
 Volume de la sonde <V₀> (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Profondeur nappe / TN (m) : _____



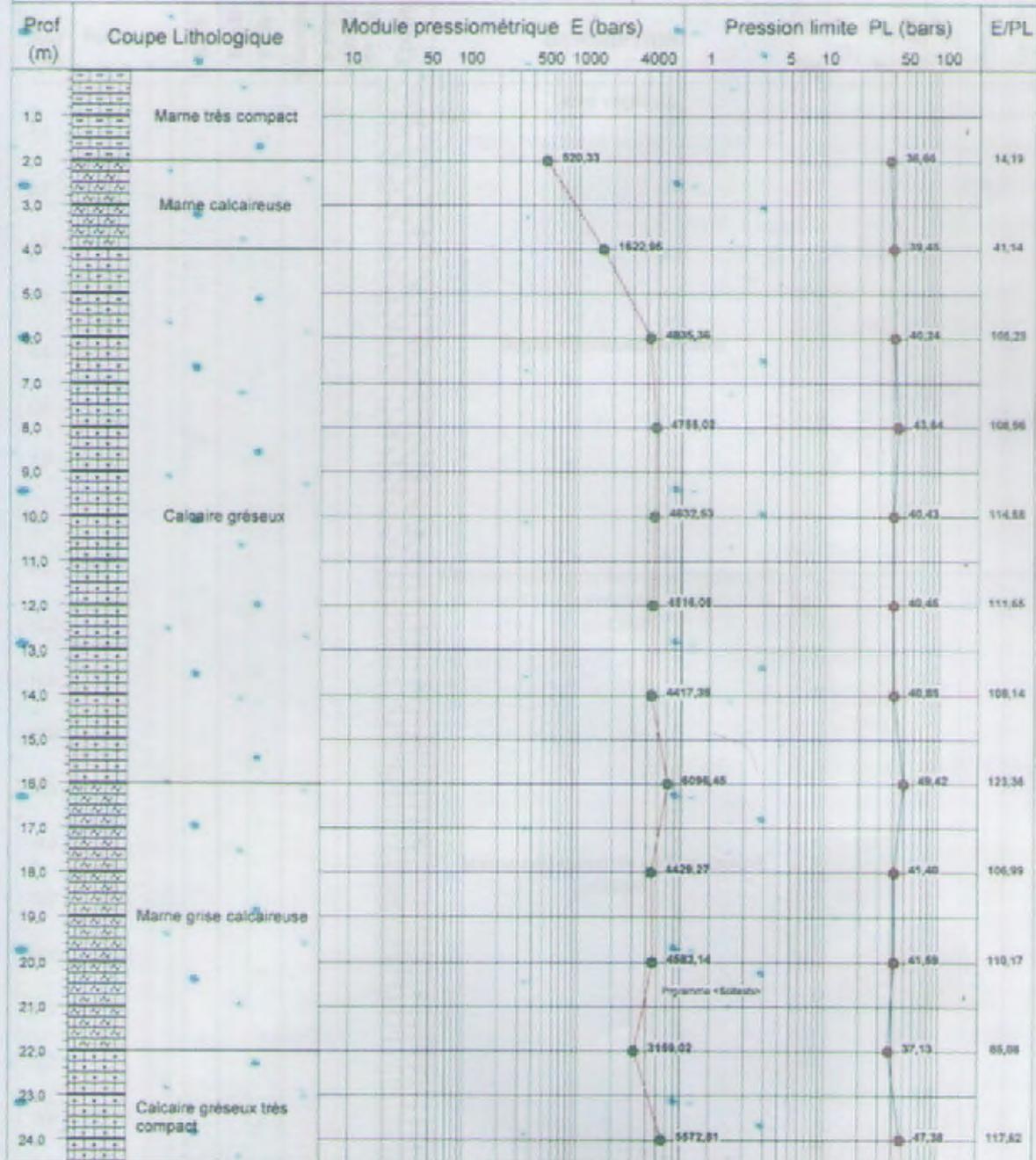

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038 93.16.11

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Pénétrante Autoroutière Port Djen djen Autoroute Est-Ouest Date essa :
 Lieu : KAOUS - JIJEL Volume de la sonde V_s (cm³) : 535
 Client : SAPTA Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Sondage N° : PK 11 +533,91 Type d'appareil : Profondeur nappe / TN (m) :




Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.18.11



Cotation No. S-OA03-1

ETUDE : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Est - Ouest au niveau d'El Fulma sur 110 km

LIEU : Kaous - Jijel - Ouvrage (V-011.2)

CLIENT : S.A.P.T.A

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 20 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération					S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. I.P.C.	Type Essai	
	21	25	30	35	200															
0.00												Terre végétale								
1.0																				
2.0																				
3.0																				
4.0																				
5.0												Argile marneuse verdâtre								
6.0																				
7.0																				
8.0																				
9.00																				
10.0																				
11.0																				
12.0																				
13.0																				
14.0																				
15.0												Marne très compacte parfois fissuré grisâtre								
16.0																				
17.0																				
18.0																				
19.0																				
20.0																				



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.16.11



Sondage N°: S-OA03-2

ETUDE : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Est - Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km

LIEU : Kaous - Jijel - Ouvrage (V-011.2)

CLIENT : S.A.P.T.A

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 25 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LFC	Type Essai		
	0	25	50	75																100	
0,0																					
1,5												Terre végétale									
3,0												Argile marneuse verdâtre à grisâtre									
4,5																					
6,0																					
7,5																					
9,0																					
10,5																					
12,0																					
13,5																					
16,0												Marne très compacte parfois fissuré grisâtre									
18,0																					
21,0																					
24,0																					
25,0																					
27,0																					
28,5																					
30,0																					


Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.10.11



Sondage N°: S-OA03-3

ETUDE : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Est - Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km

LIEU : Kaous - Jijel - Ouvrage (V-011.2)

CLIENT : S.A.P.T.A

DATE DEBUT

PROFONDEUR TOTALE : 25 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN

COORDONNEES: X = Y =

TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE m

Z =

TYPE DE MACHINE

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai	
	25	50	75	100															
1.5																			
3.0											Argile marneuse verdâtre								
4.5																			
6.0																			
7.5																			
9.0																			
10.5																			
12.0																			
13.5																			
15.0											Marne très compacte parfois fissuré grisâtre								
16.5																			
18.0																			
19.5																			
21.0																			
22.5																			
24.0																			
25.5																			
27.0																			
28.5																			
30.0																			


Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tél / Fax : 038.93.16.11

LNHC
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Sondage N°: S-OA03-3

ETUDE : Pénétrante autoroutière reliant Port de Djen Djen à l'autoroute Est - Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km

LIEU : Kaoos - Jijel - Ouvrage (V-011.2)

CLIENT : S.A.P.T.A

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 25 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _v (°)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Clas. UIC	Dys. Eau	
	0	25	50	75															100
1.5																			
3.0											Argile marneuse verdâtre								
4.5																			
6.0																			
7.5																			
9.0																			
10.5																			
12.0																			
13.5																			
15.0											Marne très compacte parfois fissuré grisâtre								
16.5																			
18.0																			
19.5																			
21.0																			
22.5																			
24.0																			
25.5																			
27.0																			
28.5																			
30.0																			

Résumé

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique d'étude géotechnique, de conception et de dimensionnement des fondations profondes d'un Viaduc « PK 11+196.780 au PK 11+591.942 » au niveau de la commune de Kaous, assurant la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma. La campagne de reconnaissance géotechnique a permis de bien caractériser les terrains de fondation, constitués essentiellement de formation marneuse en profondeur, surmonté par une couche argilo-marneuse. La conception du système de fondation a été effectuée en se basant d'une part sur la méthode statique et d'autre part sur la méthode pressiométrique avec une étude comparative, afin de valider la méthode la plus appropriée.

L'étude de conception a permis de constater que le dimensionnement des fondations profondes par la méthode pressiométrique est la plus appropriée car elle traduit au mieux le comportement réel du sol. Les résultats de capacité portante de groupe de pieux ainsi déterminée assurent en grande partie la stabilité des fondations. L'estimation des tassements a été évaluée par modélisation numérique qui reste une alternative simple et efficace pour l'approche du comportement réelle des pieux sous différentes sollicitations, les valeurs trouvées sont largement admissibles.

Mots-clés : Kaous, Viaduc, groupe de pieux, pressiomètre, dimensionnement, capacité portante.

Abstract

This final studies' project is part of the dynamic geotechnical investigation, design and sizing of deep foundations of a viaduct « PK 11+196.780 at PK 11+591.942 » at the town of Kaous, ensuring the motorway linking the port of Djen Djen in the East-West Highway at El Eulma. The geotechnical companion well permit characterized the foundation courses, consisting mainly of marl formation depth, topped by layer clay marl. The foundation system design was made based in part on the static method and the other on the pressuremeter method with a comparative study to validate the most appropriate method.

The design study showed that the design of deep foundations by the pressuremeter method is most appropriate because it reflects best the actual behavior of the soil. The results of pile group bearing capacity and assure determined largely stable foundations. The estimated settlement was evaluated by numerical modeling remains a simple and effective alternative to the approach of the actual behavior of piles under different stresses, the values found are widely eligible.

Keywords: Kaous, Viaduct, pile group, pressuremeter, dimensioning, bearing capacity.