République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Géotechnique

Thème :

Etude et calcul de groupe de pieux d'un pont. Henacha, Berrouaghia PK 41+500 Wilaya de Médéa

Etudié par :

Hafrat **M**ostapha

Boutheldja **M**ohamed **A**mine

Encadré par :

Dr : **L**azazi **M**enaa

Promotion Juin 2018

ملخص :

عادة، المنشئات المبنية على أسس سطحية أو عميقة على تربة ضعيفة أو رواسب يمكن أن تؤدي إلى انضغاطات تربة مفرطة. بالإضافة إلى ذلك ، تشكل التربة ذات القدرة المنخفضة على التحمل تهديدًا كبيرًا لاستقرار البنى.
تتمثل أهداف هذه الدراسة في حساب مجموعة من أسس عميقة لإنشاء جسر بين بلدة حناشة و المحول للطريق الوطني رقم واحد في مدينة برواقية ،
استنادا إلى المعطيات الجيوميكانيكية والاختبارات في الموقع ، يتم تحديد نوع وأبعاد الأساس وأمن الجسر.
تتم الحسابات باستخدام كود الحساب " Plaxis" ، مع الأخذ في الاعتبار جميع العوامل التي تؤثر على قدرة الحمولة للاساسات المدروسة.

كلمات مفاتيح : اساسات عميقة , قدرة تحمل , العناصر المنتهية , جسر.

Résumé

Les structures construites sur des fondations superficielles ou profondes dont des dépôts cohésifs ou sur remblais ayant une plasticité faible peuvent engendrer des tassements souvent excessifs. En outre, les sols de faible capacité portante constituent une grande menace pour la stabilité des ouvrages.

Les objectifs de cette étude consiste à calculer un groupe de pieux pour la fondation d'un pont implanté entre Henacha et l'Echangeur RN1 à Berrouaghia, en fonction des paramètres géo-mécaniques et les essais in situ, afin de déterminer le type et les dimensions de fondation assurant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Les calculs sont menés en utilisant le code de calcul en éléments finis « **Plaxis** », tenant compte tous les facteurs qui influent sur la capacité portante dans la modélisation numérique par éléments finis.

Mots-clés: fondations profondes, capacité portante, éléments finis, pont.

Abstract

Structures built on shallow or deep foundations whose deposits can lead to excessive settlements. In addition, soils of low bearing capacity constitute a great threat to the stability of structures.

The objectives of this study are to calculate a group of piles for the foundation of a bridge between Henancha town and the RN1 Exchanger in Berrouaghia town, based on geomechanical parameters and in situ tests, to determine the type and dimensions of the foundation and security of the bridge.

The calculations are carried out using the finite element calculation code **"Plaxis"**, considering all the factors influencing the bearing capacity in numerical through finite elements anlyzis

Keywords: deep foundations, bearing capacity, finite elements, bridge

Dédicace

Je m'incline devant mon seigneur le tout puissant qui ma donner le courage et la volonté, la foi et la patience pendant mes long années d'études.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, je reste figé et je ne peux pas trouver les mots pour exprimer ce qu'elle a fait pour moi durant toute ma vie…Je t'aime maman.

A mon père, dont je n'oublierai jamais le soutien et l'effort qu'il ma toujours apporté.

A touts mes amis, plus particulièrement : Rabahi Hossin, Khir Djilali

A touts mes enseignants plus particulièrement: Lazazi Manaa,Massad Ali et khaitine mohamede

apportée durant toute la période de mes études .

A toute la promo type et unique de la géotechnique 2018, .

Enfin, a tout ceux que j'aime, ceux qui m'aiment et me respect de prés ou de loin.

***H**afrat **M**ostapha*

TABLE DES MATIÈRES

ملخص.....I
Résumé.....I
Abstract.....II
Liste des tableau.....IX
Liste des figures.....IIX

SOMMAIRE

Introduction Générale.

1ére PARTIE : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES PONTS

I .1. Introduction……1
I .2. Eléments principaux d'un pont ……1
I .3. Types de ponts.……1
I .3.1. Les ponts à voûtes ……1
I .4. Choix du type de pont ……4
I .5. Critères de choix du type de pont ……4
I .6. Les paramètres intervenants dans le choix du type de pont……4

CHAPITRE II : GENERALITES SUR LES FONDATIONS

II.1. Fondations superficielles ……5
II .1.1. Généralités……5
II .1.2. Types de Fondations superficielles……5
II .1.3. Comportement d'une fondation superficielle ……6
II .1.3.1. Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle……6
II .1.3.2. Comportement à la rupture……7
II .1.4. Calcul de la capacité portante……7
II .2. Fondations profondes (pieux) ……8
II .2.1. Introduction……8

II .2.2 . Classification suivant le mode d'exécution……..9
II .2.3. Classification suivant le mode de fonctionnement……..17
II -2.3.1. Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux……...17
II -2.3.2. Problèmes de mécanique des sols……..17
II .2.4. Le choix du type de pieux…….....17
II .2.5. Comportement des groupes de pieux……...17
II .2.6. Calcul la capacité portance……...18

2éme PARTIE : CALCUL DU GROUPE DE PIEUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction 20
I 2. But de l'étude …….....20
I.3. Présentation de l'ouvrage …….....20
I.4. Description de l'ouvrage……..…21
I.5. Données naturelles …….....24
I I.5.1. Données fonctionnelles ……..24
I.5.2. Données géotechniques (naturelles) ……....24
I.5.2.1. Remblais latéraux ……...….24
I.5.2.2. Terrain de fondation …….....24

CHAPITRER II : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

II.1. Détermination des charges permanentes (VOIE GAUCHE) ……....26
II. 2. Détermination des charges permanentes (VOIE DROITE) ……....32
II. 3. Détermination des charges d'exploitation……..……..33
II .3.1. Types de charges considérés (pont à gauche)…..……..…..…….34
II.3.2. Combinaisons de charges……...35
II.4. Types de charges considérés (pont à droite)…….....36
II.5.1. Méthode du pressiomètre de Ménard…….38
II.6. Détermination du facteur de portance 'kp'…….…….…….38
II.7. Calcul de la capacité portante admissible par la méthode pressiométrique……....……....40
II.8. Détermination de la charge limite admissible……..…….……...…42
II.9. Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux (voie gauche)… ….……....43
II.10. Calcul du tassement par la méthode pressiométrique……..……..…44

CHAPITRE III : ETUDE ET CALCUL NUMERIQUES DES PIEUX.

III .1. Calculs et simulation……..…….48
III.1.1. La géométrie du modèle ……..…….....48
III .2. Les conditions aux limites……...….....49
III .3. Caractéristiques des matériaux…….…….50
III .4. Génération du Maillage……...50
III .5. Conditions initiales…….…….....51
III .5.1. Conditions hydrauliques……..…….....51
III .5.2. Contrainte initiale……..…….....52
III .6. Procédure de calculs……..…….....53
III .7. Résultats de calcul ……..…….....54
III .8. Procédure de calculs Culée A , A' et B, B'…….....65
III .9. Résultats de calcul ……...…….....65
III.10. Vérification de la capacité portante……..70
III .11. Conclusion ……..…….…….……...70
Conclusion générale…….71
Références bibliographiques…….....72
ANNEX

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Résultats des essais pressiometriques dans les forages du Pk 41+500……..26
Tableau. II 1 : Résume les charges permanentes qui sont appliquées sur chaque élément d'appui. Pont .gauche……...33
Tableau. II .2 : Résume les charges permanentes qui sont appliquées sur chaque elément d'appui Pont Droite……..34
Tableau. II .3 : résume les charges qui sont états limites de service ELS et ultime ELU appliquées sur chaque élément d'appui Pont gauche……..37
Tableau. II .4 : résume les charges qui sont états limites de service ELS et ultime ELU appliquées sur chaque élément d'appui Pont Droite……38
Tableau III. 1 : Valeurs du coefficient de portance kp……..39
Tableau III. 2 : Classification des sols……...40
Tableau III.3 : Les paramètres de calculs la capacité portante par le pressiométriques…….41
Tableau III. 4 : Calcul des charge admissible aux états limites……....42
Tableau III. 5 : les tassements totale par chaque semelle voire gauche ……47
Tableau III. 6 : les tassements totale par chaque semelle voire droit ……....48
Tableau III. 7 : Caractéristiques géotechnique des couches de sol et fondation…….....56
Tableau III. 8: Les valeurs de déformation pour tous les types de fondation…….75

Les figures

Figure I. 1 Vu longitudinale d'un pont
Figure I. 2. Pont à voûtes
Figure I. 2. Pont en arc
Figure I.3 Pont à poutre
Figure I. 4 Pont suspendu
Figure I. 5 Pont à haubans
Figure II. 1.1 : Technologie de construction
Figure II. 1.2 : Types de fondations superficielles
Figure II. 1.3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle
Figure II. 1.4 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle
Figure II. 2 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De
Figure II. 3 : Puits réalisés pour le viaduc de Millau
Figure II. 4 : Profilés métalliques battus
Figure II. 5 : Mise en place de pieu tube par vibro fonçage pour le viaduc TGVdeWaremme (Belgique)
Figure II. 6 : Pieu vissé à pointe perdue Atlas
Figure II. 7 : Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul
Figure II. 8 : Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets « bucket »
Figure II. 9: Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche
Figure II.10 : Réalisation d'un micropieu pour les écrans antibruit de l'autoroute A4
Figure II.11 : Jet grouting : (a) diagramme de principe de différentes techniques (b) vue de la technique double jet (c) colonne excavée
Figure II.12 : Classification suivant le mode de fonctionnement
Figure III .1: Image satellite de l'emplacement du projet
Figure III .2 : Vu supérieur
Figure III .3 : les coupes longitudinale de voire gauche et droit
Figure III .4 : Tablier voire gauche
Figure III .5 : Pile 1 + Pile 2 +Pile 3
Figure III .6 : Culées A+B+A'+B'
Figure III .7 : Semelle de Pile 1+Pile 2+Pile 3

Figure III .8 : Semelle de culée A+B+A'B'
Figure III .9 : Vu supérieure semelles pieux Pile 1 , 2 et 3
Figure III .10 : Vu supérieure semelles pieux culées A, A' et B , B'
Figure III .11 : La géométrie des couches de sol.
Figure III .12 : Modélisation de la fondation par Plaxis.
Figure III .13 : Totalement bloqué dans toutes les directions
Figure III .14 : Le maillage du modèle.
Figure III .15 : Condition hydraulique initiale.
Figure III .16 : Génération des contraintes initiales.
Figure III .17 : L'activation des charges (Pile 1)
Figure III .18 : Tableau de calculs (Pile 1)
Figure III .19 .Déplacements horizontaux (Pile 1)
Figure III .20 : Déplacements verticaux. (Pile 1)
Figure III .21 : Déplacements total (Pile 1)
Figure III .22 : Déformation total (Pile 1)
Figure III .23 : Déformation total (Pile 2)
Figure III .24 : Contraintes moyennes (Pile 2)
Figure III .25 : Déplacements horizontaux (Pile 2)
Figure III .26 : Déplacements verticaux. (Pile 2)
Figure III .27 : Déplacements total (Pile 2)
Figure III .28 : Déformation total (Pile 3)
Figure III .29 : Contraintes moyennes (Pile 3)
Figure III .30 : Déplacements horizontaux (Pile 3)
Figure III .31 : Déplacements verticaux. (Pile 3)
Figure III .32 : L'activation des charges (culée A A',B B')
Figure III .33 .Déplacements horizontaux.(culées)
Figure III .34 : Déplacements verticaux.
Figure III .35 : Déplacements total
Figure III .36 : Déformation total
Figure III .37: Organigramme du code PLAXIS
Figure III .38: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr — Coulomb

Notations et abréviations

ELS : Étal Limite de Servie.

ELU: État Limite Ultime.

ψ : Angle de dilatance du sol.

c : Cohésion du sol.

e : Épaisseur.

E : Module d'Young.

[K] : Matrice de rigidité.

K0 : Coefficient des terres au repos.

L : Longueur.

γd : Densité sèche

ϕ : Angle de frottement ou diamètre.

γh : poids volumique.

q_d: capacité partante brute d'une fondation

qad : capacité portante admissible d'un sol.

qu : capacité portante nette d'un sol.

Qad: Charge admissible d'un sol.

Pl* : pression limite

F : coefficient de sécurité

Ep : module pressiométrique.

Q : la charge

***p*∗le :** pressions limites nettes équivalente

***kp*:** Le facteur de portance pressiométrique

hi : épaisseur de la couche i

Introduction générale

Le développement économique d'un pays l'augmentation du nombre de véhicule se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et sur tout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%.Ce qui ne facilite guère le déplacement.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construction des trémies et des ponts.

Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible capacité portante, des solutions possibles consistent à choisir les délirants types des fondations (semelle superficielle, radier et fondation profonde ou bien pour d'autres cas l'amélioration de la qualité des sols en profondeur par vibroflottation, etc.…).

Notre projet d'étude consiste à étude et calcul d'un groupe de pieux du pont qui sont en fonction de la descente de charge et de la géométrie de fondation qui conditionne les tassements calculer pour la justification la stabilité pour pont , cela on a choisi le site implanté entre Henacha et Echangeur RN1 Berroughia.

De ce fait, notre travail est divisé en deux partie :

- Dans la première partie, on a illustré les différents types de fondations en détail, les paramètres

de choix, et les différents problèmes de fondations avec quelques exemples.

le deuxième partie :

- Dans le premier chapitre, une présentation du projet et description les données nécessaires

(Fonctionnelles et géotechniques), une étude géotechnique réalisée à partir des résultats d'essais in situ description du sol étudié.

- Dans le deuxième chapitre, le dimensionnement de la fondation qui sont en fonction de la

descente de charge qui sont états limites de service **ELS** et ultime **ELU** appliquées sur chaque élément d'appui Pont est consacré principalement aux méthodes de calcul de la capacité portante des sols « avec les essais in situ », ainsi que les méthodes de calcul du tassement du sol, le choix de la fondation nécessaire et ces dimensions, ainsi que la vérification du tassement.

- Le troisième chapitre est consacré principalement un modèle en élément fini est réalisé

dont l'objectif de connaitre la déformation du sol sous la structure par l'intermédiaire des fondations, en utilisant le code PALXIS.

- Finalement, une conclusion générale.

1ère PARTIE : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Les ponts

I.1. Introduction :

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire et stabiliser un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un rapport coût sécurité optimal ?

Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art sur des fondations de forme et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site recevant l'ouvrage

I.2. Eléments principaux d'un pont :

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis, le tablier, et les apparies d'appui.

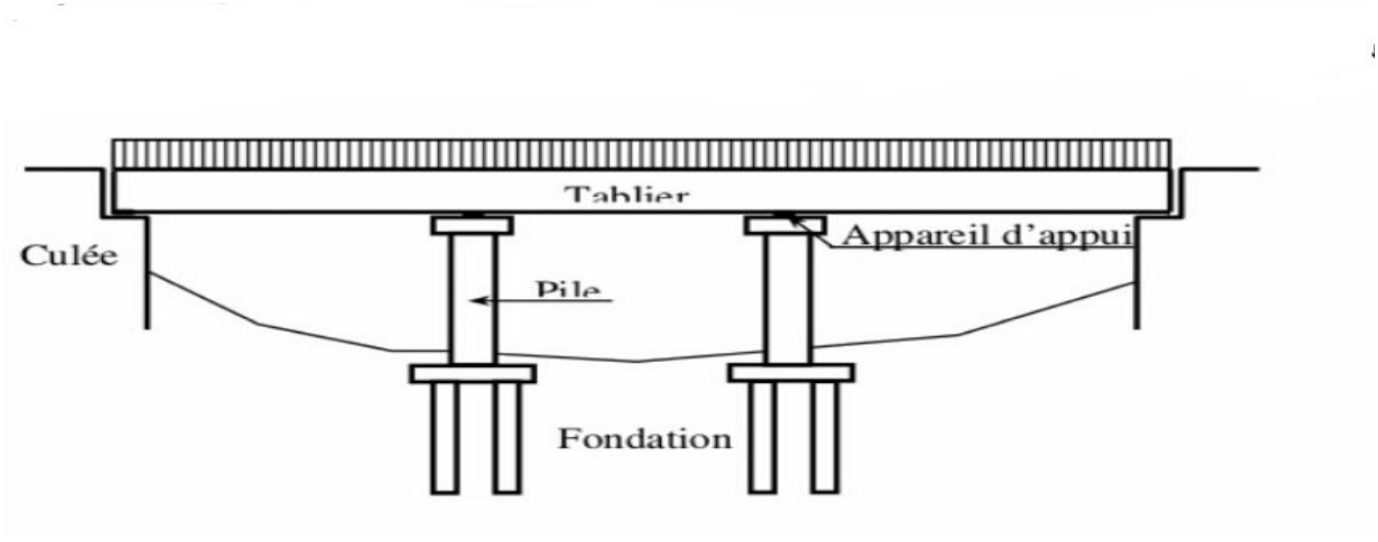


Figure I.1 Vu longitudinale d'un pont

I. 3. Types des ponts :

I.3.1. les ponts à voûtes : Les ponts à voûtes peuvent être classés dans la famille des ponts en arc... Cependant les ponts à voûtes désignent une technique de fabrication utilisant des pierres taillées et assemblées par maçonnerie. Cette technique mise en œuvre des l'antiquité limite la longueur de l'arc. Les ponts en arc utilisent des matériaux récents comme le béton armé ou l'acier.

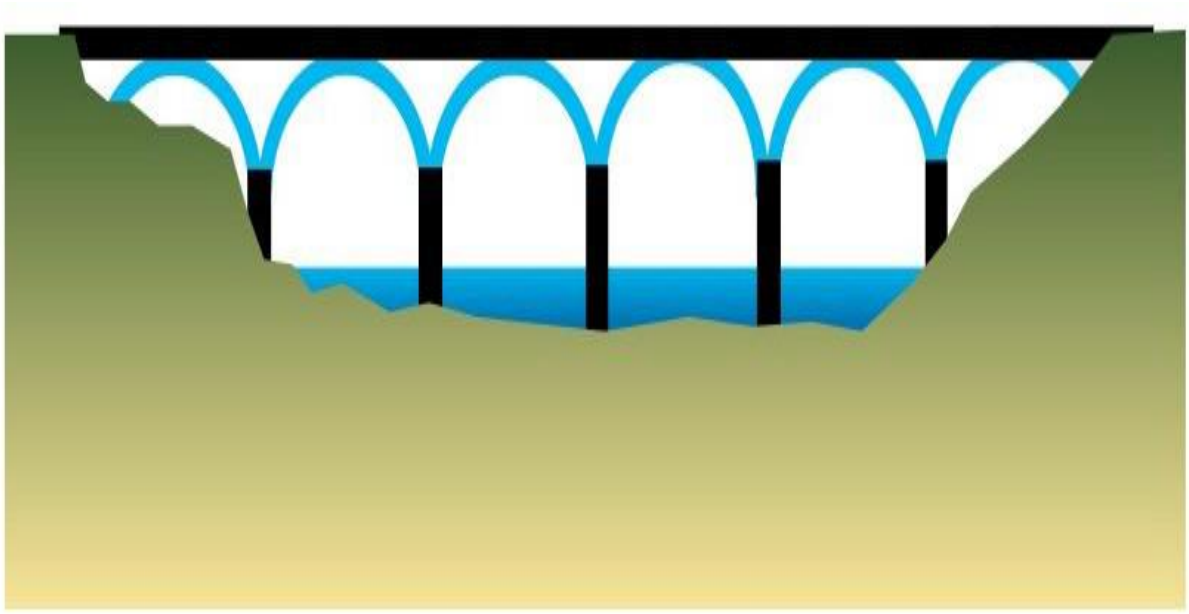


Figure I.2. Pont à voûtes

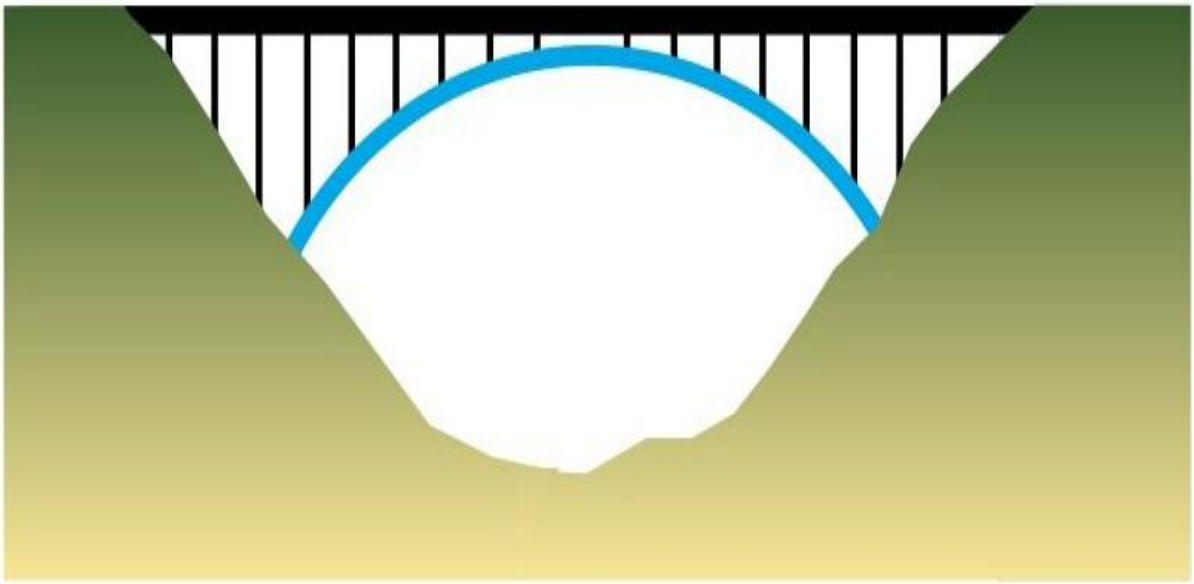


Figure I.3. Pont en arc

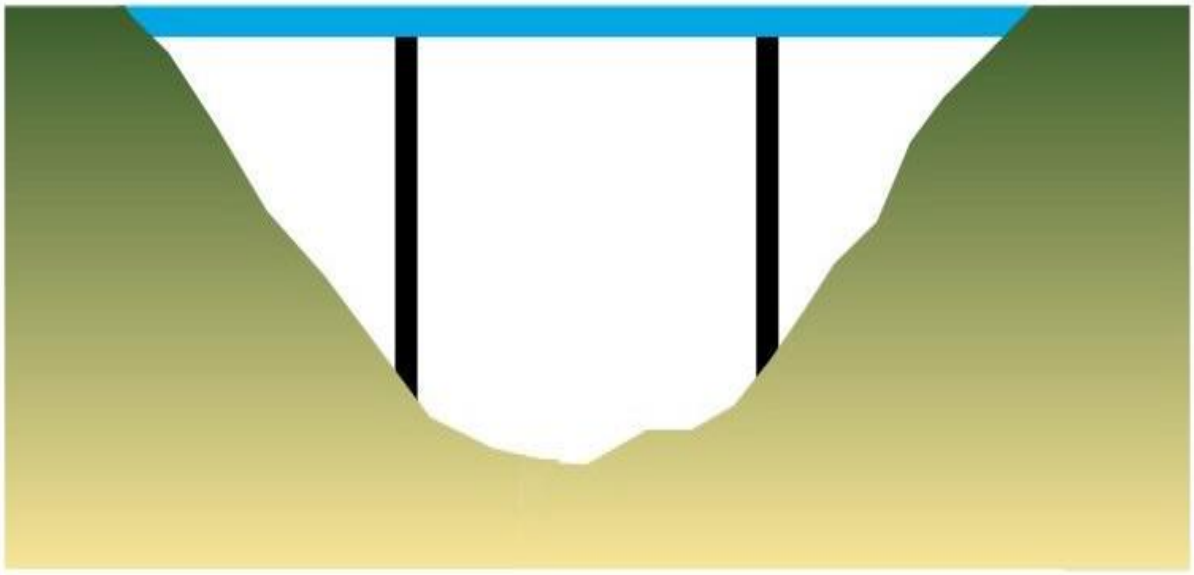


Figure I.4 Pont à poutre

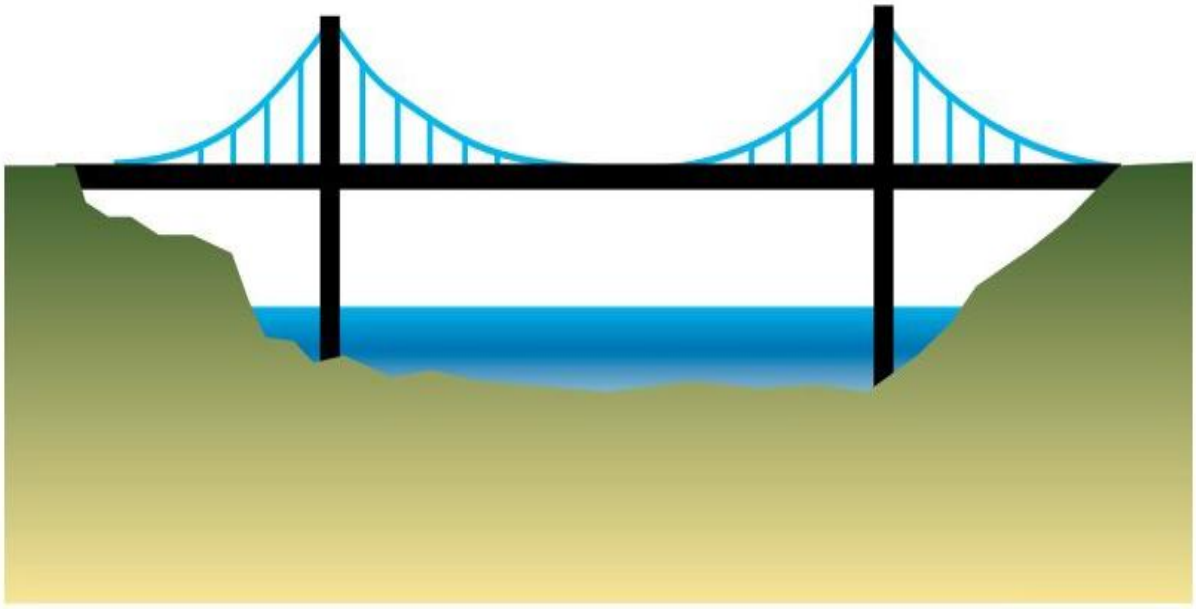


Figure I.5 Pont suspendu

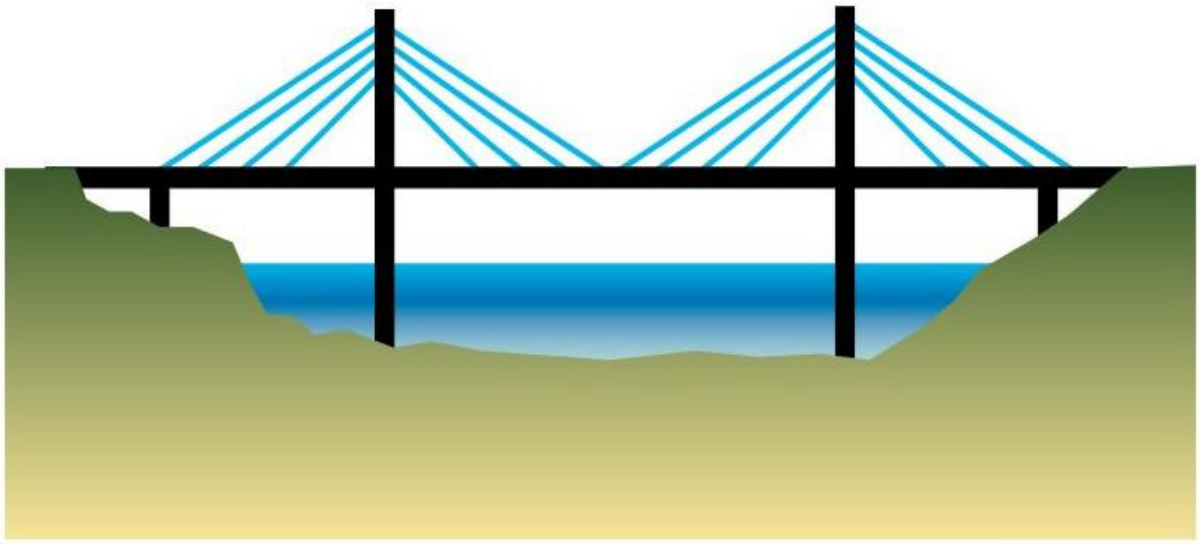


Figure I.6 Pont à haubans

I.4. Choix du type de pont :

Le choix du type de l'ouvrage est une démarche itérative qui consiste à la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel du franchissement des obstacles.

I.5. Critères de choix du type de pont :

Dans notre cas plusieurs variantes peuvent être envisagées, basées sur les critères de choix suivants :

- la voie portée : pont (route, rails…...).
- le matériau principal dont ils sont constitués.
- la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire

I. 6. Les paramètres intervenants dans le choix du type de pont :

Le choix du pont dépend de plusieurs facteurs, à rappeler :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Chapitre II : les fondations

II .1. Fondations superficielles

II .1.1 . Généralités :

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum. (**Fig. II.1.1**).

Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement D < 4 ou 5 fois la largeur.

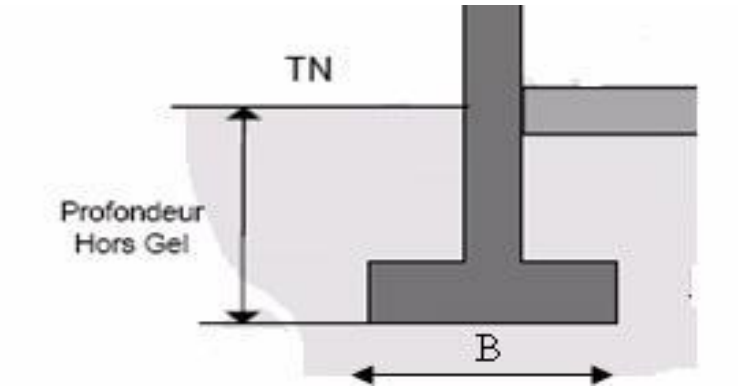


Figure II 1.1 : Technologie de construction

II.1.2. Types de fondations superficielles :

La figure II 1.2 présente les différents types de fondations superficielles, on distingue :

Les semelles filantes : généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L / B > 10) ;

Les semelles isolées : dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B / L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

Les radiers : ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut 3 les radiers généraux.

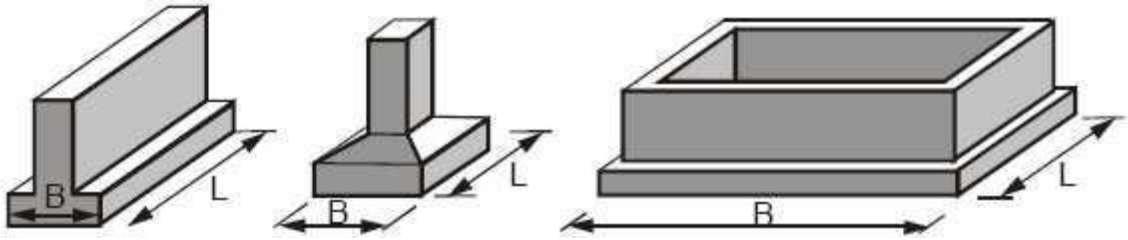


Figure II.1.2 : Types de fondations superficielles

II.1.3. Comportement d'une fondation superficielle :

II.1.3.1.Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle :

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous **(Fig. II.1.3)** qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « **B »** et la profondeur où est située sa base est « **D ».** Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « **D** » donnée et relevons les tassements « **s** » obtenus en fonction de la charge appliquée « **Q** ».

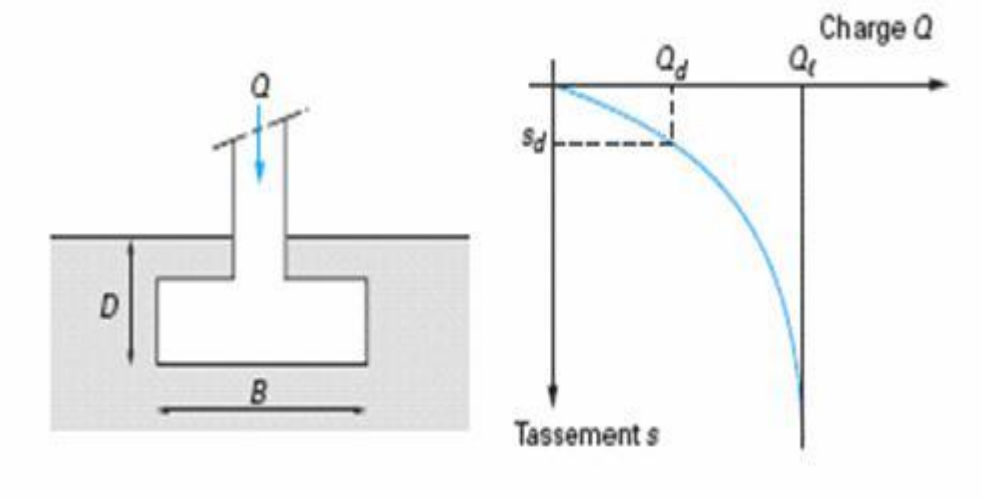


Figure II.1.3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

II.1.3.2. Comportement à la rupture :

Lors du chargement d'une fondation superficielle le sol se comporte comme le montre la **(fig. II.1.4)** :

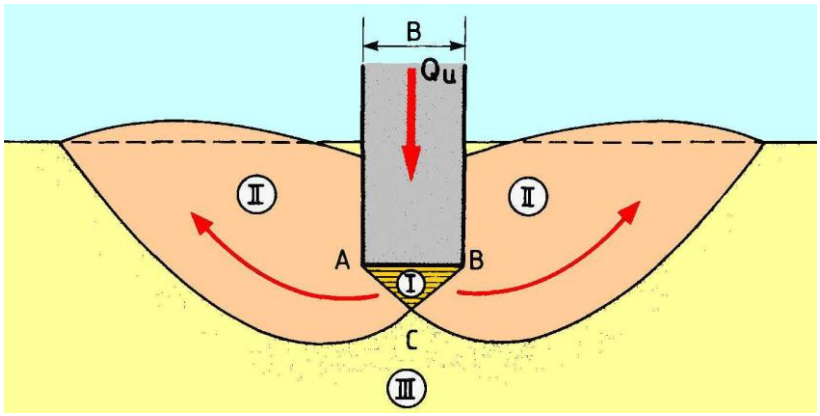


Figure II 1.4 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

On définit :

Zone I : Il se forme sous la base de la semelle un coin rigide, collé à la fondation, qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre le sol jusqu'à la surface.

Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée.

Zone III : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles en équilibre surabondant.

II.1.4. Calcul de la capacité portante :

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion **«C »** et de l'angle de frottement **«φ»** (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la **pression limite « p_l »** du pressiomètre Ménard ou à partir de la **résistance de pointe « qc** » du pénétromètre statique SPT.

II.2. Fondations profondes

II.2.1. Introduction :

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles et de faible portance (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

Un pieu est une **fondation élancée** qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (**Fig. II.1**). Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage (**Fig. II.2***)*. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple) (**Fig. II.3**)

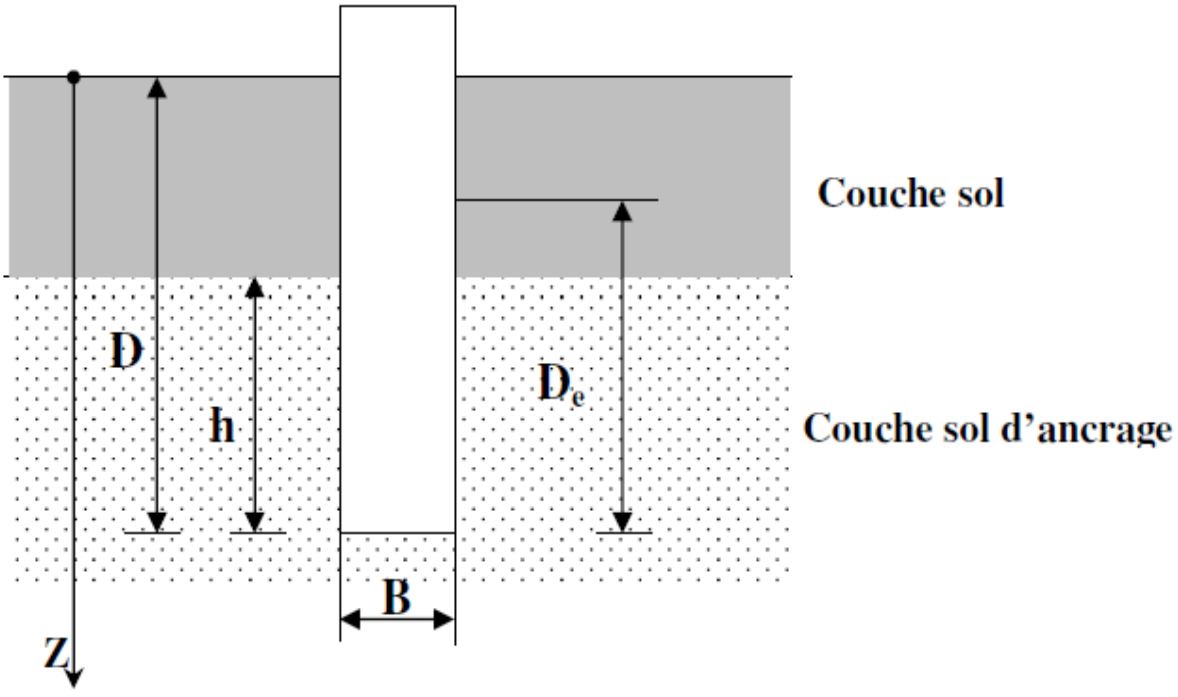


Figure II.2 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e



Figure II-3 : Puits réalisés pour le viaduc de Millau

II.2.2. Classification suivant le mode d'exécution :

Une large panoplie de pieux est mise en place par fonçage, battage et/ou vibro-fonçage et éventuellement par lançage :

II.2.2.1. Pieux en bois :

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au lançage). Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisée en France, plus au Canada ou aux Etats-Unis d' Amérique, relativement souvent en Hollande. Ils sont très présents dans les monuments historiques.

II.2.2.2. Pieux battus préfabriqués :

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

II.2.2.3. Pieux métalliques battus :

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont:

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers.

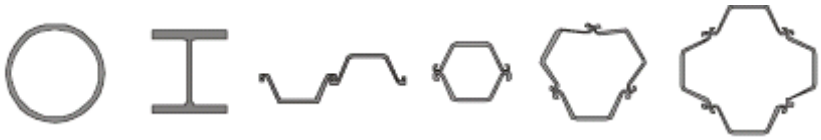


Figure II. 4 : Profilés métalliques battus

II.2.2.4. Pieux en béton foncés :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

II. 2.2.5. Pieux métalliques foncés :

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

II.2.2.6. Pieux battus pilonnés :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

II.2.2.7. Pieux battus moulés :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

II.2.2.8. Pieux battus pilonnés :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

II.2.2.9. Pieux battus moulés :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

II.2.2.10. Pieux battus enrobés :

Ce pieu, à âme métallique (acier E 24.2 ou similaire), est constitué :
de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur

- de profilés H
- de caissons formés de profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum, Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot, afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui ci. ***(*Fig. II. 5)**

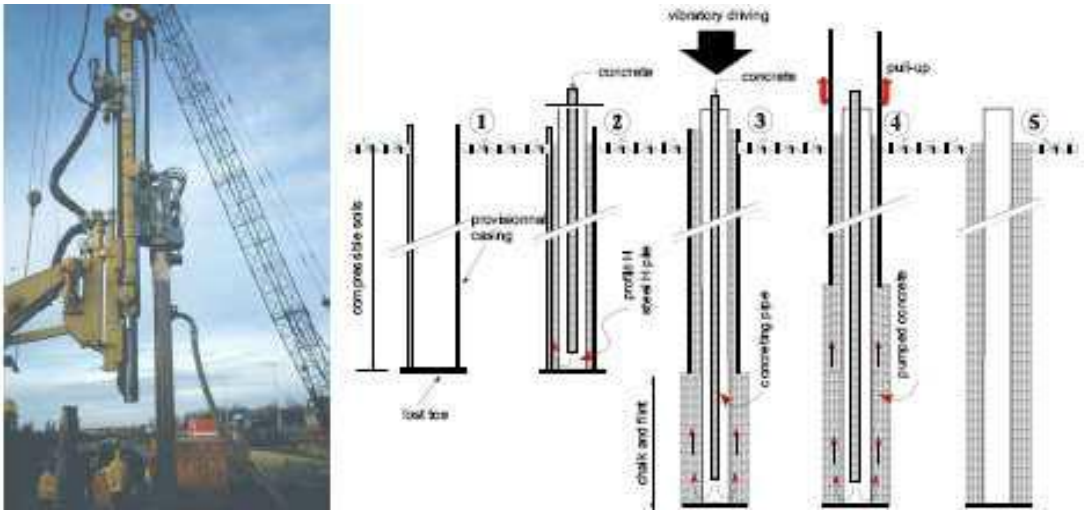


Figure II. 5 : Mise en place de pieu tube par vibro fonçage pour le viaduc TGV de Waremme (Belgique)

II.2.2.11. Pieux tubulaires précontraints :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m.

Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

II.2.2.12. Pieux vissés moulés :

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton.

L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (**Fig. II.6** et **II. 7**).



Figure II.6 : Pieu vissé à pointe perdue Atlas



Figure II.7 : Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul

II .2.2.13. Pieux forés simples (barrette exécutée dans les mêmes conditions) :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

II.2.2.14.Pieux forés avec boue et barrettes :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage benthonique ou avec polymères. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (**Fig. II.8**).

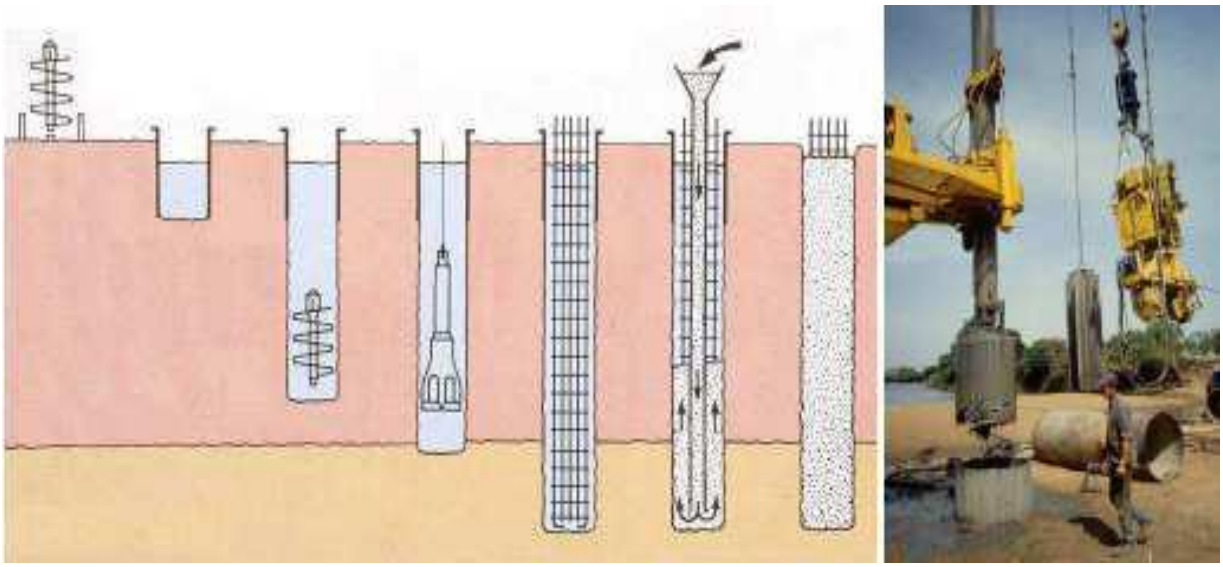


Figure II .8.1: Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets « bucket »

II.2.2.15. Pieux forés tubés :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

II.2.2.16. Pieux tarières creuses :

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (**Fig. II. 9**).

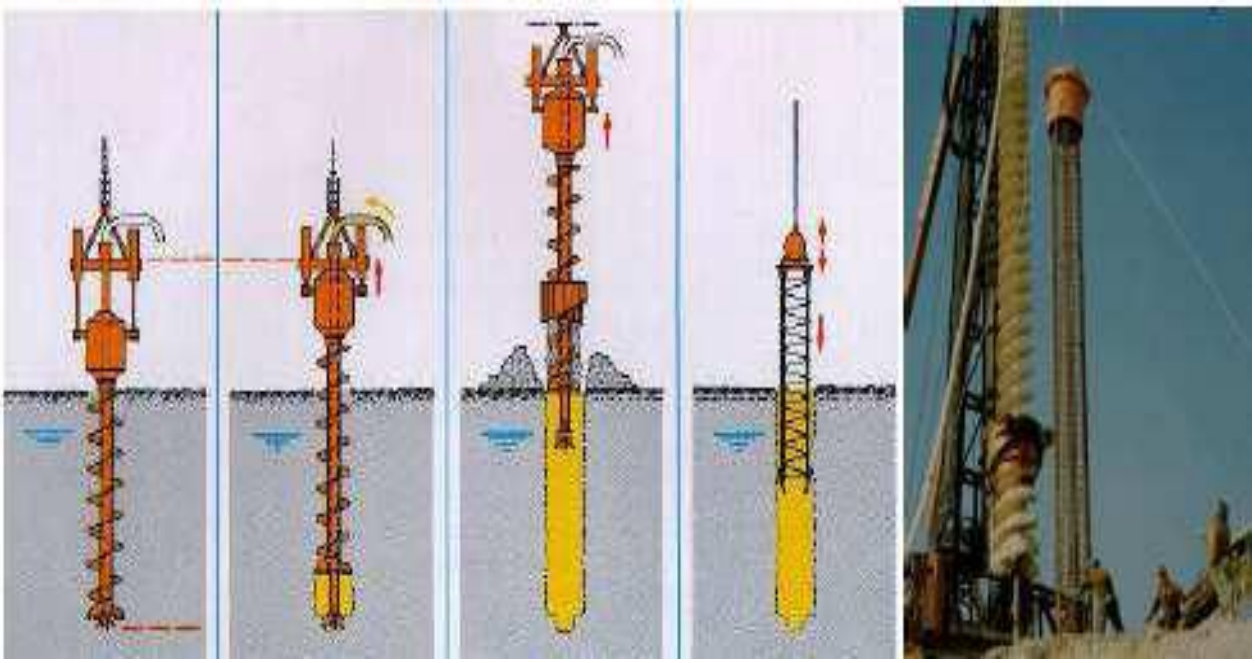


Figure II.9: Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche

Le ferraillage est alors mis en place. Une combinaison de tarière creuse et du foré tubé, les deux éléments tournant en sens inverse, permet de réaliser un pieu dans les terrains ou le sol est instable (technique appelée pieu à la tarière double).

II.2.2.17. Micropieux et clous :

La technique des micropieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petits diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargie aux fondations d'ouvrages neufs dans certaines cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section (**Fig. II.10**).



Figure II .10 : Réalisation d'un micropieu pour les écrans antibruit de l'autoroute A4

II.2.2.18. Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre :

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

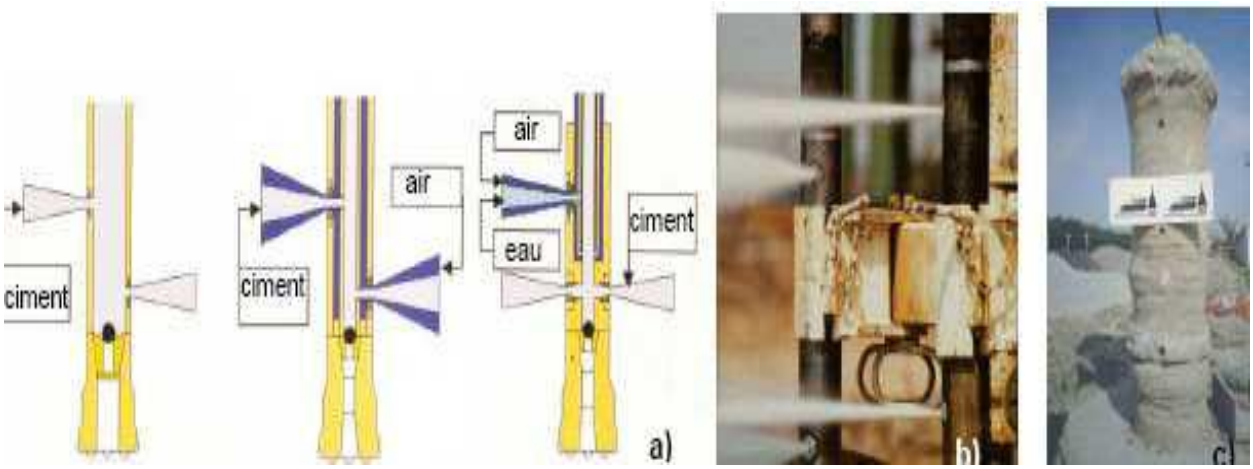


Figure II .11 : Jet grouting : (a) diagramme de principe de différentes techniques (b) vue dela technique double jet (c) colonne excavée

II.2.3. Classification suivant le mode de fonctionnement :

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- L'Effet de pointe : reposant sur une couche très dure
- L'Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposant pas sur une couche résistante.
- L'Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieur du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (**Fig. II.12**).

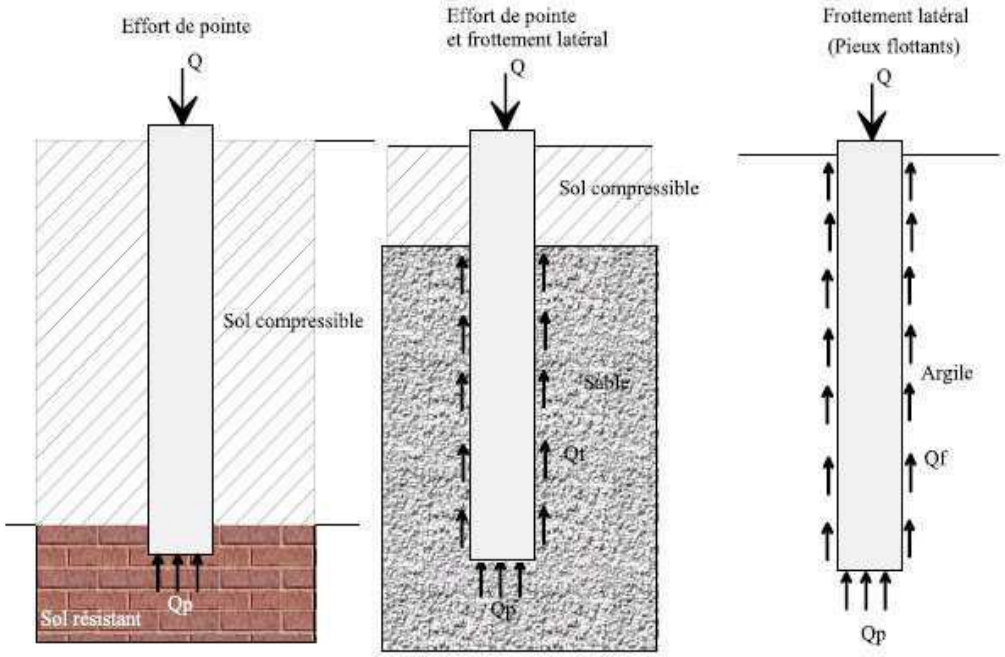


Figure II .12 : Classification suivant le mode de fonctionnement

II.2.3.1. Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux :

L'ingénieur ou master est généralement confronté à des problèmes de mécanique des sols qu'il est sensé de résoudre.

II.2.3.2. Problèmes de mécanique des sols :

- Détermination de la capacité portante d'un pieu isolé.
- Détermination de la capacité d'un groupe de pieux.
- Évaluation des tassements de groupe de pieux.
- Il existe d'autres problèmes aussi importants que les précédents tels que la corrosion et l'affouillement en site aquatique (pile de pont).

II.2.4. Le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches de terrain rencontrées
- Des surcharges et des efforts à reprendre
- De la technicité de l'entreprise
- De l'environnement du chantier

L'ouvrage sera construit en site urbain de ce fait les pieux battus ne sont pas adaptés car ils causeraient trop de gêne pour les habitations environnantes. Le battage aura en outre pour conséquence une fragilisation des fondations des bâtiments voisins. Les sondages carottés montrent une formation de schiste à partir de 16m de profondeur le battage deviendrait par conséquent délicat à partir de cette profondeur. La technicité de l'entreprise est aussi à prendre en compte et elle suggère que la technique des pieux forés est la mieux maitrisée

II.2.5. Comportement des groupes de pieux :

Le comportement d'un pieu isolé sert de référence pour les études des groupes de pieux. En effet lors de la réalisation des fondations, on exécute un groupe de pieux répartis de manière judicieuse pour assurer la reprise et la transmission des charges au sol. Il est donc nécessaire d'analyser le comportement de groupes de pieux soumis aux actions de la structure. Dans un groupe, le pieu a un comportement différent que lorsqu'il est isolé. La force portante sous sollicitations axiales, le tassement, les réactions latérales, les poussées latérales du sol et le frottement négatif sont autant de paramètres à recalculés lorsque le pieu est dans un groupe. Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;

- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins.

Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis mais aussi par des méthodes analytiques s ou semi-empirique.

La caractérisation classique de l'effet de groupe se fait par l'intermédiaire du « coefficient d'efficacité de capacité portante **Ce** du groupe de pieux » qui est défini par l'expression suivante :

$$Ce = \frac{Qu.g}{\sum Qu.i} = \frac{\text{charge limite du groupe}}{\text{n.charge limite du pieu isolé}}$$

où : n est le nombre de pieux.

II.2.6. Calcul de la capacité portante des fondations profondes :

On peut définir la force portante d'un pieu(Q_l) comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante (q_l) d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol atteint la rupture.

La charge limite (Q_l) supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe Q_p ($= A \cdot q_l$) correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_r ($= P. \sum h, q_s.$) mobilisable par frottement entre 1[e] fût du pieu ct le sol, d'où la formule suivante de Ql:

$$Q_l = Q_p + Q_s = A \cdot q_l + P. \sum_{1}^{n} h, q_s. \qquad [7]$$

q_l: contrainte limite de pointe (en kPa);

qs: frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa) ;

A : section droite du pieu (en ml) *;*

P: périmètre du pieu (en m):

n : nombre de conches traversées par le pieu;

h,: épaisseur de la couche i (en rn) ;

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

- L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec les essais présiométriques

L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux;

- L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique des sols;
- L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.
- L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux;

En raison des nombreuses précautions, prendre des multiples vérifications des conditions-il réunir et du temps relativement important requis pour l'utilisation de la dernière méthode, nous n'exposerons que la première méthode

Chapitre I : présentation du projet

I.1. Introduction :

Un ouvrage est qualifié d'art, cas sa réalisation fait intervenir un ensemble de connaissances et expérience joue un rôle majeur compare à la théorie en plus, l'importance des fondations ainsi se le stabilité de l'ensemble est non négligeable du la conception.

Cet ensemble connaissance constitue ce que en appelé : l'art et l'expérience.

I.2. But de l'étude :

L'étude rentre dans le cadre de ce mémoire consiste en conception et calcul des fondations d'un pont constituant le tronçon délimité entre l'Echangeur 1,2 de Hennacha et l'Echangeur RN1 Berrouaghia. Le tronçon en question appartenant à la rocade d'Alger (Lot 1/2) est constitué d'un ensemble d'ouvrages importants constitués de ponts, de viaducs et de passages à niveau (supérieurs et inférieurs).

Les fondations sont constituées d'un groupe de pieux considérés comme partie vitale dans le projet.

I.3. Présentation de l'ouvrage :

L'objet du présent est le dimensionnement structurel des fondations, Il s'agit d'un groupe de pieux sont une culées et fondations de l'ouvrage de PONT 41+500 entre le PK 41+580.96-PK 41+634.56(Droite) et le PK 41+567.16- PK 41+648.36 (Gauche),

les coordonnées relatif à l'implantation sont illustrions sur l'image spatiale de la (fig I.1) La conception et description structurelles de l'ouvrage

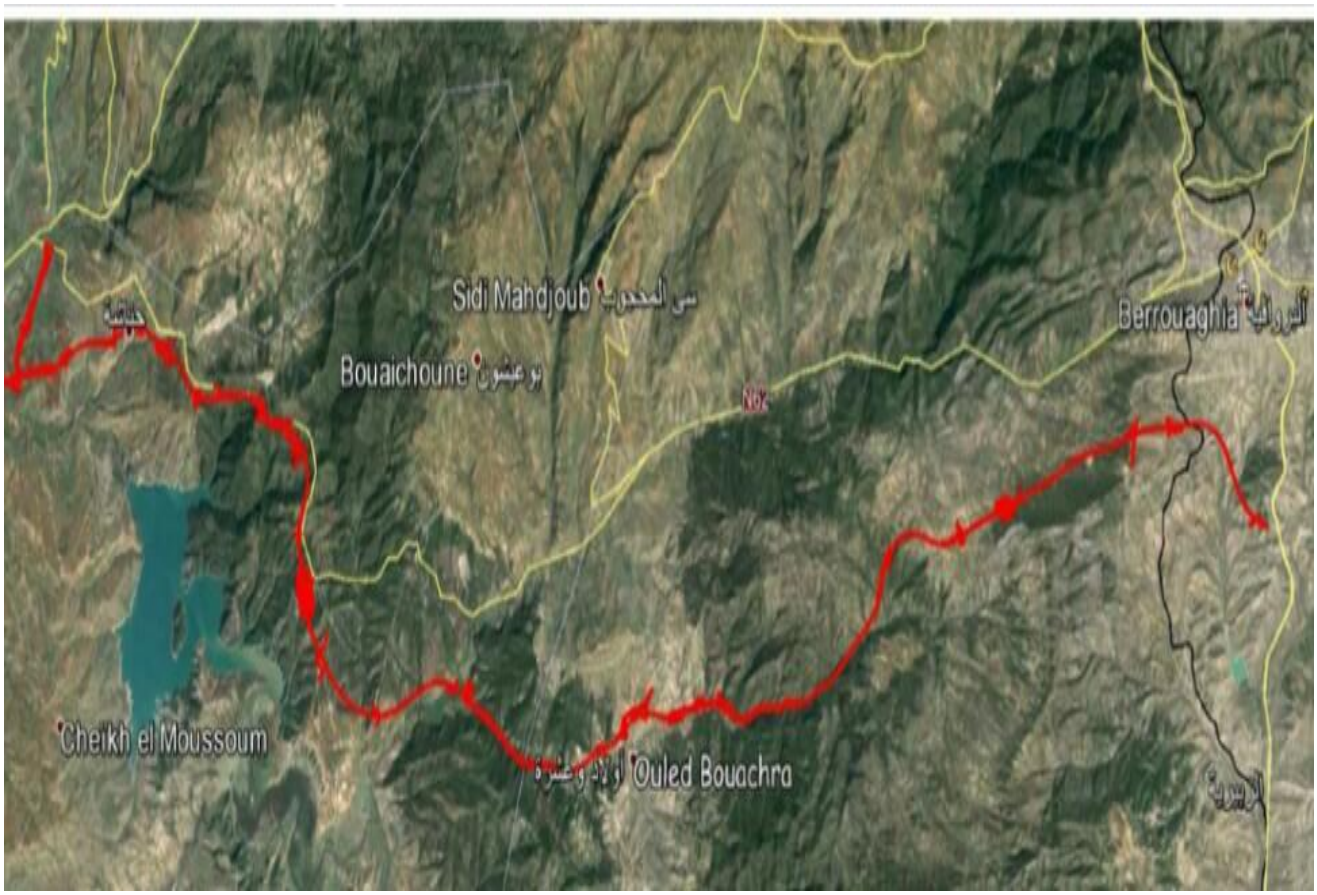


Figure I.1: Image satellite de l'emplacement du projet

I.4. Description de l'ouvrage :

Le Pont au PK 41+500 est un PONT ROUTIER en 2 tabliers isostatiques pour la voie droite et en 3 tabliers isostatiques pour la voie gauche, avec poutres précontraintes et dalle en béton armé coulée sur place, reposant sur des fondations et culées avec fondations de type profondes sur pieux forés de 1,2 m de diamètre.

La longueur des pieux au-dessous des fondations est égal à 6.00 m (pieux 2-3) et 8.50 m (pieux 1); la longueur des pieux au-dessous des culées est égal à 9.00 m (culées AA'-B') et 11.00 m (pieux culée B).

La largeur des tabliers est égale à 14.50 m, dont la chaussé de circulation présente une largeur de 13.25 m, avec 8 poutres de hauteur de 1,30 m et une dalle en béton armé avec épaisseur de 0,25 m.

La longueur totale des poutres des tabliers est égale à 27 m et la distance entre les appareils d'appui est de 26 m.

Les tabliers sont unis par une dalle de continuité, en correspondance avec les piles tandis que, en correspondance avec les culées, on positionne les joints de dilatation de chaussée et des trottoirs.

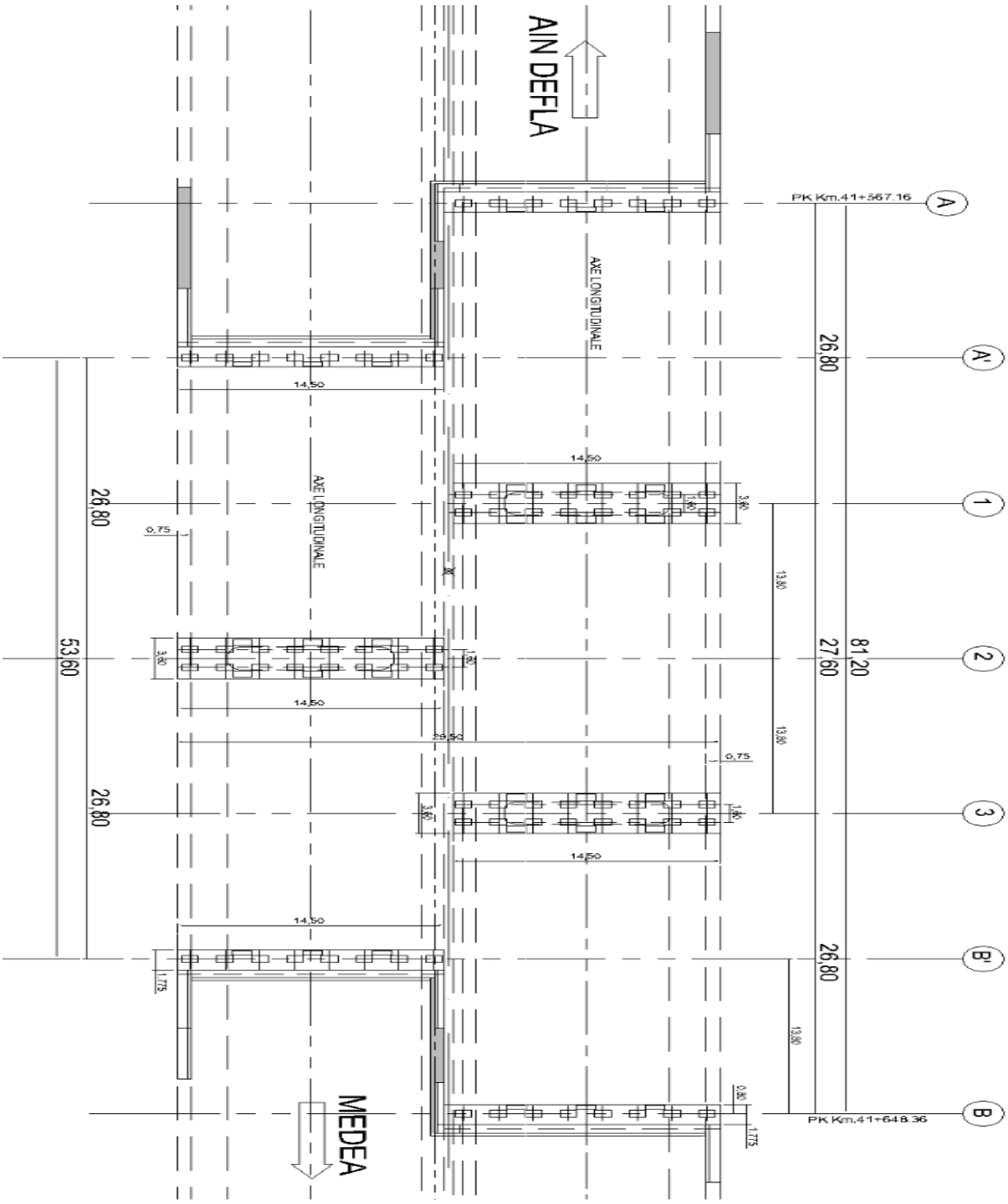


Figure III .2 : vu supérieur

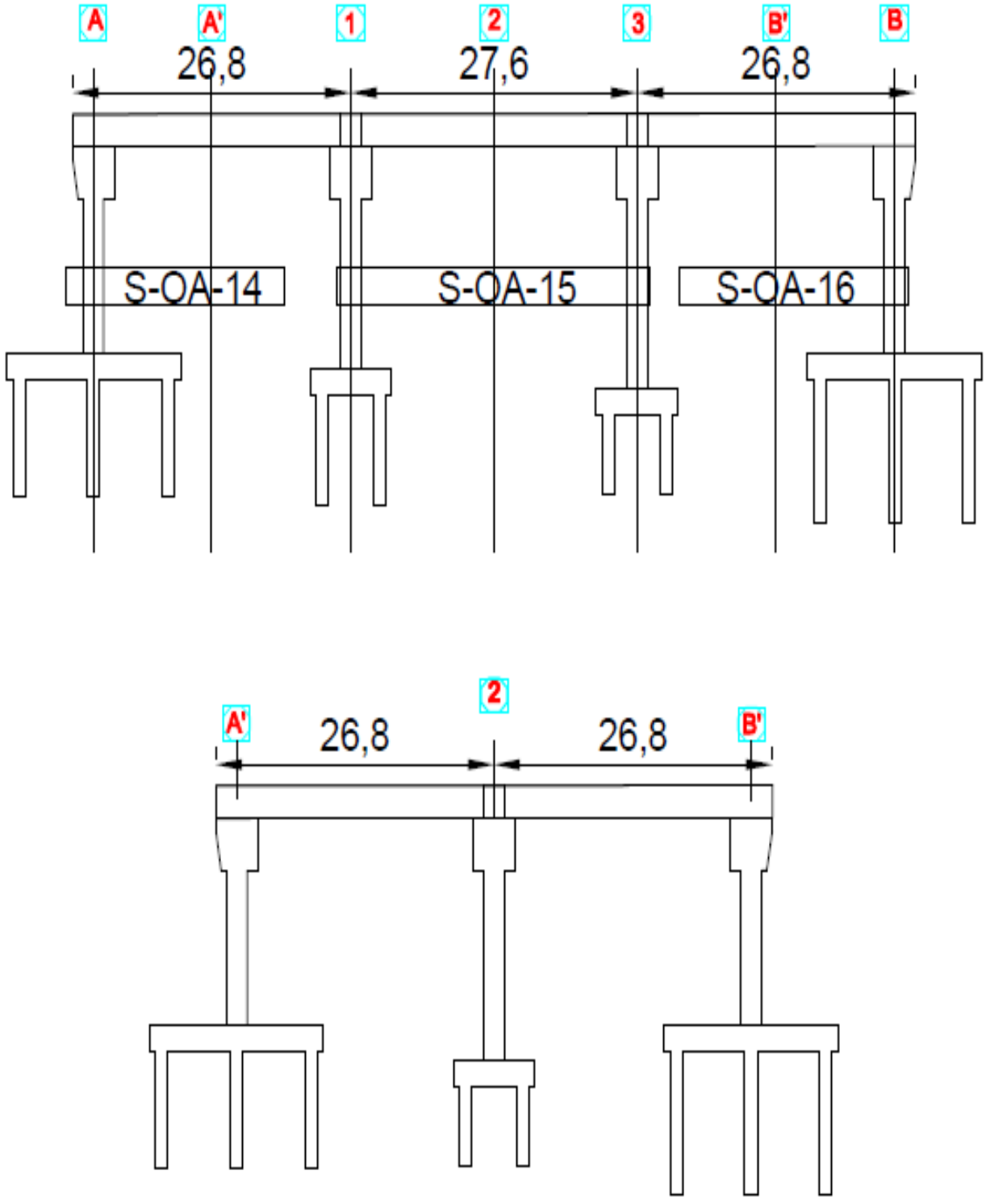


Figure III .3 : les coupes longitudinale de voirie gauche et droit

I.5. Données nécessaires pour le projet de pont :

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences nécessaires à sa bonne exploitation '

On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant

I.5.1. Données fonctionnelles :

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération de grande envergure (opération routière ou ferroviaire).

L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués que sont : l'importance de projet et débit de circulation

I.5.2. Données géotechniques (naturelles) :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un tel ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles Constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux éventuels des fondations.

En ce qui concerne le terrain naturel, le projeteur doit, bien évidemment, connaître avec précision sa topographie afin d'implanter correctement l'ouvrage en outre, il doit être en mesure d' estimé les mouvements de terrain et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

I.5.2.1. Remblais latéraux :

Les remblais latéraux sont de qualités routières courantes ou issues du site. Ils sont caractérisés par un angle de frottement interne $\varphi = 35°$, et par une cohésion nulle.

I.5.2.2. Terrai de fondation :

Le modèle géotechnique des terrains au droit de cet ouvrage a été conçu sur la base des données stratigraphiques et des résultats des essais en trou des forages « S-OA-14 », « S-OA-15 » et « S-OA-16 » de la présente phase

Au niveau de la culée coté Ain Defla (S-OA-14) le modèle géotechnique prévoit la présence d'une couche superficiel de 4 m d'épaisseur de dépôts alluviaux actuels et récents composés par des sables limoneux avec une base graveleux de moins de 1 m d'épaisseur.

En dessous de ces dépôts on rencontre la partie altéré et fracturé des marnes avec calcaires marneux a (niveau d'altération) jusqu'à la profondeur de 7 m environ, suivi pour les substrats de marnes avec calcaires marneux saines.

Le secteur des fondations centrales a été investigué par le sondage S-OA-15 et est caractérisé par une stratigraphie presque identique à celle décrite pour le secteur de la culée coté Ain Defla : avec une granulométrie graveleuse en matrice sablo-limoneuse jusqu'à 4 m de profondeur,jusqu'à 6,5 m environ, suivi vers le bas par l'unité des marnes avec calcaires marneux.

Au niveau de la culée coté Médea (S-OA-16) le modèle géotechnique prévoit une couche plus épaisse, presque 10 m, de dépôts colluviaux et alluviaux mixtes composés par des argiles limoneuses, sable limoneux avec une base graveleuse en matrice sablo limoneuse -suivi vers le bas par un niveaux d'un m d'épaisseur de marnes fracturées et altérées en dessus du substrat représenté toujours par les marnes avec calcaires marneux saines.

Dans les trois forages ont été réalisées aussi des essais pressiometriques type Menard. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Résultants des essais préssiométrique dans le forage du Pont.

Code Forage	Profondeur Essai *(m)*	Lythotipe	Pression limite *PL (MPa)*	Pression de fluage *PF (bars)*	Em/PL	Module pressiomètrique *Em (Mpa)*
S-OA -14	7	Marno Calcaire de couleur grisatre	5,07	50,72	75,31	382,0
	15	Marno Calcaire de couleur grisatre	5,07	50,67	42,95	217,6
	25	Marno Calcaire de couleur grisatre	5,09	50,85	74,09	376,8
S-OA -15	5,8	Marno Calcaire de couleur grisatre	5,14	51,38	54,57	280,4
	15	Marno Calcaire de couleur grisatre	6,47	46,85	26,80	173,5
	25	Marno Calcaire de couleur grisatre	6,55	38,23	19,46	127,4
S-OA -16	15	Marno Calcaire de couleur grisatre	5,06	50,56	72,23	365,2

Chapitre II : Dimensionnement des fondations

II.1. Descente de charges :

Pour le 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 aussi dimensionnées pour reprendre des moments qui s'appliquent à la structure. Dans ce qui suit nous aurons à traiter d'abord les charges permanentes ensuite les charges d'exploitation puis nous terminerons par la combinaison des charges.

II.1. Détermination des charges permanentes (VOIE GAUCHE) :

a) Hypothèses de calcul :

_ **Béton:** Densitéγ = 25 kn/m^3 = 2.5 t /m^3

_ **Béton propreté:** Densité γ = 20 kn/m^3 = 2.0 t /m^3

_ **Couche de roulement:** béton bitumineux d'épaisseur 6 cm de densité γ_{rev}= 23kn/m^3 = 2.3t/m^3

_ **Couche de protection:** chape d'étanchéité d'épaisseur 3 cm de densité $\gamma_{étanch}$ = 24kn/m^3 2.4t/m^3

b) Charges permanentes reprises par le tablier :

Le poids propre de la dalle du tablier par mètre linéaire est donné par:

- $G_{Dalle} = \gamma \times S$

Avec

S : surface de la section transversale =14.50 m^2

G_{Dalle} = 2.5x14.50= 36.95 t / ml

- Garde-corps barrière BN4 G_{Gc} = 0.13 t /ml
- Corniche en BA préfabriqué poids de 0.5 t /ml
- Revêtement :

  $G_{rev}=G_{roul} + G_{etanch}$

$G_{roul}=h_{roul} \times b_o \times \gamma_{roul}$ =0.06 x 12.1 x 2.3 =1.67 t/ml

$G_{etanch}=h_{etanch} \times b_o \times \gamma_{etanch}$ =0.03 x 12.1 x 2.4 = 0.871 t/ml

G_{sup}=O.13 + 0.5 +1.67 + 0.871 =3.171 t/ml

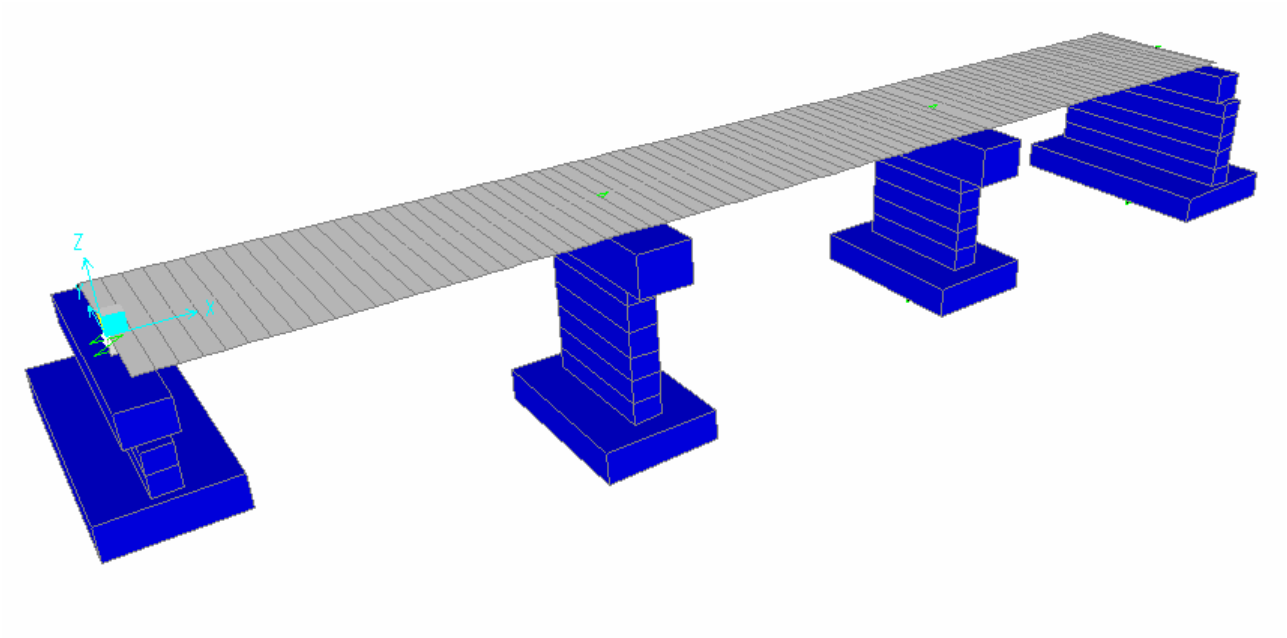


Figure III .4 : Tablier voire gauche

c) Charges permanentes reprises par les piles :

- **Pile 1 :**

On considère que la pile reprend une partie de part et d'autre des deux travées.

La longueur équivalente du tablier est considérée au niveau de l'axe.

La charge permanente reprise par le pile 1 est:

- $G_{pile1} = (G_{sup} + G_{dalle}) \times \frac{l}{2} + (G_{sup} + G_{dalle}) \times \frac{L}{2} + G_{pro1}$

où:

l : est la longueur de la travée de centrale : l = 26.8 m ;

L : est la longueur de la travée centrale: L = 27.8 m

G_{pro1} : est le poids propre de la pile

$G_{pro1} = \gamma \times S \times h$

Avec:

S : est la surface transversale du pile: S = a x b = (2 x 9) = 18 m^2

h : est la hauteur du Pile = (469.379 - 1.3 - 0.3 - 2.20 - 457) = 8.58 m

G_{pro1} = 2.5 x 18 x 8.58 =386.1t

$G_{pile1} = (3.171 + 36.95) \times \frac{26.8}{2} + (3.171 + 36.95) \times \frac{27.6}{2} + 386.1 = 1496.513$ t

$G_{pile1} = 1496.513$ t

➢ **Pile 3 :**

Par symétrie, la pile3 reprend les mêmes calcules que pile 1 Sauf le poids propre de la pile3 (hauteur (h)

h = (469.728 – 0.3 -1.3 – 2.2 – 454.50) = 11.428 m

G_{pro3} = 2.5 x 18 x 11.428 =514.26 t

$G_{pile3} = (3.171 + 36.95) \times \frac{26.8}{2} + (3.171 + 36.95) \times \frac{27.8}{2} + 541.26 = 1632.550$ t

G_{pile3}= 1632.550 t

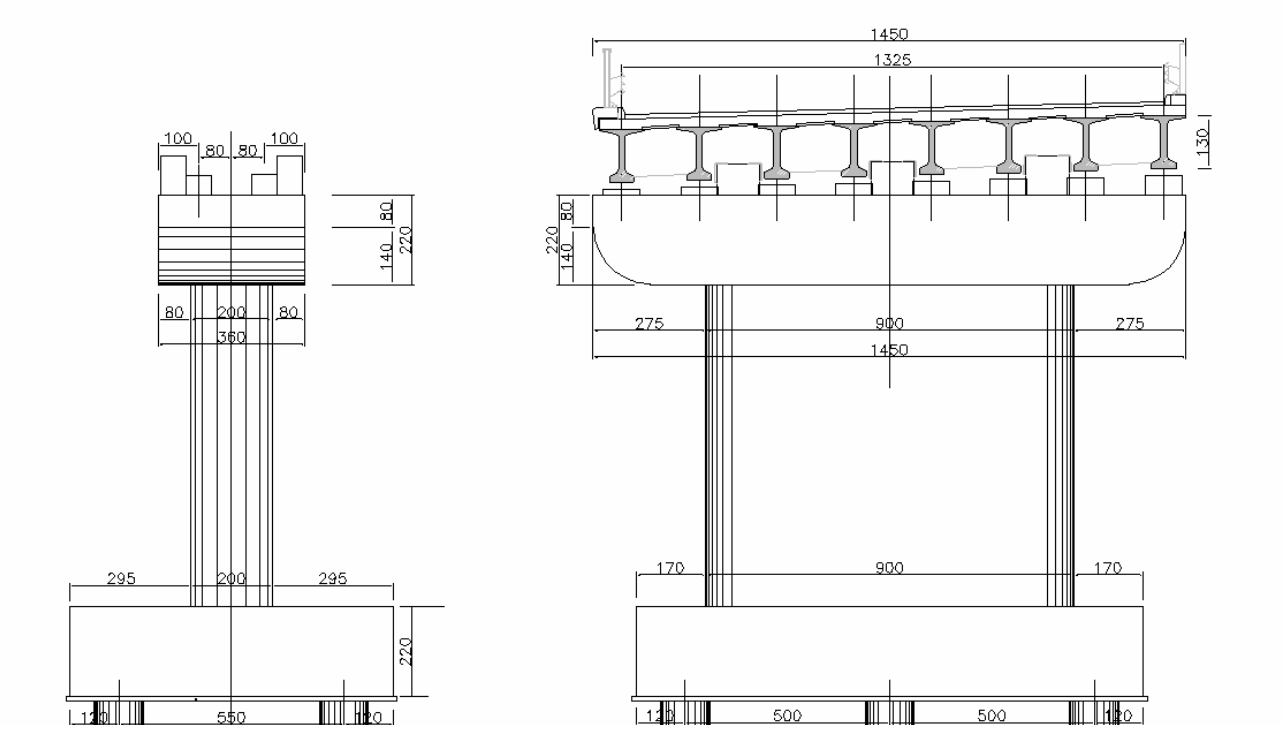


Figure III .5 : Pile 1 + Pile 2 + Pile 3

d) Charges permanentes reprises par les culées :

Les culées sont formées d'un chevêtre qui est en liaison avec le tablier et de 8 colonnes de section carré 0.75 m

➢ **Culée A :**

- $G_{cul} = G_{che} + G_{col} + (G_{sup} + G_{dalle}) \times \frac{l}{2} + G_{proA}$

G_{che} est le poids propre du chevêtre

$G_{che} = \gamma \times S_I \times l_i$

où:

S_i est la section transversale du chevêtre

l_i : longueur de la culée

G_{che} = 2.5 x7.92 x 14.50 = 114.84 t

G_{che} =114.84 t

G_{col} : est le poids propre des 8 colonnes de la culée A

G_{col} = 8 x γ x S_p x h

S_p : est la section des colonnes

h_l : leur hauteur

G_{col} = 2.5x 0.75^2x 0.45 x 8 =5.06t

G_{proA} : est le poids propre de la pile

G_{proA} = γ x a x b x h

G_{proA} = 2.5 x 2 x 14.5 x 9.4 = 681.5 t

G_{proA} = 681.5 t

$G_{cul} = (3.171 + 36.95)\frac{26.8}{2} + 114.84 + 5.06 + 681.5$

G_{cul} =1339.02 t

- **Culée B :**

Par symétrie, la culée B reprend les mêmes charges que Culée A

G_{cul} =1339.02 t

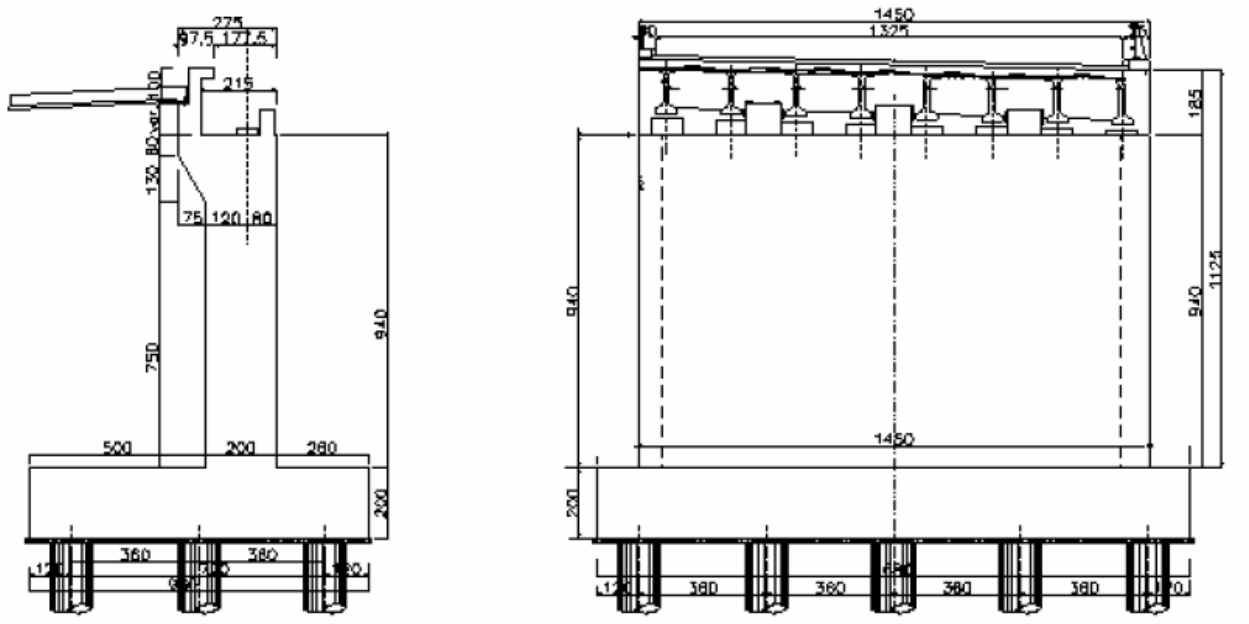


Figure III .6 : culées A+B+A'+B'

e) Charges permanentes reprises par les pieux :

Pour la semelle de la pile 1 :

- $G_{sem1} = G_{pile1} + G_{prs} + G_{pbp}$

G_{prs} : est le poids propre de la semelle

$G_{prs} = \gamma$ x a x b x e ,

a : est la longueurde la semelle.

b : est la largeur de la semelle.

e : l'épaisseur de la semelle.

G_{prs} = 2.5x 12.40 x 7.90 x 2.00

G_{prs} = 489.80 t

G_{pbp} : est le poids propre du béton de propreté

G_{pbp} = 2.00 x 12.60 x 8.10 x 0.1 = 20.41 t

G_{obp2} =20.41 t

G_{sem}= 1496.513 + 489.80 + 20.41 = 2006.72 t

G_{sem} =2006.72 t

Pour la semelle de la pile 3 :

La semelle du pile 3 est identique et reprend les mêmes le poids propre et poids propre du béton de propreté que la semelle de la pile 1

- $G_{sem3} = G_{pile3} + G_{prs} + G_{pbp}$

G_{sem3} = 1632.550 + 489.80 + 20.41 = 2142.76 t

G_{sem3} = 2142.76 t

Pour la semelle de la culée A :

- $G_{sculA} = G_{culA} + G_{prs} + G_{pbp}$

G_{prs} : est le poids propre de la semelle

$G_{prs} = \gamma$ x a x b x e

G_{prs} = 2.5 x 9.6 x 16.8 x 2.0 = 806.4 t

G_{prs} = 806.4 t

G_{pbp} : est le poids propreté du béton de propreté

G_{pbp} = 2.00 x 9.8 x 17.0 x 0.1 = 33.328t

G_{pbp} =33.32 t

G_{sculA} = 1339.02 + 806.4 +33.328 = 2178.748 t

G_{sculA} = 2178.748 t

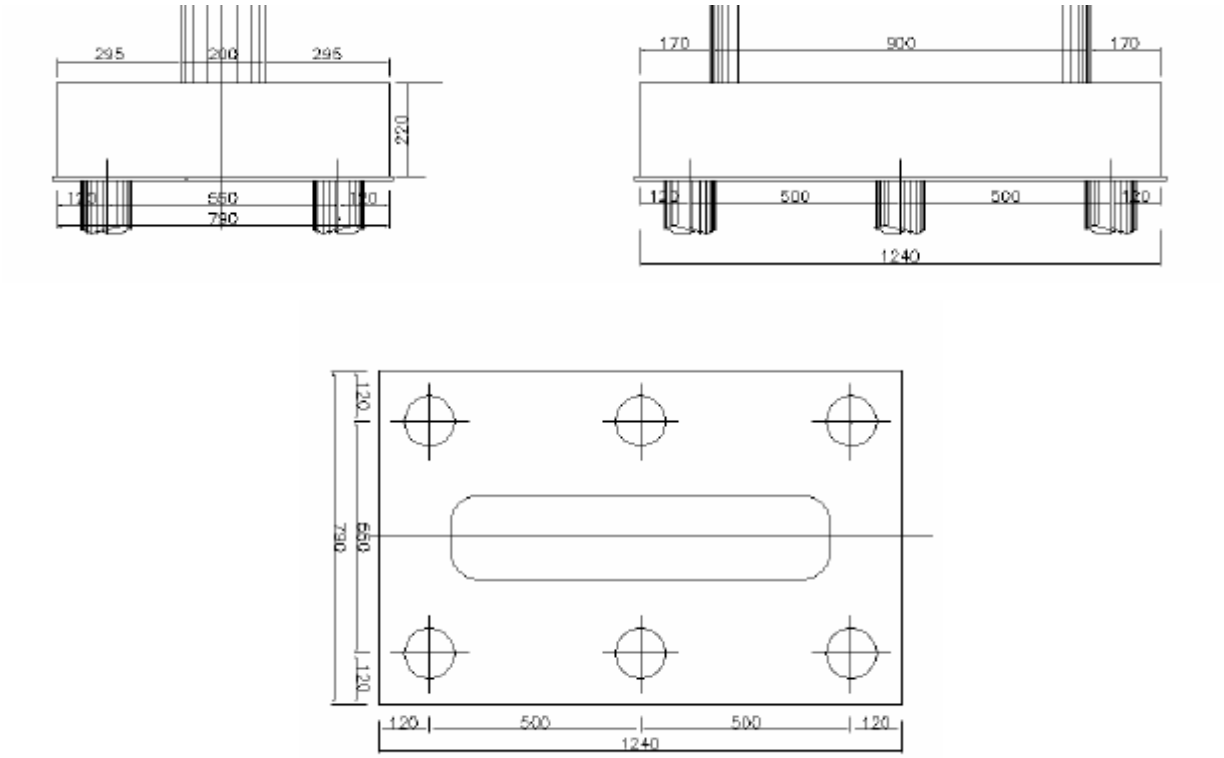


Figure III .7 : semelle de Pile 1+Pile 2+Pile 3

Pour la semelle de la culée B :

La semelle de la culée B est identique et reprend les mêmes charges que la semelle de la culée A. Ainsi on a : G_{sculB} = 2178.748 t

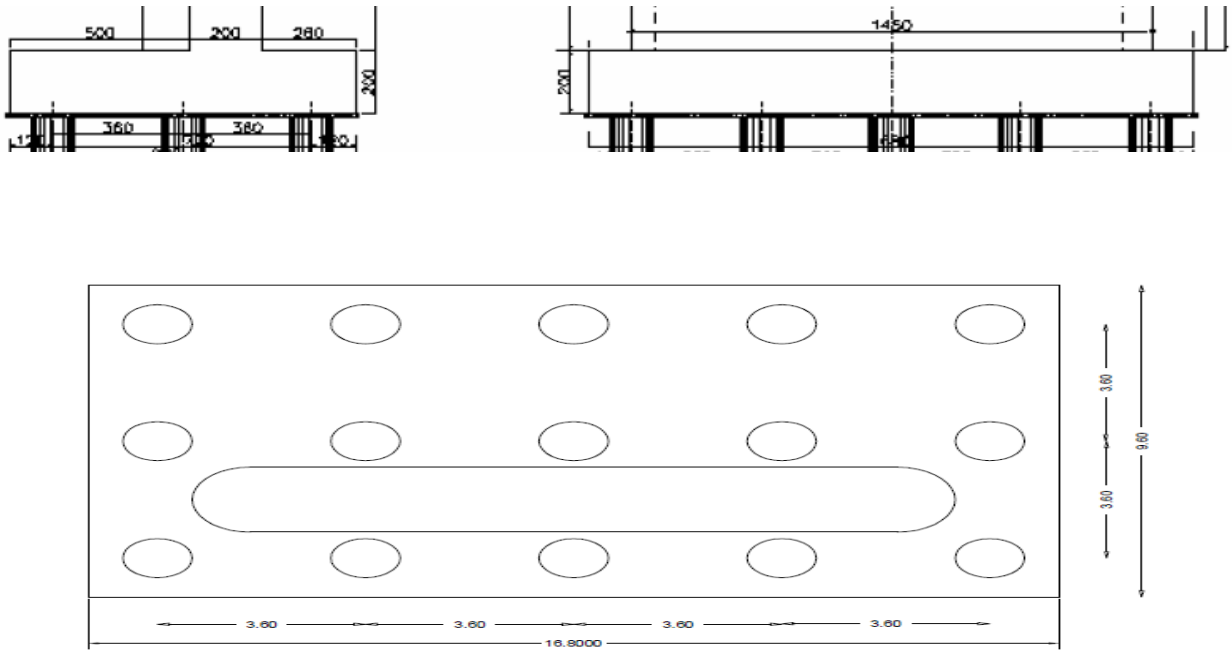


Figure III .8 : semelle de culée A+B+A'B'

Le tableau II.1 : Suivant résume les charges permanentes qui sont appliquées sur chaque élément d'appui. Pont gauche

Eléments	Charge permanente (t)	Charge permanente en (kn)
Culée A	2178.748	21787.48
semelle 1	2006.72	20067.20
Semelle 3	2142.76	21427.60
Culée B	2178.748	21787.48

II.2. Détermination des charges permanentes (VOIE DROITR) :

- **Pile 1 :**

- $G_{pile1}= (G_{sup} + G_{dalle}) \times L$

$G_{pile1}= (3.171 + 36.95) \times 26.8 = 1075.248$ t

$G_{pile1}= 1075.248$ t

- **Culée A' et B' :**

- $G_{cul} = G_{che} + G_{col} + (G_{sup} + G_{dalle}) \times \frac{l}{2} + G_{proA}$

$G_{che} = \gamma \times S_I \times l_i$

où:

$G_{che} = 2.5 \times 7.92 \times 14.50 = 114.84$ t

$G_{che} = 114.84$ t

$G_{col} = 8 \times \gamma \times S_p \times h$

$G_{col} = 2.5 \times 0.75^2 \times 0.45 \times 8 = 5.06$t

$G_{proA} = \gamma \times a \times b \times h$

$G_{proA} = 2.5 \times 2 \times 14.5 \times 9.4 = 681.5$ t

$G_{proA} = 681.5$ t

$G_{cul} = (3.171 + 36.95)\frac{26.8}{2} + 114.84 + 5.06 + 681.5$

$G_{cul} = 1339.02$ t

e- Charges permanentes reprises par les pieux :

Pour la semelle de la pile 2 :

- $G_{sem1} = G_{pile1} + G_{prs} + G_{pbp}$

$G_{prs} = \gamma \times a \times b \times e$.

G_{prs} = 2.5x 12.40 x 7.90 x 2.00

G_{prs} = 489.80 t

G_{pbp} = 2.00 x 12.60 x 8.10 x 0.1 = 20.41 t

G_{obp2} =20.41 t

G_{sem}= 1075.248 + 489.80 + 20.41 = 1585.458

G_{sem}= 1585.458 t

Le tableau II.2 : Suivant résume les charges permanentes qui sont appliquées sur chaque élément d'appui Pont Droite

Eléments	Charge permanente (t)	Charge permanente (kn)
Culée A'	2178.748	21787.48
semelle 2	1585.458	15854.58
Culée B'	2178.748	21787.48

II.3. Détermination des charges d'exploitation :

Pour l'application des systèmes de charge dans l'évaluation des charges de chaussée, nous allons nous référer au fascicule 61 : Conception, Calcul et Epreuves d'ouvrage d'art.

Pour la prise en compte des systèmes de charge, nous avons besoin de certaines hypothèses du pont gauche

a) Hypothèses de calcul :

L_e : est la largeur chargée ; elle est égale à 10.70 m

L_r : est la largeur roulement ; elle est égale à 1l.70m

L_c est la longueur chargée; elle est égale à 27.2 m pour les pile 1 et 3 et 13.4 m pour les culées A et B

n : représente le nombre de voies: **n = 3**

Ainsi on suppose que le nombre de voies chargé est de 3.

N.B. : Aux vues de la largeur roulement qui est supérieure à 7 m, nous avons un pont de première classe.

II.3.1. Types de charges considérés pont à gauche :

D'après les caractéristiques du pont, les systèmes de charges que nous avons considérés et développés sont les suivants :

- **Le type de charge A :**

La portée unitaire d'au plus 200m étant respectée, la chaussée supportera une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

$$Q_A = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(l) \times l_e \times l_c \ (t) \qquad [15]$$

avec:

$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12}$ (kg/m^3).

Culées A et B :

$A(l) = 230 + \frac{36000}{13.4+12}$ Ce qui donne $A(l) = 1647.322\ Kg/m^2$

Semelle 1 et 3 :

$A(l) = 230 + \frac{36000}{27.2+12}$ Ce qui donne $A(l) = 1148.368\ Kg/m^2$

α_1**:** est un coefficient réducteur qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies. Il est donné dans le fascicule 61 : Conception, Calcul et Epreuves d'ouvrage d'art. Dans notre cas, le nombre de voies chargées est 3, alors $\alpha_1 = 0.9$.

α_2 **:** est un coefficient réducteur qui dépend de la classe du pont également**:**

$$\alpha_2 = \frac{v_0}{v}$$

avec

v_0=3.5 m, pour les ponts de première classe

Culées A et B :

$A(l) = 230 + \frac{36000}{13.4+12}$ Ce qui donne $A(l) = 1647.322\ Kg/m^2$

Alors : $QA = 0.9 \times 0.98 \times 1647.322 \times 13.4 \times 10.7 = 208322.251\ Kg/m^2$

$QA = 208.322\ t$

Semelle 1 et 3 :

A(l) =230 + $\frac{36000}{27.2+12}$ Ce qui donne A(l) =1148.368 Kg/m^2

$$v = \frac{lc}{n} ; \frac{10.70}{3} = 3.67$$

ainsi : $\propto_2 = \frac{3.5}{3}$, Ce qui donne $\propto_2 = 0.98$

Q_A = 0.9 x 0.98 x 1148.368 x 27.2 x 10.7 =294782.942 Kg/m^2

Q_A = 294.782 t

II.3.2. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU

a) Etat limite de service

La surcharge à l'état limite de service est donnée par :

Q_{LES} = G + 1.2 QA

Le coefficient 1.2 est donné par les règles du fascicule 61

- **Pour la Semelle 1**

  Q_{LES} = 2006.72 + 1.2 x 294.782 = 2360.584 t

- **Pour la Semelle 3**

  Q_{LES} = 2142.76+ 1.2 x 294.782 = 2496.498 t

- **Pour les culées A et B**

  Q_{LES} = 2178.748+ 1.2 x 208.322 = 2428.734 t

b) Etat limite ultime

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par :

Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 QA

- **Pour la Semelle 1**

  Q_{ELU} = 1.35 x 2006.72 + 1.5 x 294.782 = 2959.058 t

- **Pour la Semelle 3**

  Q_{ELU} = 1.35 x 2142.76+ 1.5 x 294.782 = 3334.900 t

- **Pour les culées A et B**

  Q_{ELU} = 1.35 x 2178.748+ 1.5 x 208.322 = 3253.792 t

Le tableau qui suit donne le résumé des résultats obtenus.

Le tableau II.3 : Résultants des charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU

Pont gauche

Eléments	Q_{ELU} (kn)	Q_{ELU} (kn)	Q_{ELS} (t)	Q_{ELS} (kn)
Culée A	3253.792	32537.92	2428.734	24287.34
semelle 1	2959.058	29590.58	2360.584	23605.84
Semelle 3	3334.900	33349.00	2496.498	24964.98
Culée B	3253.792	32537.92	2428.734	24287.34

II.4. Types de charges considérés pont à droit :

- **Semelle 2 :**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{26.8+12}$$ Ce qui donne $A(l) = 1157.835\ Kg/m^2$

- **Culées A' et B' :**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{13.4+12}$$ Ce qui donne $A(l) = 1647.322\ Kg/m^2$

- **Semelle 2 :**

$$Q_A = 0.9 \times 0.98 \times 1157.835 \times 26.8 \times 10.7 = 292842.327\ Kg/m^2$$

$$Q_A = 292.842\ t$$

- **Culées A et B :**

$$QA = 0.9 \times 0.98 \times 1647.322 \times 13.4 \times 10.7 = 208322.251\ Kg/m^2$$

$$QA = 208.322\ t$$

- **Pour la Semelle 2 :**

$$Q_{LES} = 1565.141 + 1.2 \times 292.842 = 1916.551\ t$$

- **Pour les culées A et B :**

$$Q_{LES} = 2178.748 + 1.2 \times 208.322 = 2428.734\ t$$

- **Pour la Semelle 2 :**

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 1565.141 + 1.5 \times 292.842 = 2552.203t$$

- **Pour les culées A et B :**

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 2178.748 + 1.5 \times 208.322 = 3253.792 \text{ t}$$

Tableau II.4 : Résultants des charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU

Pont Droite

Eléments	Q_{ELU} (t)	Q_{ELU} (kn)	Q_{ELS} (t)	Q_{ELS} (kn)
Culée A'	3253.792	32537.92	2428.734	24287.34
semelle 2	2552.203	25522.03	1916.551	19165.51
Culée B'	3253.792	32537.92	2428.734	24287.37

II.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage d'art :

II.5.1. Méthode du pressiomètre Ménard :

Dans le cas des terrains stratifiés (cas général), la pression limite « PL » est remplacée par une pression limite équivalente « PLe* » obtenue par une moyenne géométrique mesuré mesurée entre le niveau « R et +3R » .

$$q_u = k_p . Ple* + \gamma \qquad [16]$$

q_u : capacité portante ultime.

k_p : coefficient de portance

$Ple*$: pression limite équivalente

γ : Poids volumique

II.6. Détermination du facteur de portance kp :

La valeur de k_p, facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol (**Tableau III. 1**) et du mode de mise en œuvre (type de pieu), quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation (**Tableau III. 2**)

Tableau III. 1 : Classification des sols

Classe de sol		Déscription	Préssiomètre Pl (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5
Sables, Graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	>4,5

Tableau III. 2 : Valeurs du coefficient de portance k_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; Marno -Calcaires		1,8	2,6

R = $\frac{B}{2}$ (Rayon du pieu)

Si :

- ✓ 2R > 1m

$$P_L^*{}_e = \sqrt[3]{Pl_{(1.R.)} Pl_{(2.R)} Pl_{(3.R)}} \quad [17]$$

- ✓ 2 R < 1 m

$$P_L^*{}_e = \sqrt[3]{Pl \,.\, Pl \,.\, Pl} \quad [17.1]$$

Pl_1 : Pression limite à 5.8 m au-dessus de la base du pieu.

Pl_2 : Pression limite à 15 m au niveau de la base du pieu.

Pl_3 : Pression limite à 25 m au-dessous de la base du pieu.

$$Pln* = pl_n — \sigma_{hs} * k_0$$

$Pl^*_1 = 5.14 – (5.8*0.23) *0.43= 4.56$ MPa

$Pl^*_2 = 6.47 – (15*0.23) * 0.43 = 4.98$ MPa

$Pl^*_3 = 6.55 –(25* 0.24) * 0.43 = 3.97$ MPa

$Pl^*_e = \sqrt[3]{4.56 * (3 * 0.6) * 4.98 * (2 * 0.6) * 3.97(0.6)} = 4.89$ MPa

$q_u = 1.8 * 4.49 + 0.23 = 9.03$ MPa

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau III.3 : Les paramètres de calculs la capacité portante par le pressiométriques.

N de PMT	Pl (MPa)	σ_{hs} (MPa)	pl*	ple*	γ	q_u (MPa)
S-OA-14	5.07	1.61	4.37	3.71	0.23	6.91
	5.07	3.45	3.59		0.23	
	5.09	6.00	2.51		0.24	
S-OA-15	5.14	1.33	4.56	4.89	0.23	9.03
	6.47	3.45	4.98		0.23	
	6.55	6.00	3.97		0.24	
S-OA-16	5.06	3.45	3.58	3.58	0.23	6.74

II.7. Calcul de la capacité portante admissible par la méthode pressiométrique :

a) Hypothèses de calcul :

Longueur des pieux: D = 8.50m

Niveau de la nappe lors des essais: ZNP = -2.1m

Densité spécifique du sol: $\gamma s = 25.\ kN/m^3$

Teneur en eau du sol sous la nappe: W = 8.1%

Densité humide du sol: $\gamma = 23.\ kN/m^3$

Coefficient de Poisson: v = 0.33

III.7.1. Détermination de la charge limite admissible :

Pour la détermination de la charge limite admissible, on choisit deux types de diamètres à savoir Ø = 1.00 m et Ø = 1.20 m.

La charge limite admissible est donnée, d'après **la norme DTR 13.2**, par:

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

$$Qa_{ELU} = 0.5\ Qp + 0.75\ Qs \qquad [18]$$

- **A l'état limite de service (ELS) :**

$$Qa_{ELS} = 0.33\ Qp + 0.05 Qs$$

Le tenue de pointe est donné par:

$$Qp = K_p \times Ap \times e_i$$

Sable moyennement compact, d'après (tableau III. 2): Kp = 1.8

$$Ap = \pi \, Ø2/4$$

Où Ø est le diamètre du pieu (Ø =1.00 m ou 0.90 ml)

Le tenue de frottement latéral au niveau de chaque couche i est donné par :

$$Q_{si} = \pi \, Ø \, e_i \, q_{si}$$

e_i : étant l'épaisseur de la couche **i** : **e_i** = 1.50 m à partir de la profondeur 3.80 m Pour une pression limite nette **pl*** = 10.75 bars avec des pieux forés à la boue, d'après la tableau III. 4 , qsi= 0.062 MPa=0.62bars.

Le frottement latéral total mobilisé sur toute la longueur du pieu est:

$$Q_s = \sum Q_{si}$$

L'ensemble des résultats est résumé dans le tableau suivant:

Tableau III. 4 : Calcul des charges admissibles aux états limites

				Qsi	
Tranche de terrain	Pl*(bars)	qsi(bars)	ei(m)	Ø1.20m	Ø1.00m
0,50m-3,05m	2,50	0,05	2,55	4.010	3.600
3,05m-4,55m	2,60	0,06	1,50	2.830	2.540
4,55m-6,06m	7,60	0,50	1,50	23.560	21.210
6,05m-7,55m	8,10	0,50	1,50	23.560	21.210
7,55m-9,05m	10,30	0,60	1,50	28.270	25.450
9,05m-10,55m	9,20	0,56	1,50	26.390	23.750
10,55m-12,05m	8,80	0,54	1,50	25.450	22.900
12,05m-13,55m	10,00	0,60	1,50	28.270	25.450
13,55m-15,05m	10,80	0,62	1,50	29.220	26.300
15,05m-16,55m	10,50	0,60	1,50	28.270	25.450
16,55m-20,00m	10,80	0,61	3,45	66.110	59.500
			Fn (t)	62.860	56.570
			Qs (t)	223.090	200.780
			Qp (t)	93.310	75.580
			Qa_{ELU} (t)	**213.970**	**188.380**
			Qa_{ELS} (t)	**142.330**	**125.330**

II.8.Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux (voire gauche) :

- **Pour la semelle 3 :**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2360.584 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 393.430 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6.

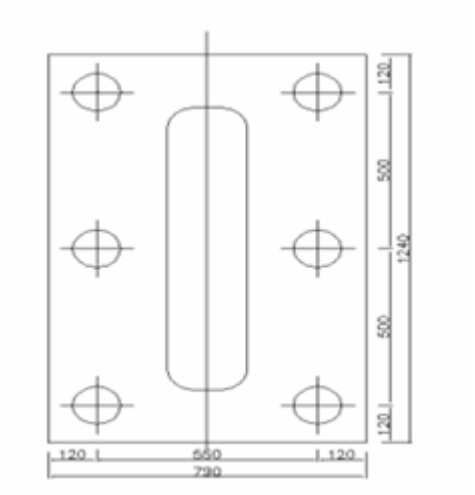


Figure III .9 : vu supérieure semelles pieux Pile 1, 2 et 3

Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est:

$$Q_{gELS} = 6 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 6 \times 1.5 \times 393.430 = 3540.87 > 2360.584 \text{ t}$$

- **Pour la semelle 3 :**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2496.498 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 416.083 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6.

$$Q_{gELS} = 6 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 6 \times 1.5 \times 416.083 = 3744.747 > 2496.498 \text{ t}$$

- **Pour les culées A et B :**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2428.734t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 161.912 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 15

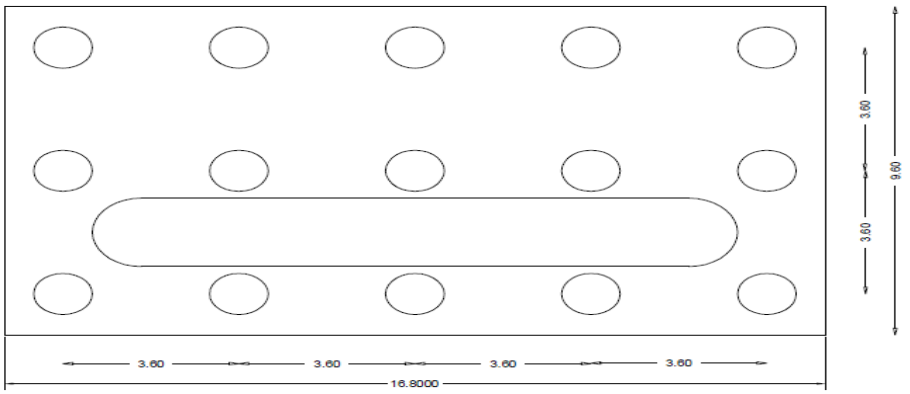


Figure III .10 : vu supérieure semelles pieux culées A, A' et B , B'

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est:

$$Q_{gELS} = 15 \times Ce \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 15 \times 1.5 \times 161.912 = 3643.02 > 2428.734$$

II.9. Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux (voire droite) :

- **Pour la semelle 2**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 1916.551t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 319.425 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6.

$$Q_{gELS} = 6 \times Ce \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 6 \times 1.5 \times 319.425 = 2874.825 > 2496.498 \text{ t}$$

- **Pour les culées A et B :**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 2428.734t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 161.912 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 15

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est:

$$Q_{gELS} = 15 \times Ce \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 15 \times 1.5 \times 161.912 = 3643.02 > 2428.734$$

En pratique **Qs** se calcule en considérant la somme des frottements latéraux sur chaque couche d'épaisseur $\mathbf{e_i}$:

$Qs = \sum Qsi$

Tablaeu III. 4 : Qs = 223.09 t

Q_P = 93.310 t

II.10. Calcul du tassement par la méthode pressiométrique :

D'après Maurice CASSAN [19], le tassement induit par un pieu sous charge unitaire d'un sol donné par:

$$S_i = \frac{4}{\pi}\frac{1}{B} + \frac{1+\frac{\grave{A}}{\alpha B E_b} th(\alpha L)}{\grave{A} B E_b th(\propto L)} \qquad [19]$$

où

B : est le diamètre du pieu : **B**= 120 cm ;

$\mathbf{E_b}$ est le module d'élasticité du béton: $\mathbf{E_b}$ =14 OOO MPa = 140000 bars

À 1,= 4.5xE_M (en bars): À =4.5x280.4 = 1261.8 bars

$$\propto = \frac{4}{B} X \frac{4.17\ X\ 10^{-3}\ E_M}{E_b} : \propto = \frac{4}{120}\frac{4.17\ x\ 10^{-3} x 280.4}{140000} = 2.75 \text{ x } 10^{-7} \text{ cm}$$

L : est la longueur du pieu: L = 850 cm;

$$S_t = \frac{4}{\pi}\frac{1}{120} + \frac{1+\frac{685.8}{2.75x10^{-7}x120x140000_b} th(2.75x10^{-7}850)}{685.8x140000th(2.75x10^{-7}x850)} = 4.00 \text{ x} 10^{-5} \text{ cm}$$

Ainsi, pour le calcul du tassement du groupe de pieux, nous supposons que la charge reprise par chaque pieu Q est identique.

- **Pour les pieux Semelle 1 :**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{2686.95}{6} = 447.82 \text{ t}$$

Soit k la rigidité relative pieu sol: $K = \frac{E_M}{E}$

E : est le module d'élasticité du sol donnée par la formule suivante:

$$E = E_M \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{v}\frac{B}{B_0}+3v}$$, Pour les pieux de diamètre supérieur à 0.60 m

$$E = 28040\frac{18}{4\left(2.65\frac{1.20}{0.6}\right)^{1.2}_{0.6}+3x0.33} = 33760..16\ KPa$$

Ainsi donc :

$$K = \frac{14000000}{33760.16} = 414.690$$

En choisissant la courbe k= 500, on a les valeurs suivantes de aj

α_2 = 0.52; α_3 = 0.52; α_4 = 0.4; α_5 = 0.32; α_6 = 0.48; α_7 = 0.22; α_8 = 0.12;

Ainsi,

S_G = 4.00 x 10^{-5} x 4478.20 (1+ 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)

S_G = 6.12 mm

- **Pour les pieux semelle 3 :**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{2812.90}{6} = 468.82$$

$$E = E_M \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{v}\frac{B}{B_0}+3v}$$,

$$E = 28040\frac{18}{4\left(2.65\frac{1.20}{0.6}\right)^{1.2}_{0.6}+3x0.33} = 33760..16\ KPa$$

Ainsi donc :

$$K = \frac{14000000}{33760.16} = 414.690$$

S_G = 4.00 x 10^{-5} x 46882.0 (1+ 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)

S_G = 6.7 mm

- **Pour les pieux semelle culée A et B :**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{2745.13}{15} = 183.01$$

$$E = E_M \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{v}\frac{B}{B_0}+3v}$$

$$E = 28040\frac{18}{4\left(2.65\frac{1.20}{0.6}\right)^{1.2}_{0.6}+3x0.33} = 33760..16\ KPa$$

Ainsi donc :

$$K = \frac{14000000}{33760.16} = 414.690$$

S_G = 4.00 x 10^{-5} x 18301 (1+ 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)

S_G = 2.81 mm

Le tableau III. 5 : Suivant résume les tassements totale par chaque semelle voire gauche.

Elément	Tassements total (mm)
Groupe du pieux culée A et B	2.81
Groupe du pieux P1	6.7
Groupe du pieux P3	6.12

- **Groupe de pieux (voirie de droite) :**

➢ **Pour les pieux Semelle 2 :**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{2232.95}{6} = 372.16$$

$$E = E_M \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{v}\frac{B}{B_0}+3v}$$

$$E = 28040\frac{18}{4\left(2.65\frac{1.20}{0.6}\right)^{1.2}_{0.6}+3x0.33} = 33760..16\ KPa$$

Ainsi donc :

$$K = \frac{14000000}{33760.16} = 414.690$$

S_G = 4.00 x 10^{-5} x 37216 (1+ 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)

S_G = 5.32 mm

➢ **Pour les pieux Semelle culée A' et B' :**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{2745.13}{15} = 183.01$$

$$E = E_M \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{v}\frac{B}{B_0}+3v}$$

$$E = 28040\frac{18}{4\left(2.65\frac{1.20}{0.6}\right)^{1.2}_{0.6}+3x0.33} = 33760..16\ KPa$$

Ainsi donc :

$$K = \frac{14000000}{33760.16} = 414.690$$

S_G = 4.00 x 10^{-5} x 18301 (1+ 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)

S_G = 2.81 mm

Le tableau III. 6 : Suivant résume les tassements totale par chaque semelle voire droite.

Elément	Tassement total (mm)
Groupe du pieux culée A' et B '	2.81
Groupe du pieux P2	5.32

CHAPITRE III : ETUDE ET CALCUL NUMERIQUES DES PIEUX.

III.1. Calculs et simulation :

III.1.1. La géométrie du modèle :

Le modèle géométrique représente la zone (S-OA-15) avec les fondations et Les dimensions des couches et de la fondation sont les suivantes ;

a) Le sol :

il sera modélisé par un modèle géométrique de 40 m de longueur par 40 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la (fig. III.13)

- couche de remblai…….3 m
- Couche de sable limoneux avec une base graveleux... ..1 m
- Couche de marno calcaire…….…….....3m
- Couche de marno calcaire …..…… .8 m

b) la fondation :

Elle sera modélisé par un modèle géométrique de :

- Hauteur semelle ……..…...2,00 m
- Longueur de semelle…….....12,40 m
- Hauteur de pieux……...8,50 m
- Diamètre de pieux……1.20 m

Ce modèle est présenté sur les figures suivantes (III.13et III.14)

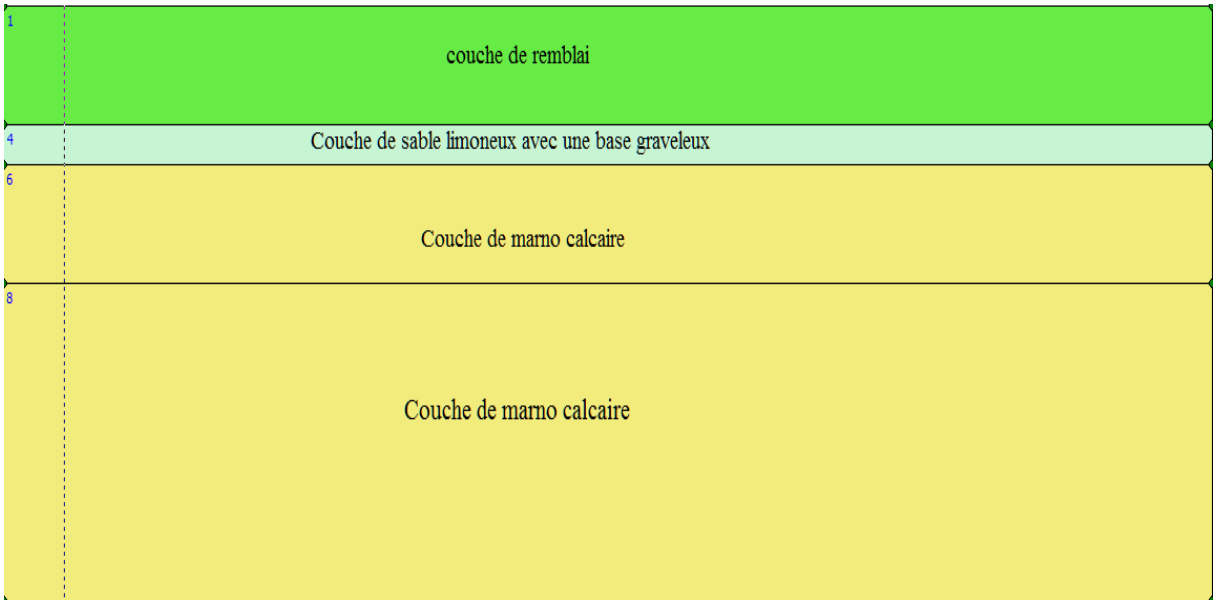


Figure III.13: La géométrie des couches de sol.

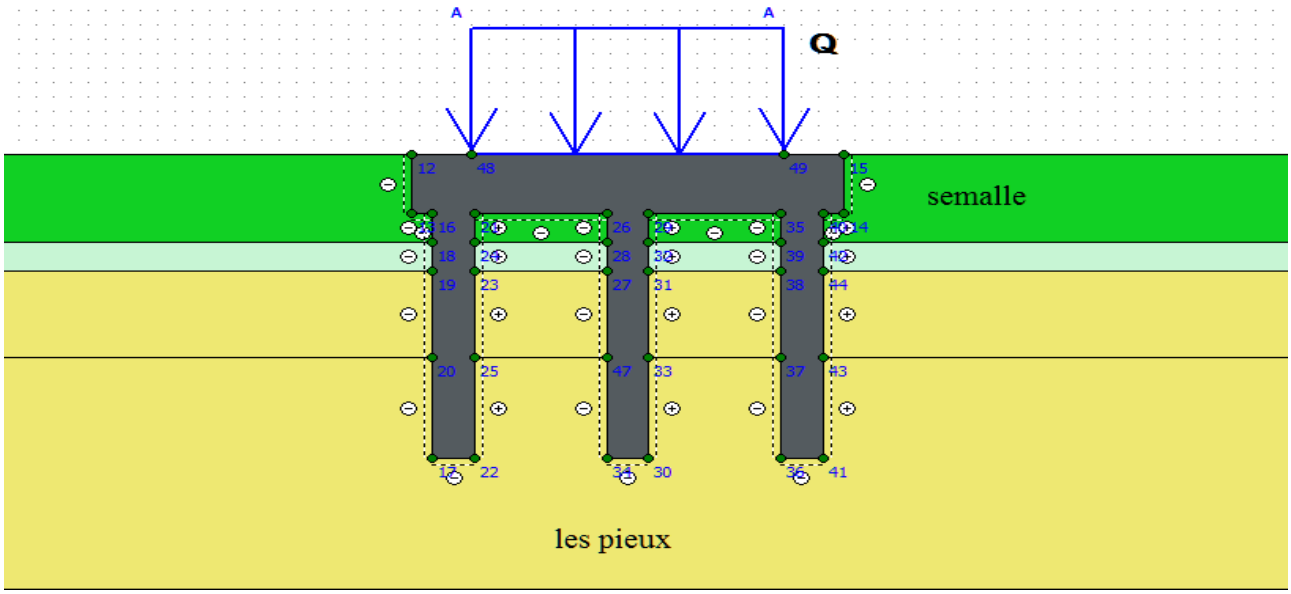


Figure III.14 : Modélisation de la fondation par « Plaxis ».

III.2. Les conditions aux limites :

On choisit les conditions aux limites par défaut, les conditions aux limites imposées au modèle sont les suivantes :

- Le bas du modèle est totalement bloqué dans toutes les directions, pas de rotation et translation par rapport aux axes principaux x et y
- Les deux côtés du modèle sont bloqués en rotation et translation par rapport à l'axe x et libre pour l'axe y

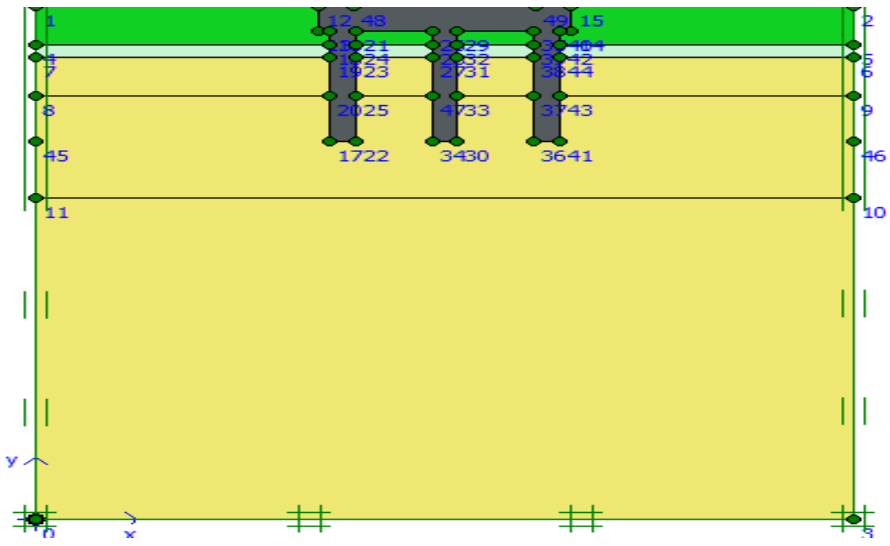


Figure III.15 : Totalement bloqué dans toutes les directions

III.3. Caractéristiques des matériaux :

La détermination des paramètres des lois de comportement des modèles numériques est une étape importante de la modélisation. Les paramètres demandés par le code pour la loi de comportement Mohr-Coulomb de la zone **E** sont groupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 7 : Caractéristiques géotechnique des couches de sol et fondation

Matériau	γ(KN/m3)	γ_{sat}(KN/m3)	E_{ref}	ν	E (MPa)	φ (°)	C (KPa)
couche de remblai	18	21	3,500E+04	0.33	35	35	15
Couche de sable limoneux avec une base graveleux	18	21	3,500E+04	0.33	35	35	15
Couche de marno calcaire	23	25	4,000E+04	0.33	40	28	16
Couche de marno calcaire	24	26	8,000E+04	0.33	80	25	24
Béton	25	25	2,500E+04	0.2	25	/	/

III.4. Génération du Maillage :

Le modèle fait par des éléments à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », puis on le raffine localement au niveau des couches sous les fondations, comme indiqué sur la (Fig. III.16)

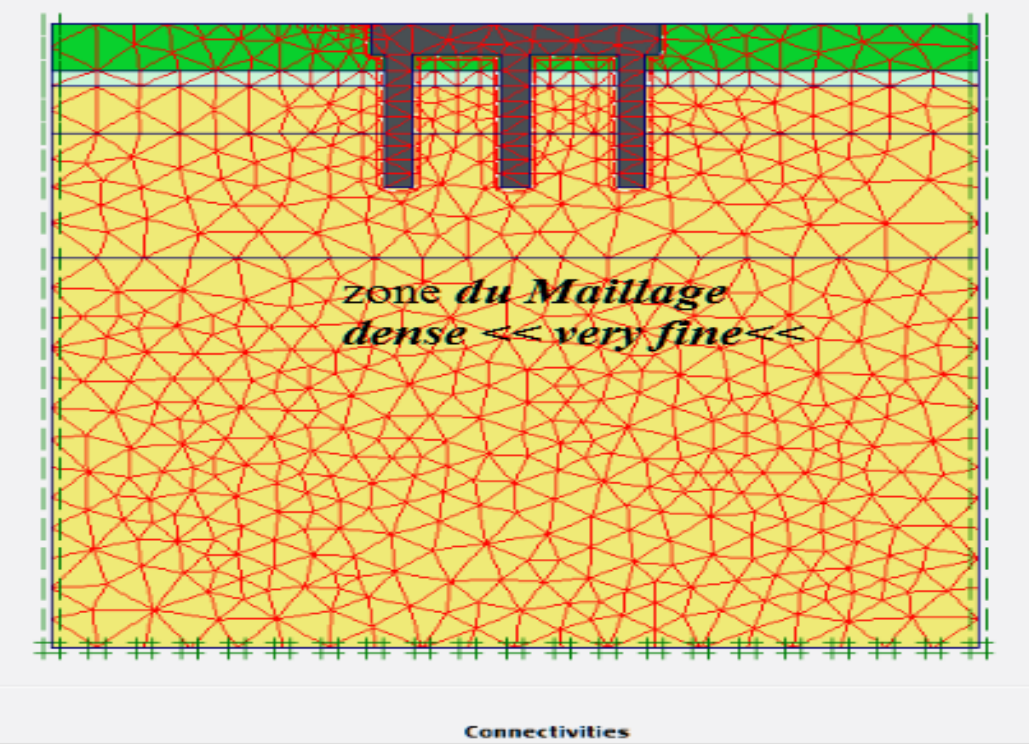


Figure III.16 : Le maillage du modèle.

III.5. Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

III.5.1. Conditions hydrauliques :

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à – 2.10 m de la surface. Les conditions aux limites hydrauliques sont montrées dans la (Fig. III.17,) la base et les deux côtés du modèle sont non drainés (analyse à court terme) pour cela on utilise la frontière de consolidation fermée, en d'autres termes, l'eau ne peut pas s'écouler à travers ces limites.

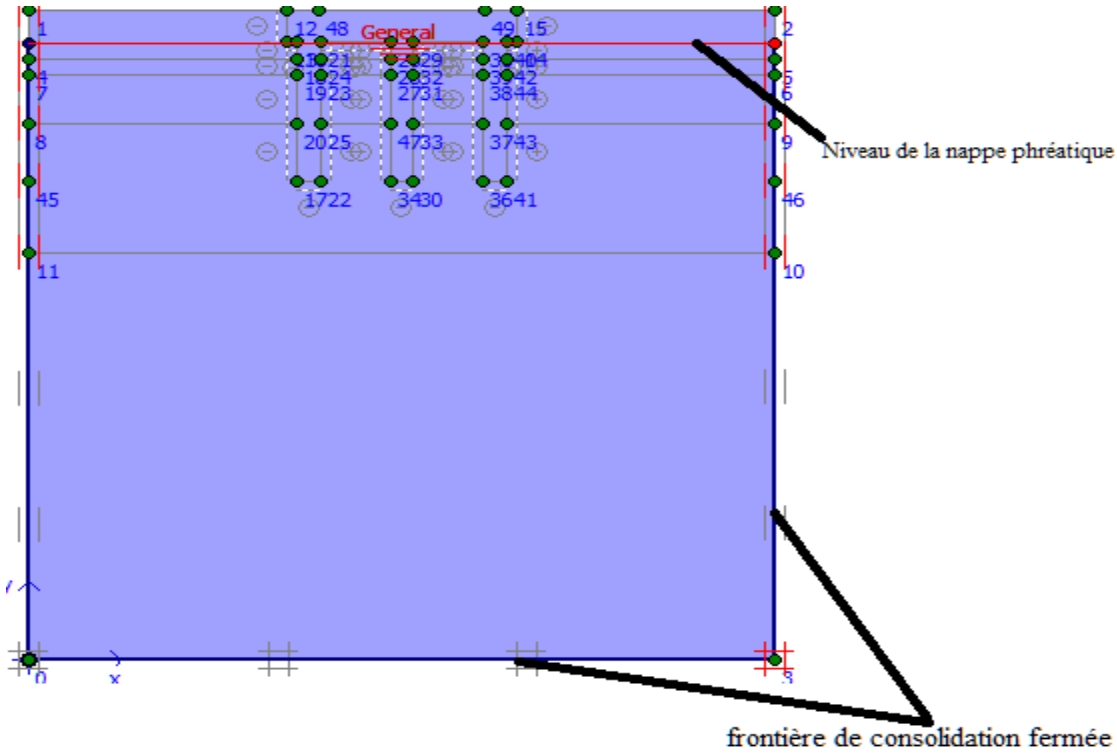


Figure III.17: Condition hydraulique initiale.

III.5.2. Contrainte initiale :

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky (K_0=1-sin φ). On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

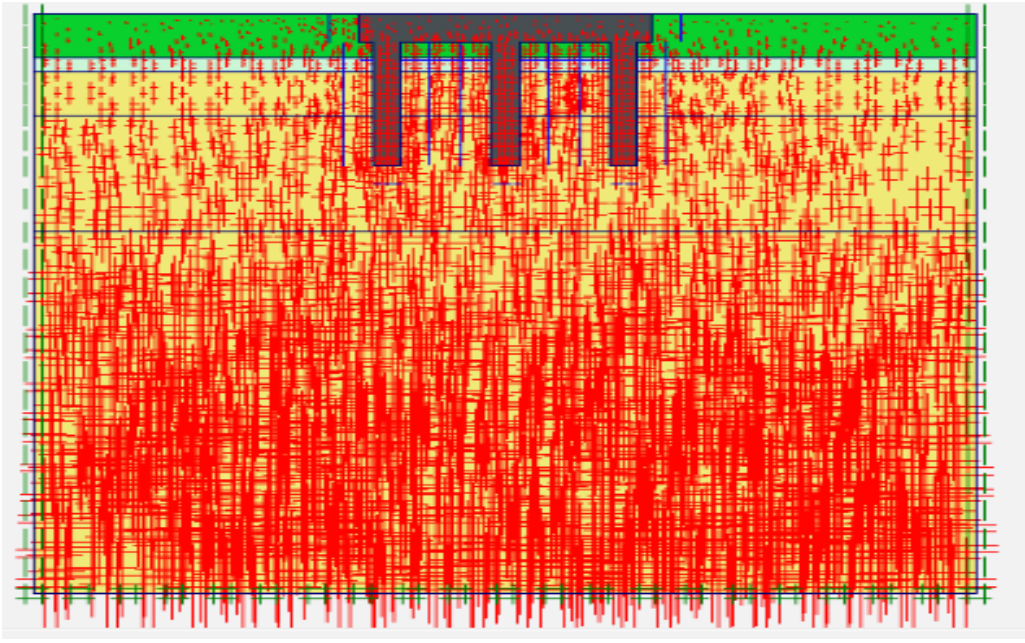


Figure III.18: Génération des contraintes initiales.

III.6. Procédure de calculs :

Le calcul du modèle se fait défini en 2 phases dans l'ordre, passant :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

- **Phase 1** (calculation type elastic) désactivation des charges

- **Phase 2** : (calculation type consolidation) déformation de structure avec l'activation des charges sur les fondations, (Fig. III.19)

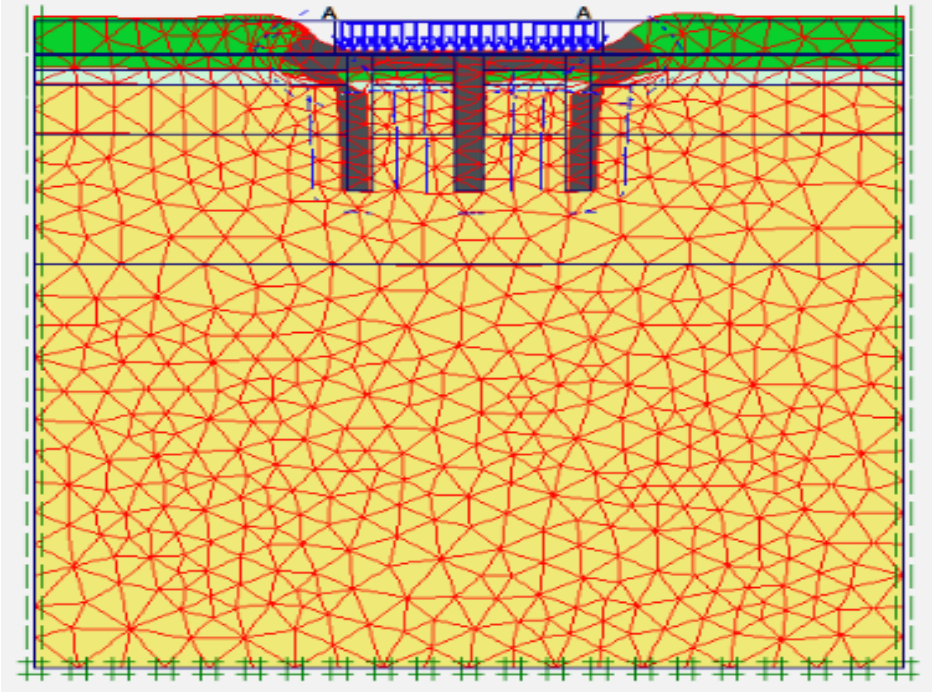


Figure III.19 : L'activation des charges. (Pile 1)

- **Phase 3** : (calculation type consolidation) l'activation des charges sur les fondations et interaction

- **Phase 4** : (calculation type consolidation) sélectionner des points pour les courbes

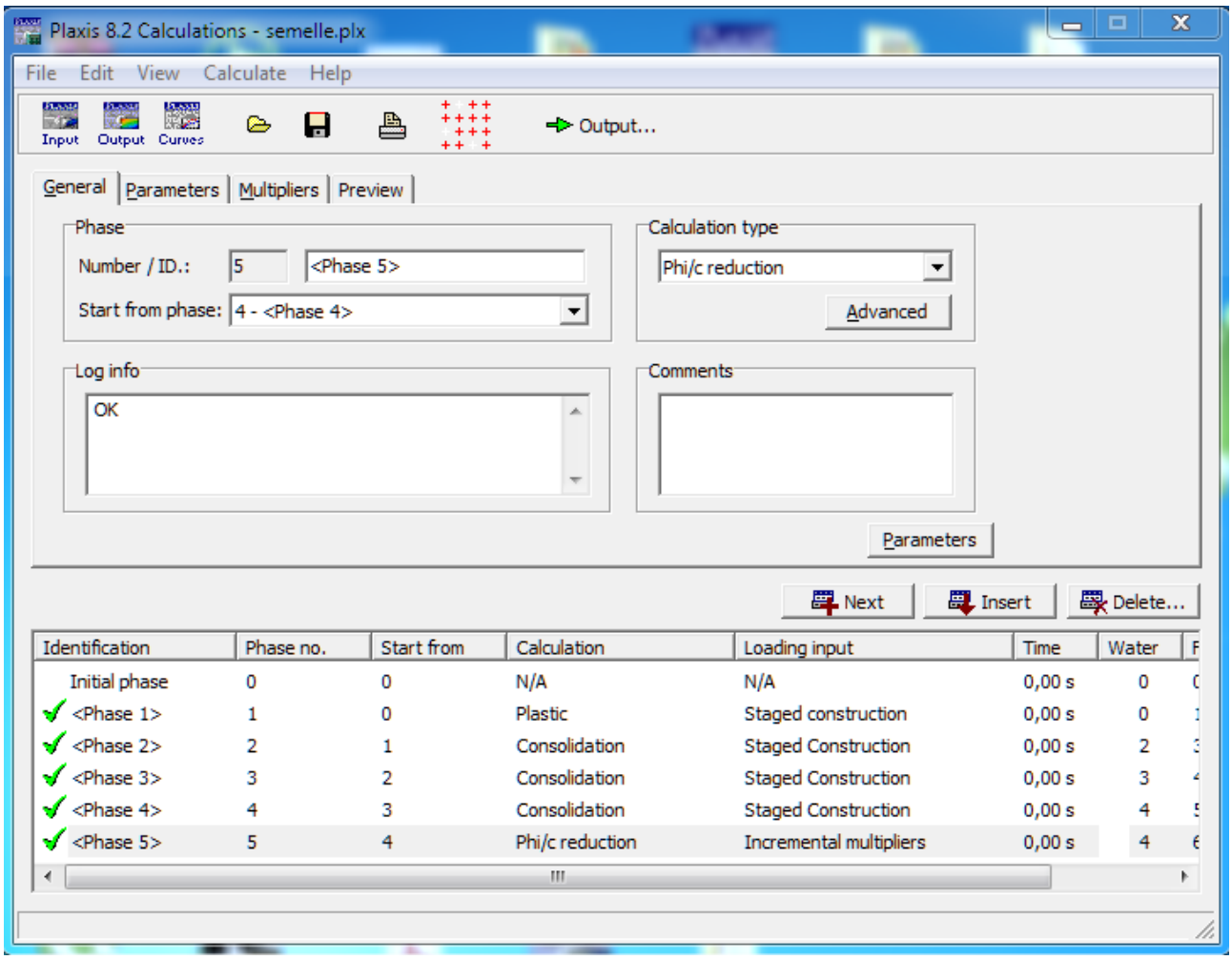


Figure III.20 : Tableau de calculs (Pile 1)

III.7. Résultats de calcul :

Cas d'une semelle filante: dans ce modèle nous étudions la déformation dans le sol sous une fondation superficielle (semelle filante de 2 m de hauteur).

Les résultats trouvés (déplacements verticaux, horizontaux et les contraintes de cisaillement) pour les deux zones sont présentés dans les figures suivantes.

a) Déplacements horizontaux: la figure suivante présente les déplacements (246.48 x 10^{-6} m).

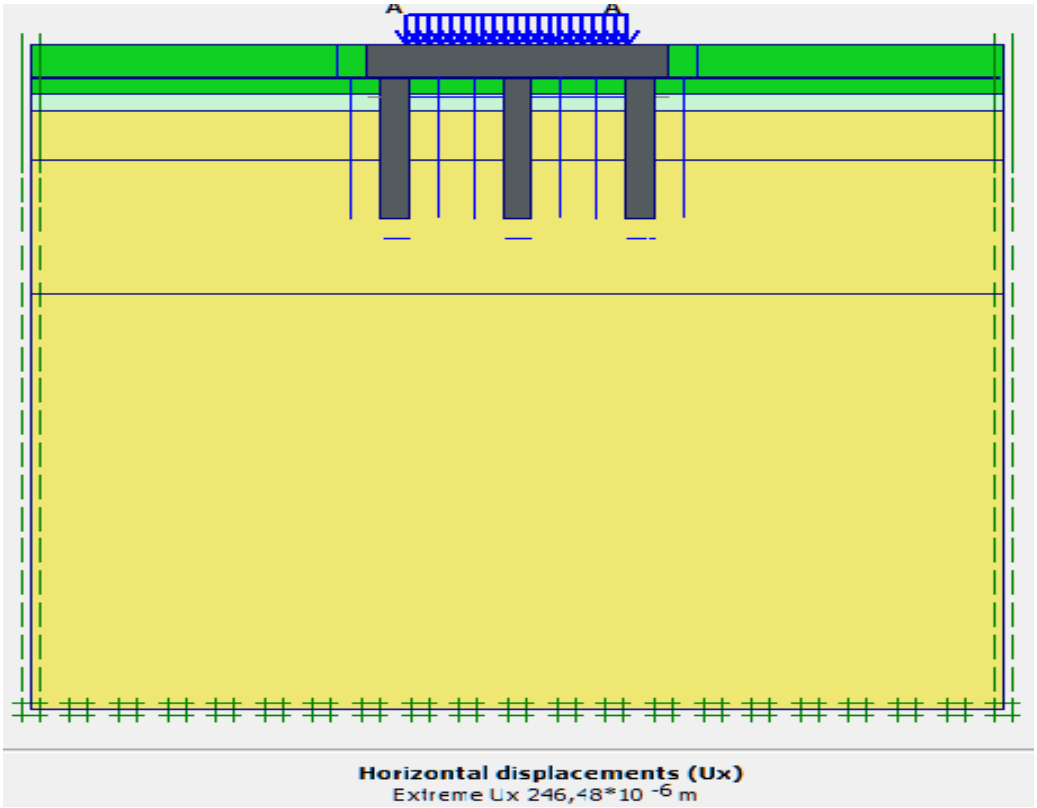


Figure III.21 : Déplacements horizontaux (Pile 1).

a) Déplacements verticaux : la figure suivante présente les déplacements verticaux dans le sol sous le fondation (-187,31 x 10- 6 m) (Fig. III.22)

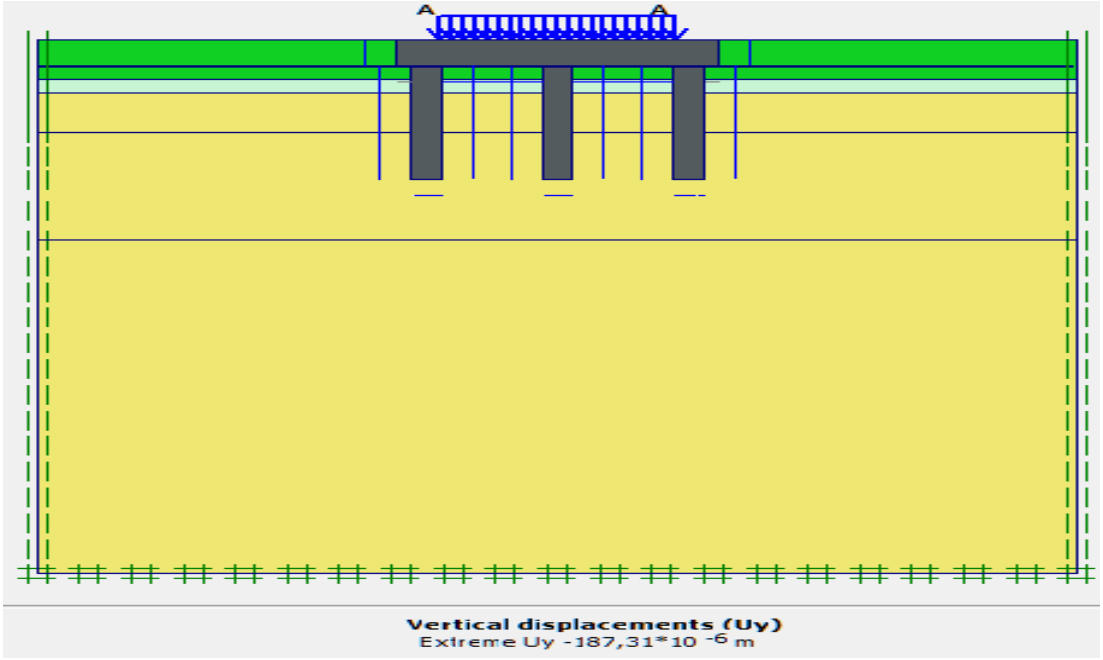


Figure III.22 : Déplacements verticaux. (Pile 1)

c) Déplacements total : la Figure III.23 suivante présente les déplacements total dans le sol sous le fondation (250,09 x 10^{-6} m).

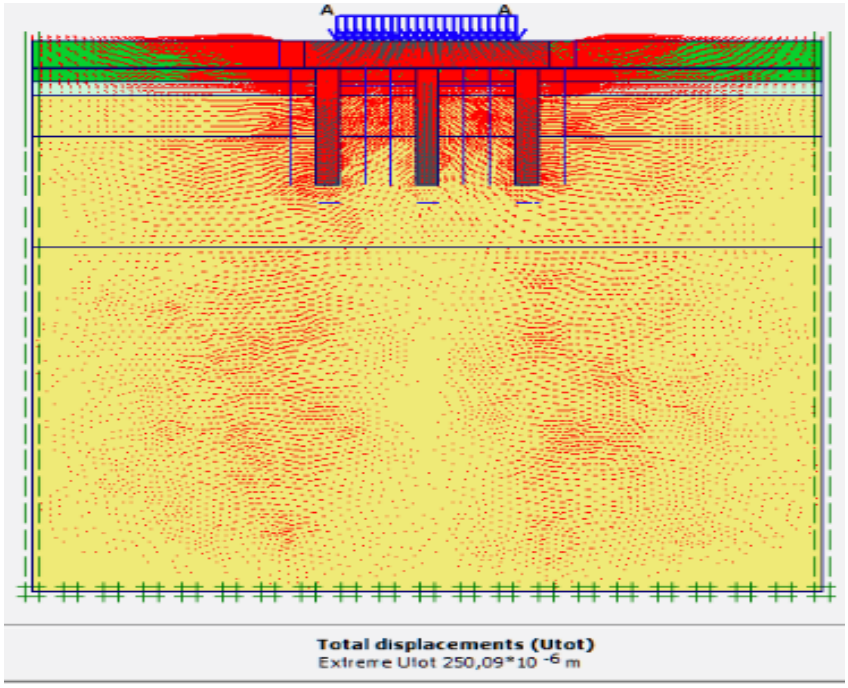


Figure III.23 : Déplacements total (Pile 1)

d) Déformation total : Figure III.24 suivante présente les déformation total dans le sol sous le fondation (250,09 x 10^{-6} m).

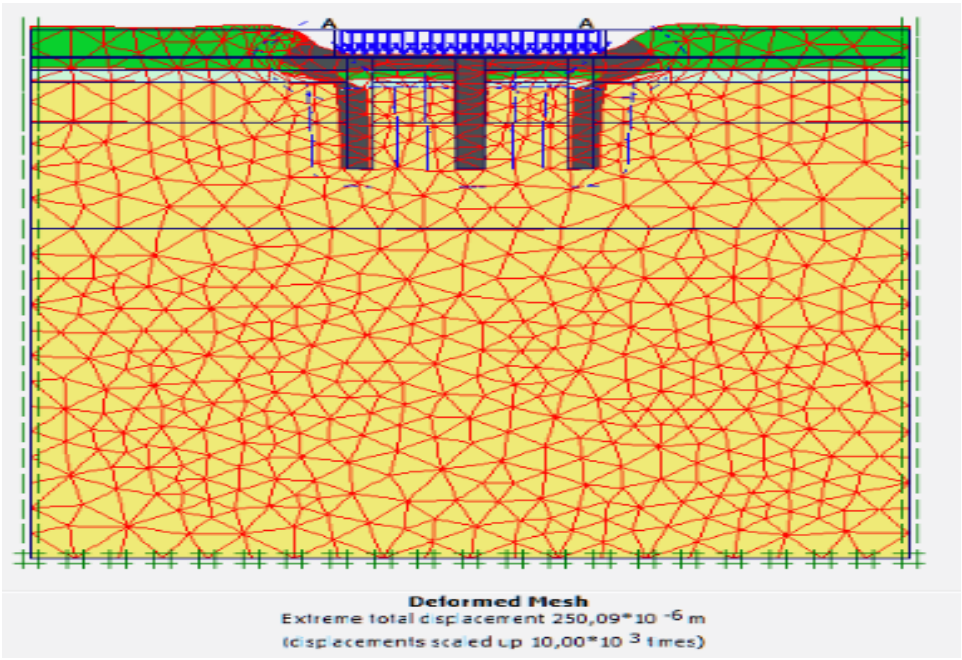


Figure III.24 : Déformation total (Pile 1)

La même procédure de calculs a été menée pour les Pile 2 et Pile 3

Pile 2 :

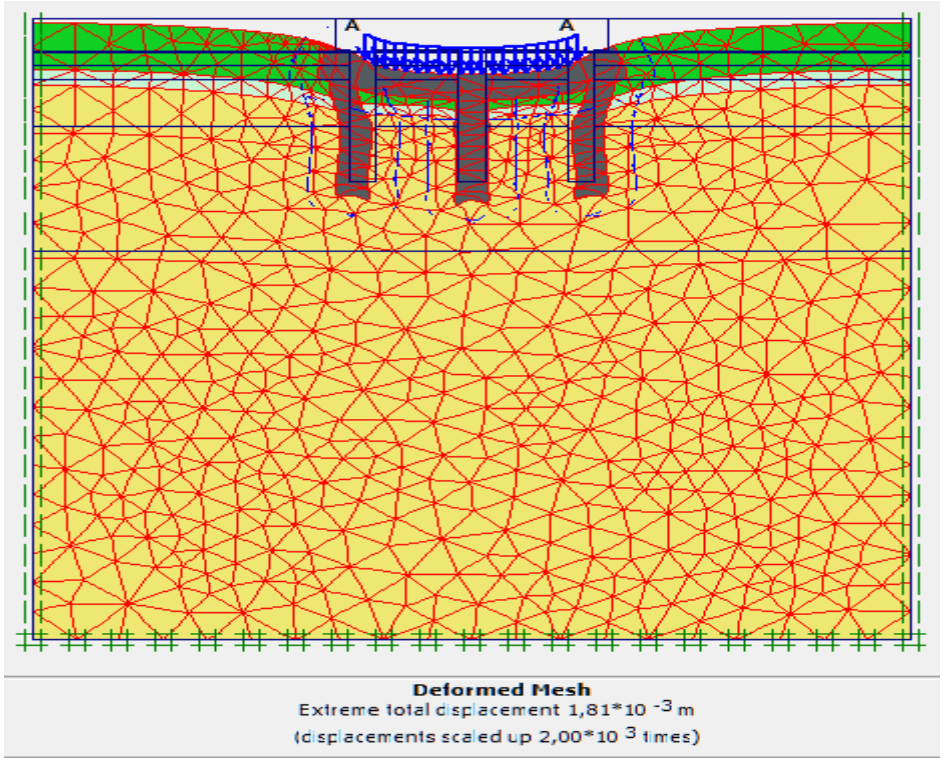


Figure III.25 : Déformation total (Pile 2), (1,81 x 10^{-3} m)

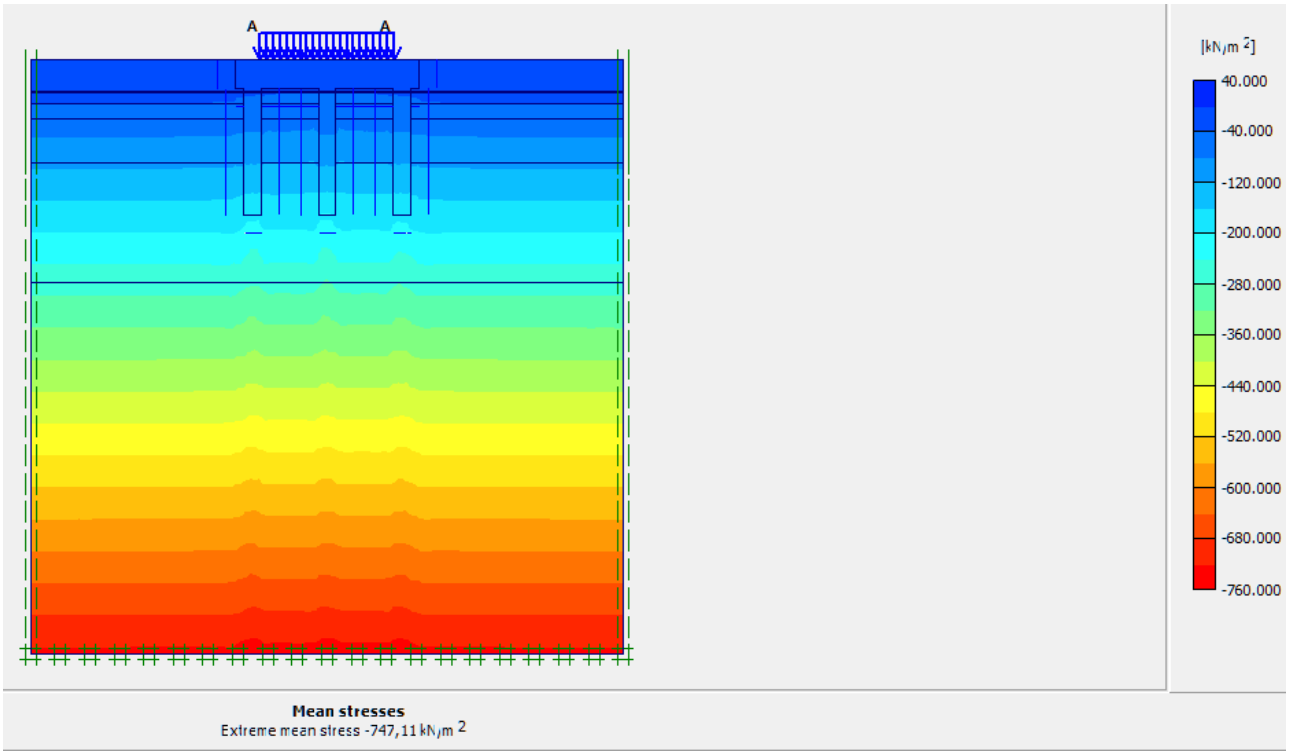


Figure III.26 : Contraintes moyennes (Pile 2), (-747,11kn/m^2)

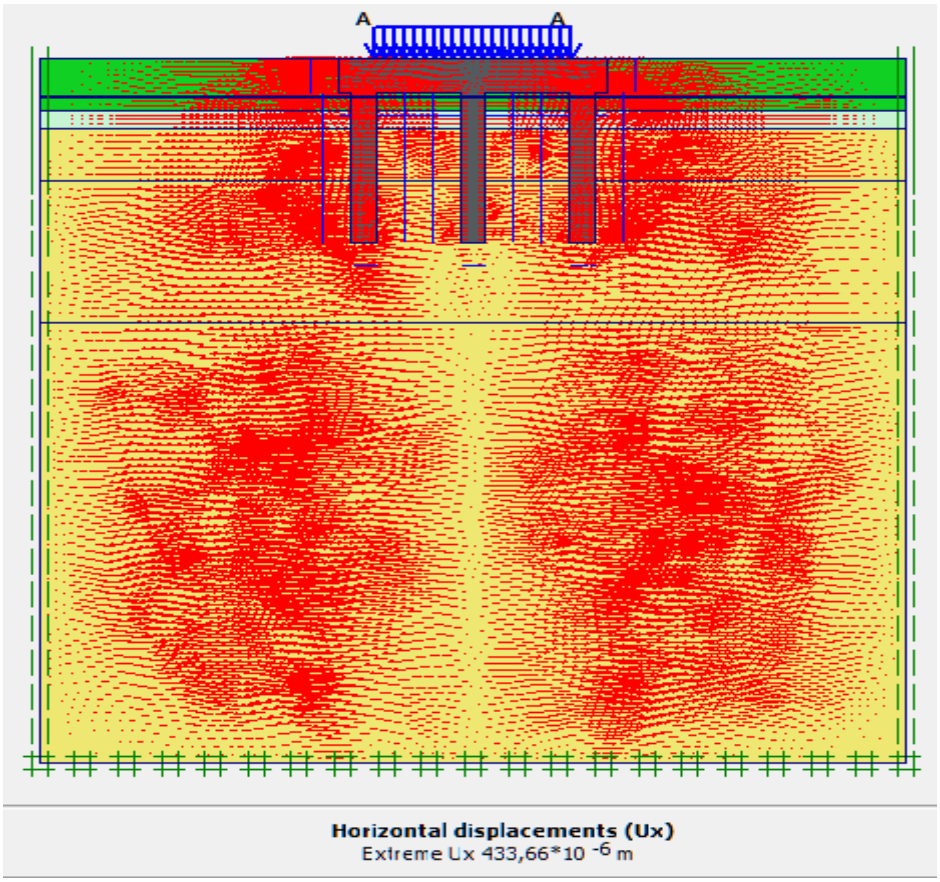
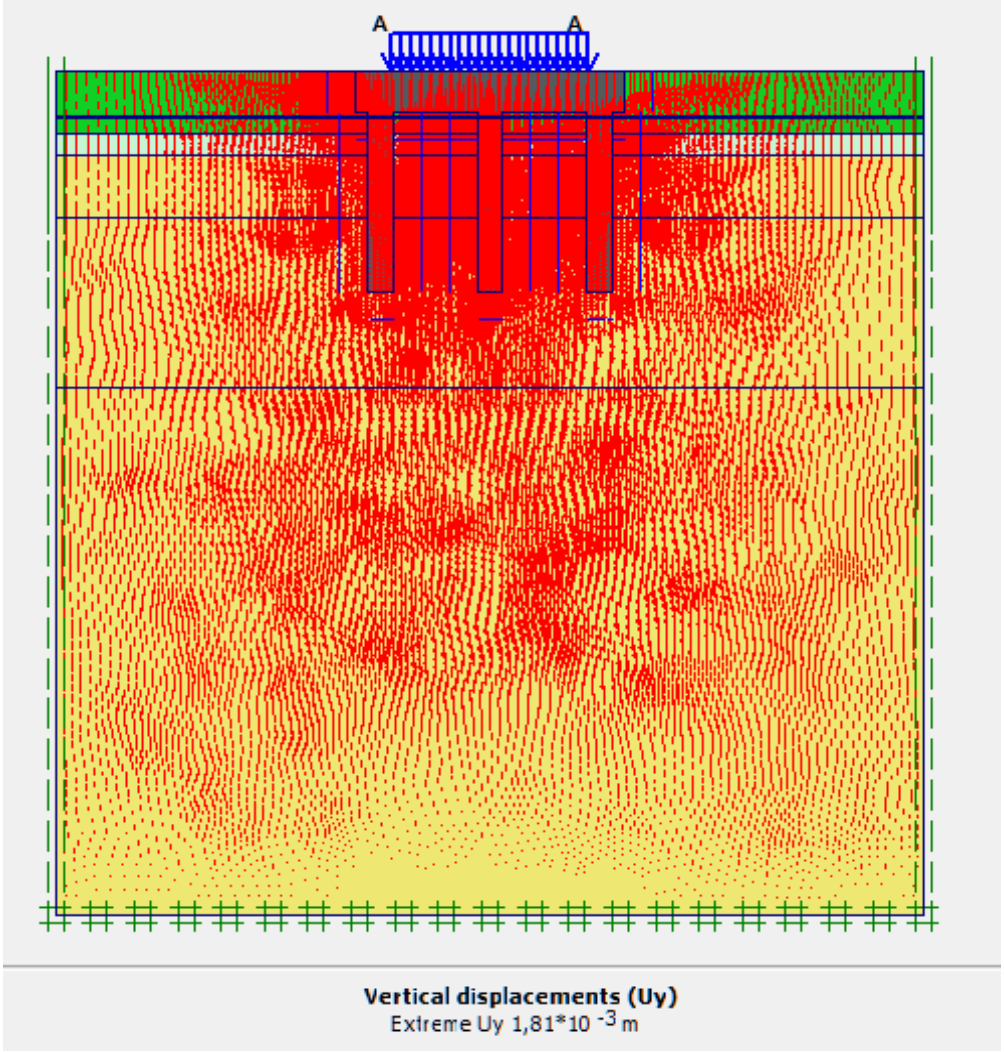


Figure III.27 : Déplacements horizontaux (Pile 2), (-433,66 x 10^{-6} m)



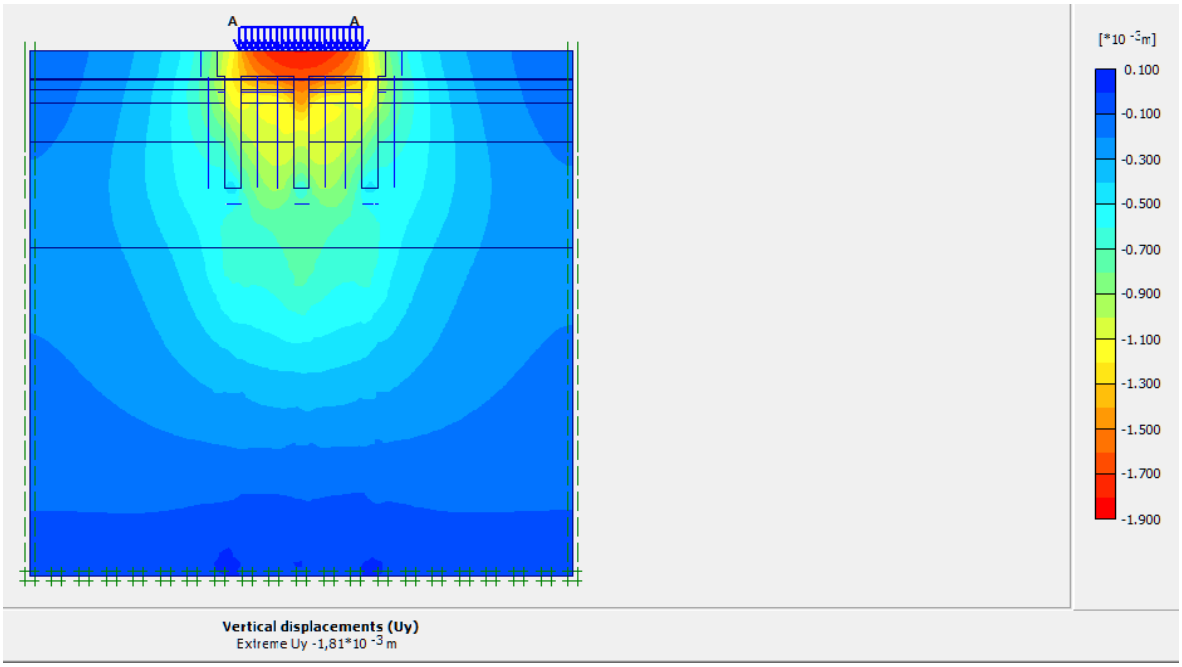
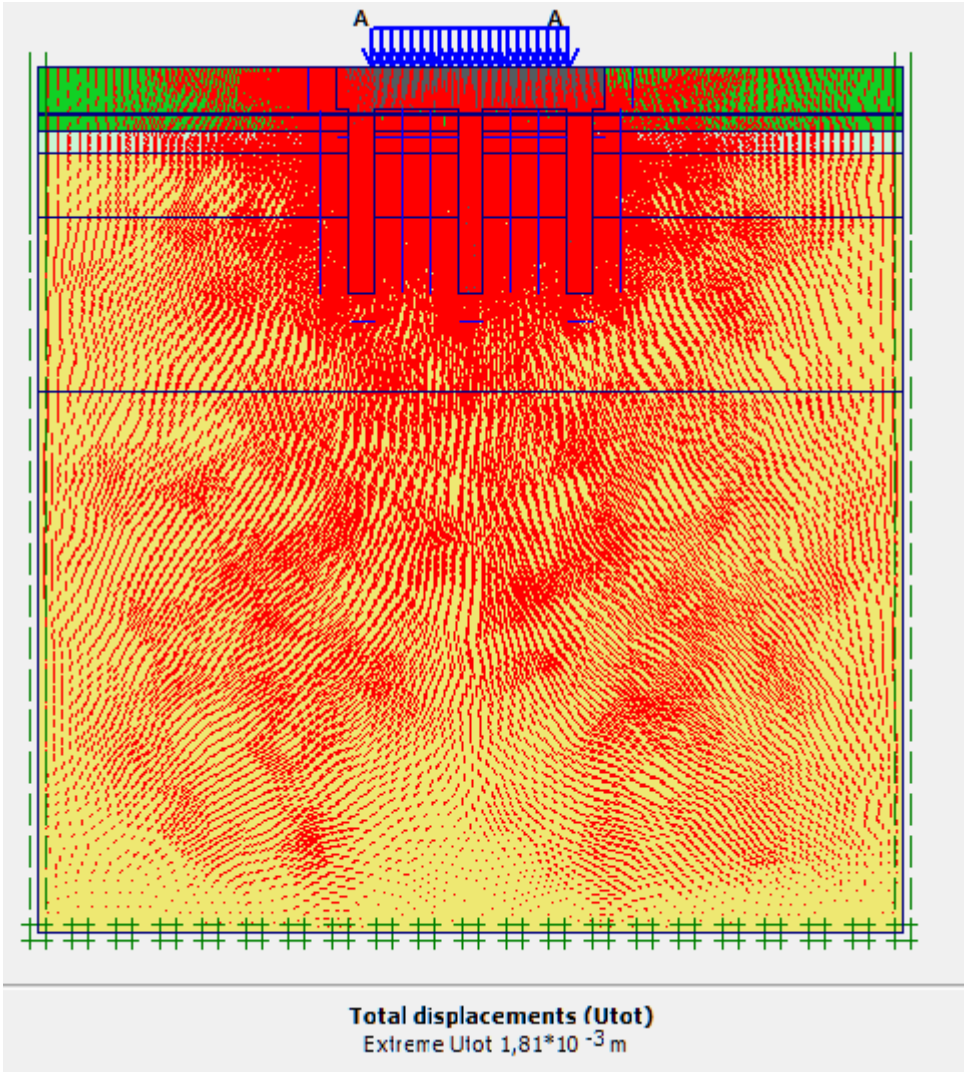


Figure III.28 : Déplacements verticaux. (Pile 2), (-1,81 x 10^{-3}m)



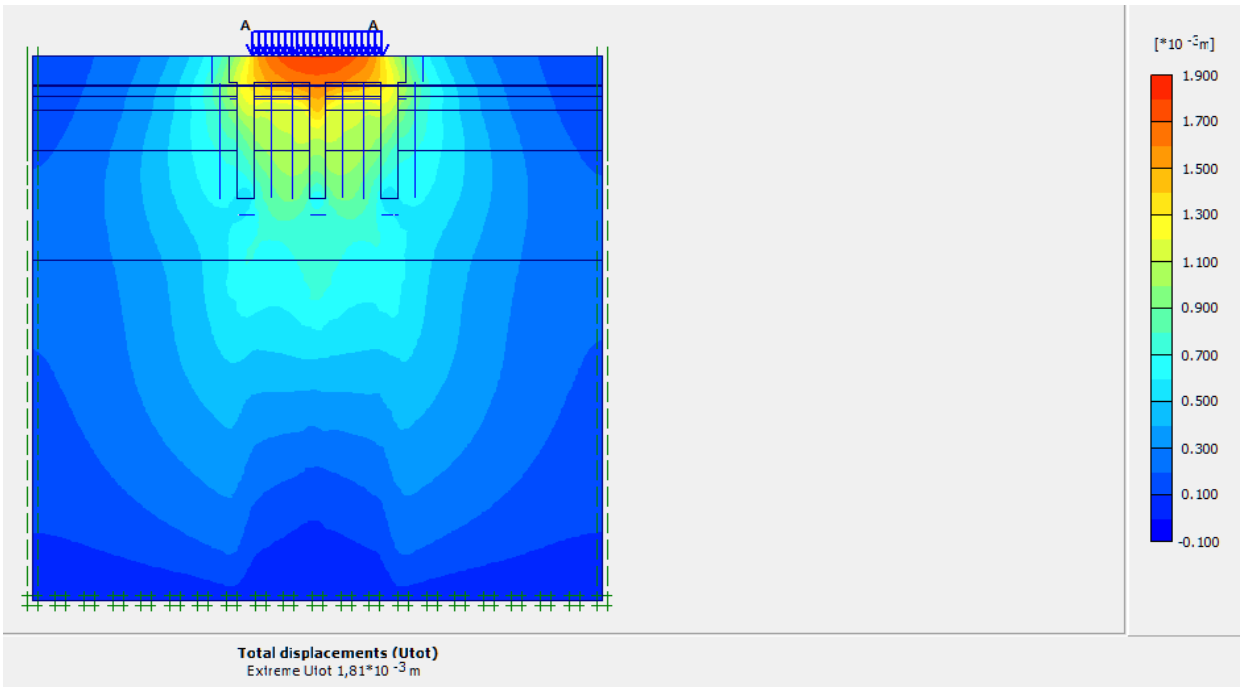


Figure III.29 : Déplacements total (Pile 2), (1,81 x 10^{-3}m)

Pile 3 :

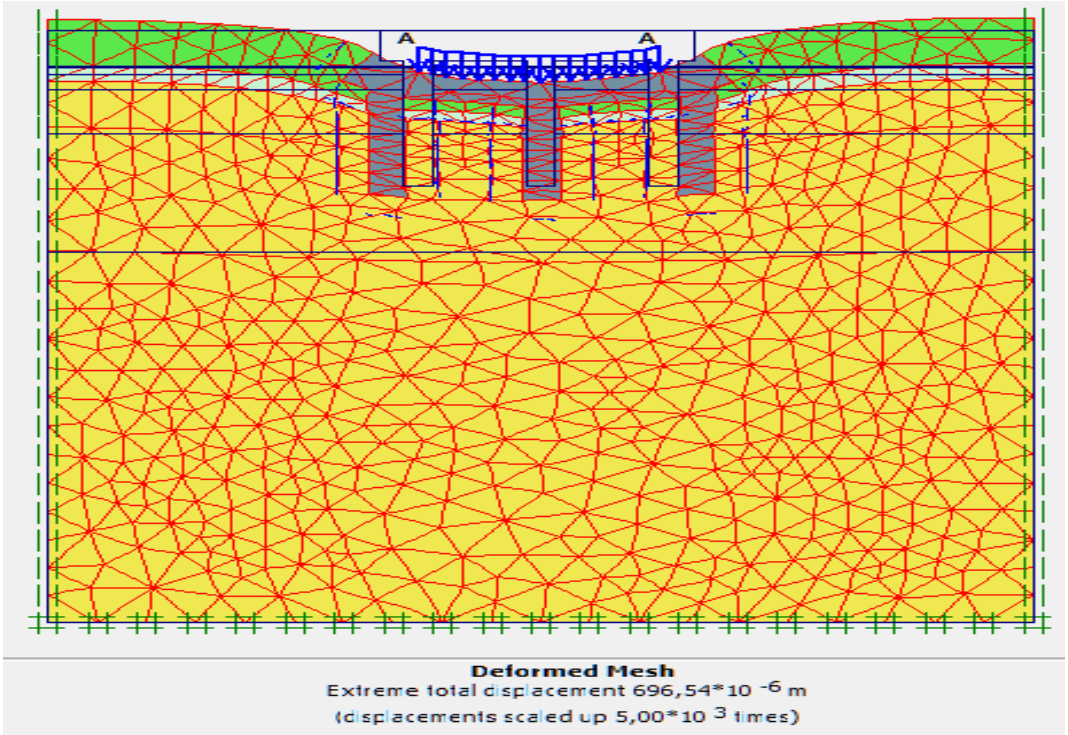


Figure III.30 : Déformation total (Pile 3), (696,54 x 10^{-6}m)

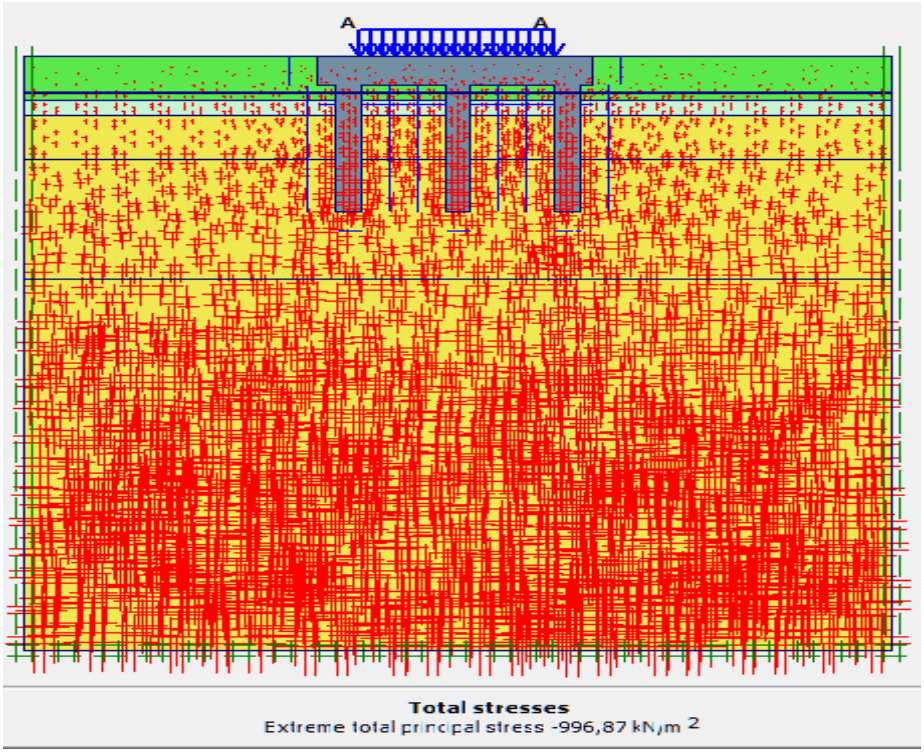
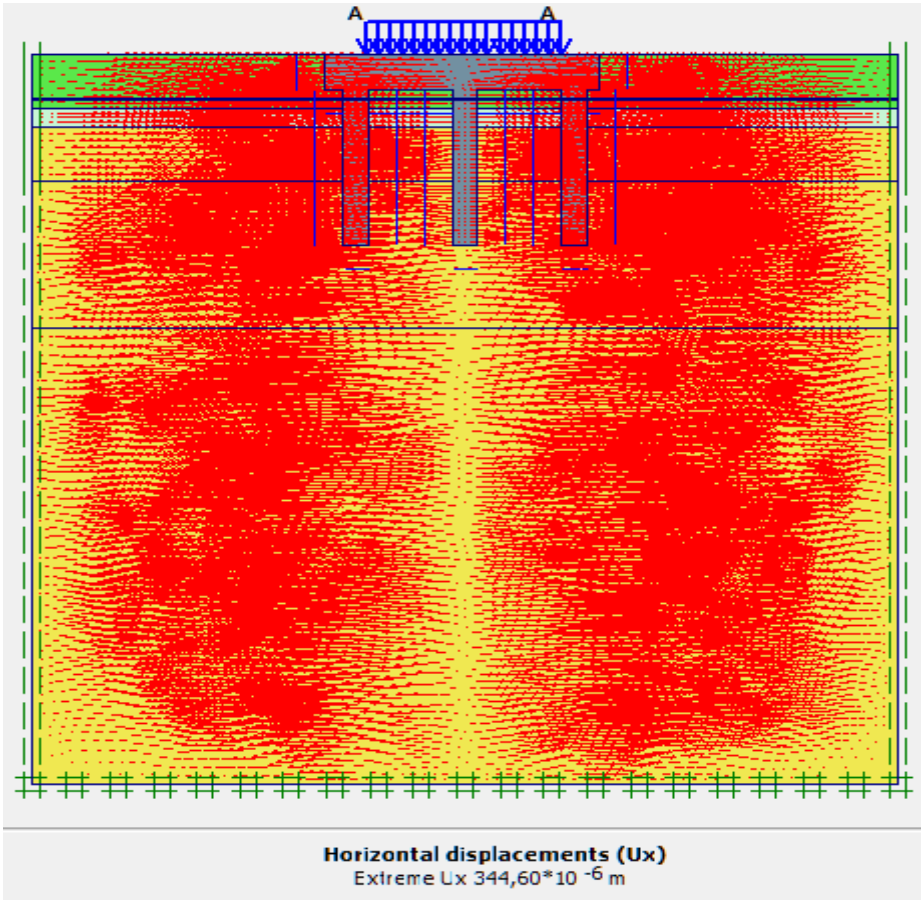


Figure III.31 : Contraintes moyennes (Pile 3), (996,87kn/m^2)



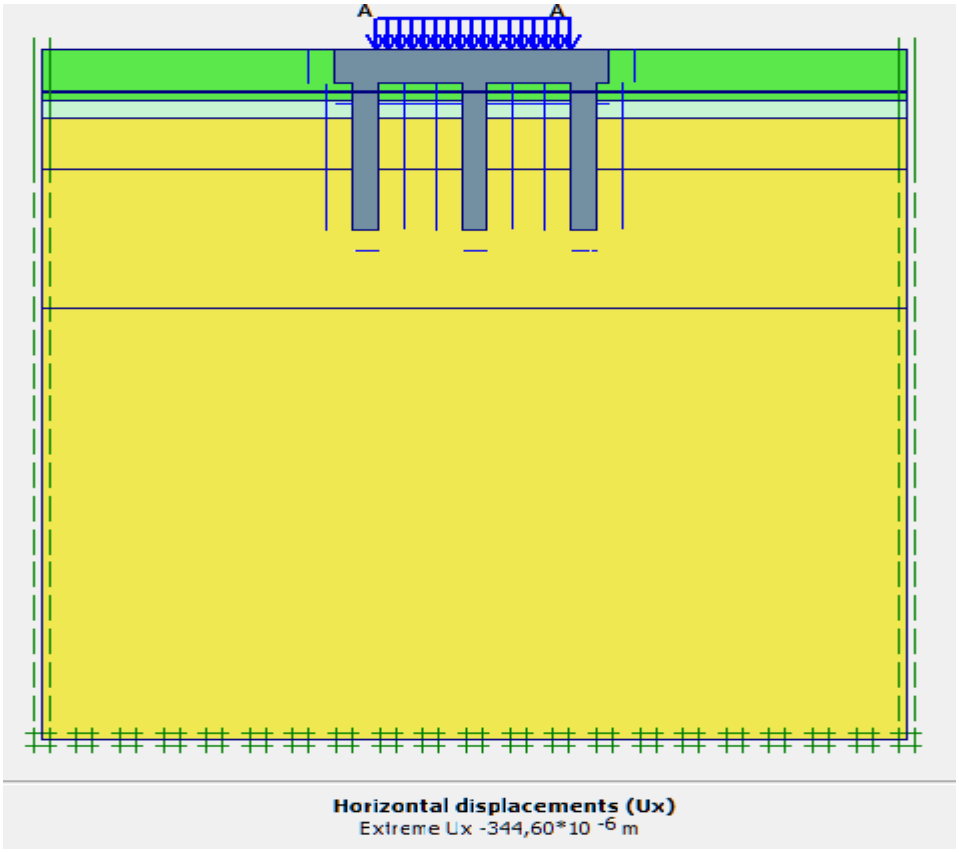
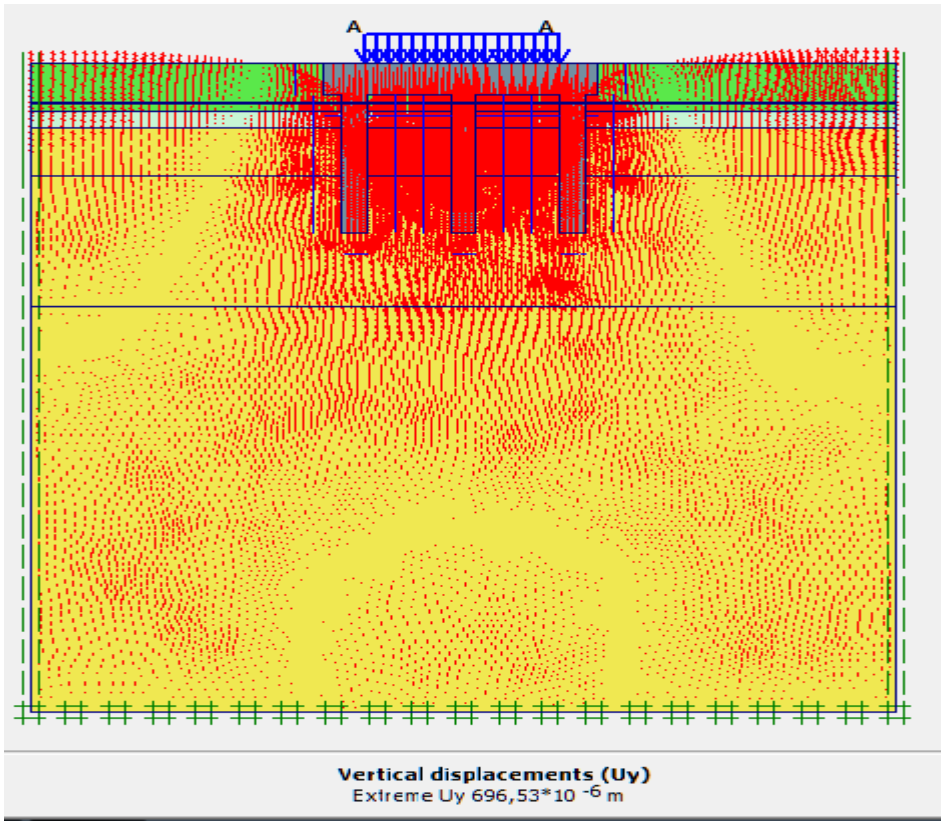


Figure III.32 : Déplacements horizontaux (Pile 3), (344,60 x 10^{-6}m)



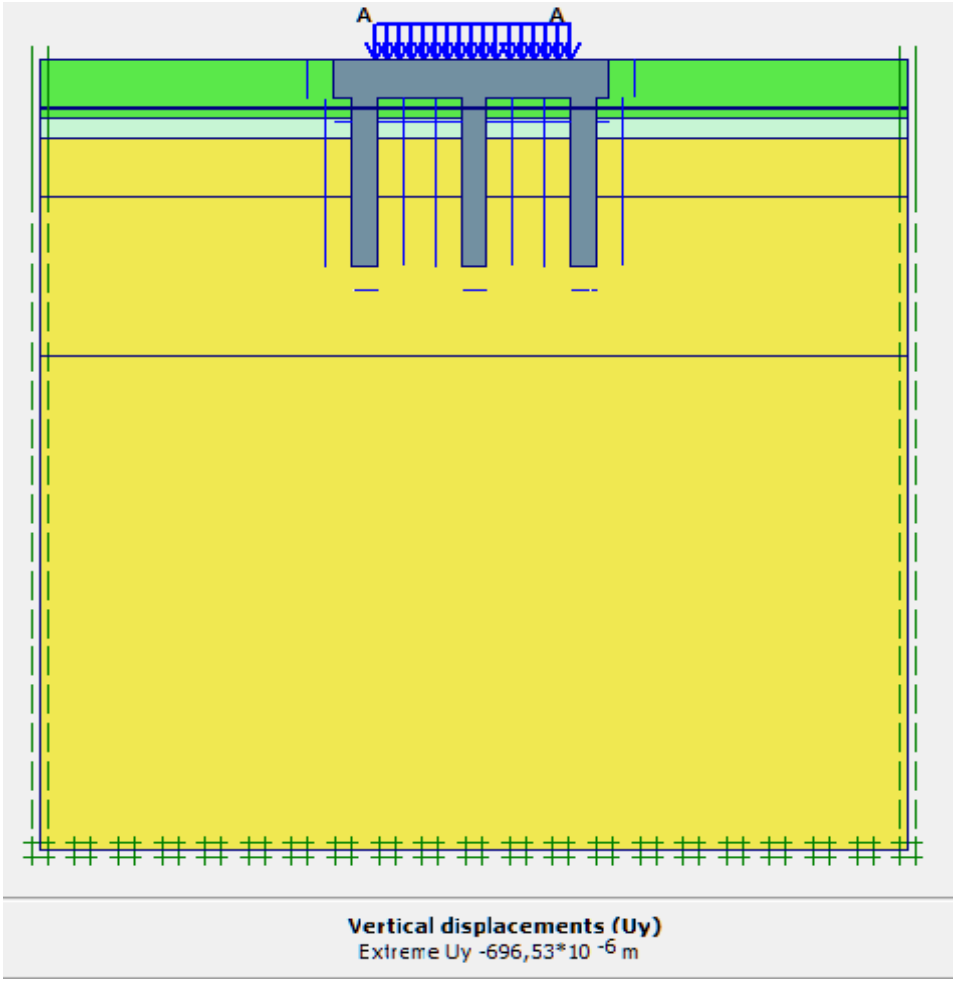


Figure III.33 : Déplacements verticaux. (Pile 3), (-696,53 x 10^{-6}m)

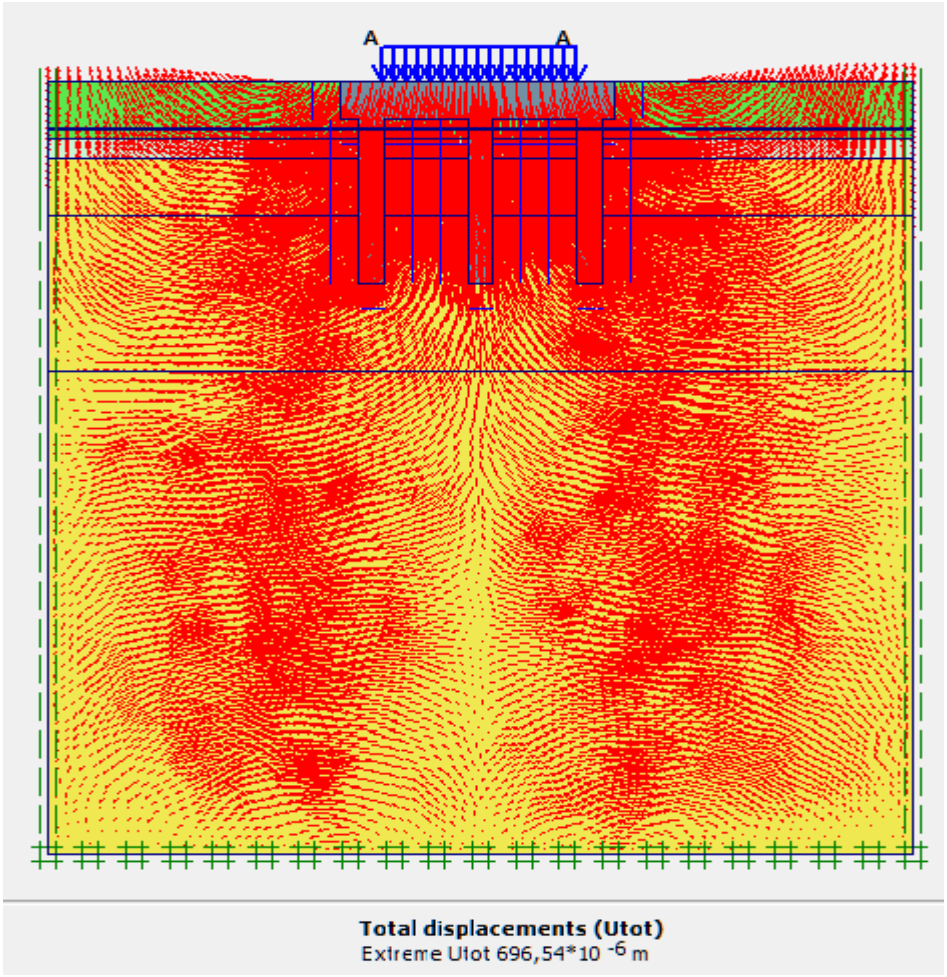


Figure III.34 : Déplacements total (Pile 3), (695,54 x 10^{-6}m)

III.8. Procédure de calculs Culée A, A' et B, B' :

Le calcul du modèle se fait défini en 2 phases dans l'ordre, passant :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** (calculation type elastic) désactivation des charges
- **Phase 2** : (calculation type consolidation) l'activation des charges sur les fondations.

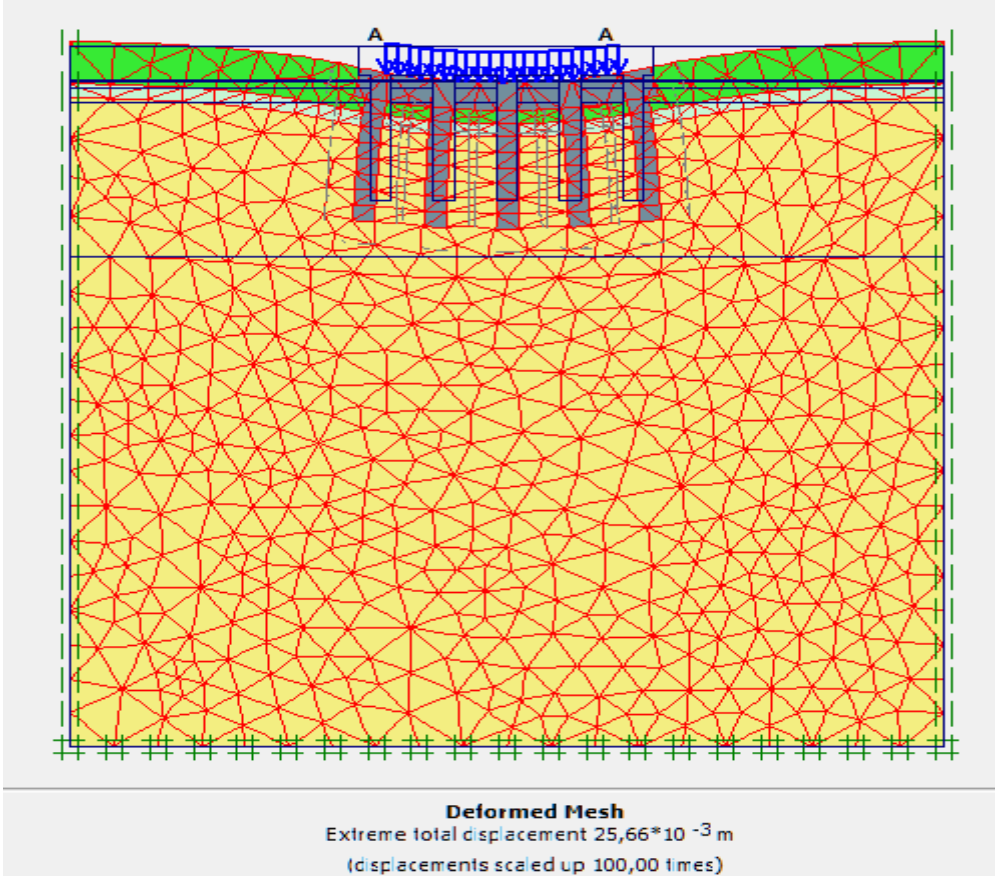


Figure III.35: L'activation des charges. (Culées)

- **Phase 3** : (calculation type consolidation) l'activation des charges sur les fondations et interaction
- **Phase 4** : (calculation type consolidation) sélectionner des points pour les courbes

III.9. Résultats de calcul :

Cas d'une semelle filante: dans ce modèle nous étudions la déformation dans le sol sous une fondation superficielle (semelle filante de 2 m de hauteur).

Les résultats trouvés (déplacements verticaux, horizontaux et les contraintes de cisaillement) pour les deux zones sont présentés dans les figures suivantes.

a) Déplacements horizontaux: la figure suivante présente les déplacements horizontaux dans le sol sous la structure (13,86 x 10^{-3} m) (Fig. III.36)

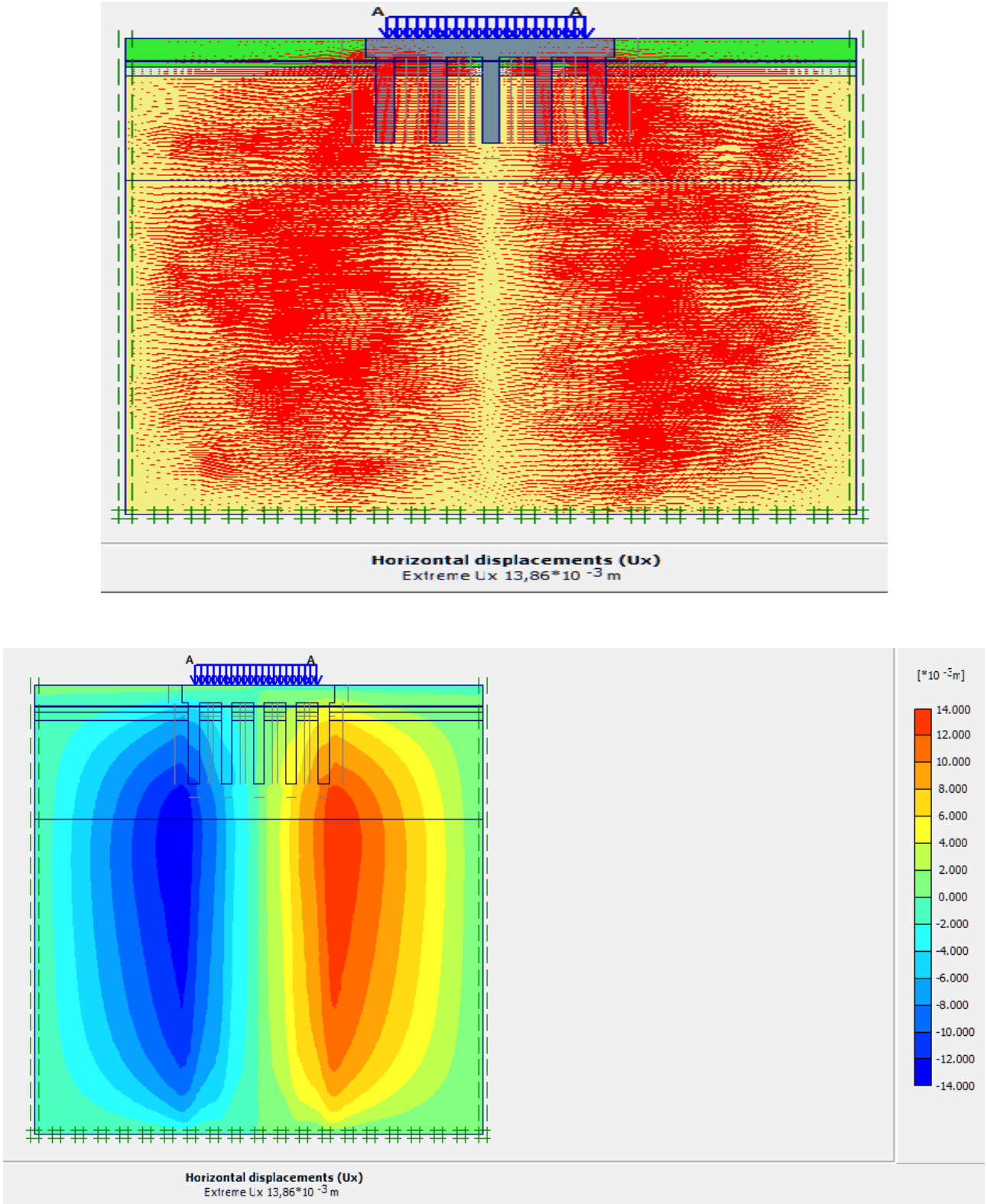
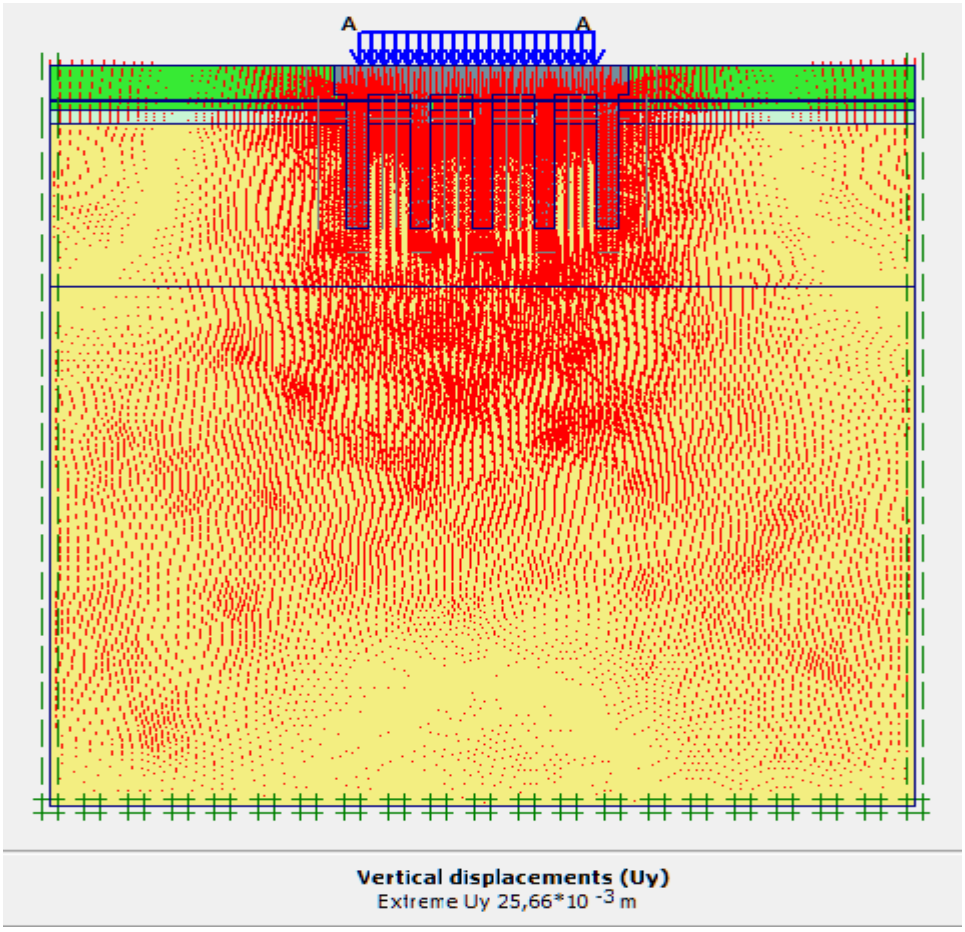


Figure III.36 : Déplacements horizontaux. (Culées)

b) Déplacements verticaux : la figure suivante présente les déplacements verticaux dans le sol sous le fondation (Fig. III.37). (-25,66 x 10^{-3})



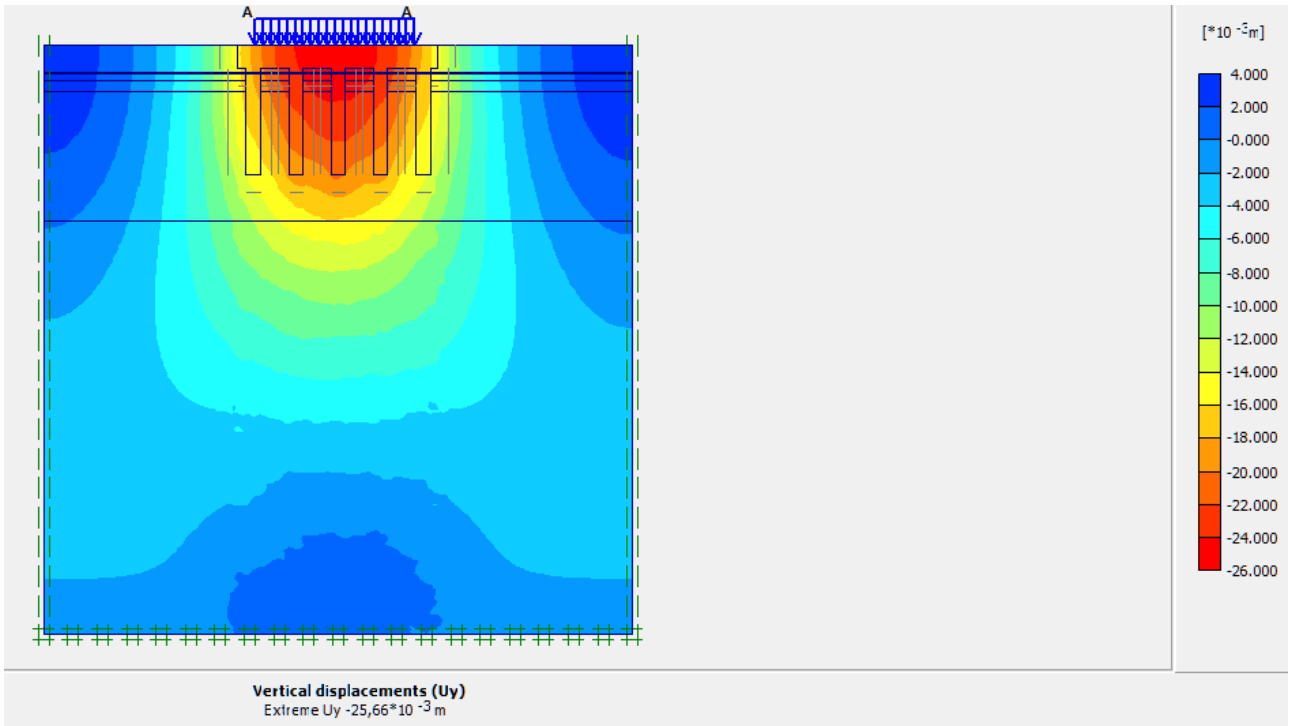
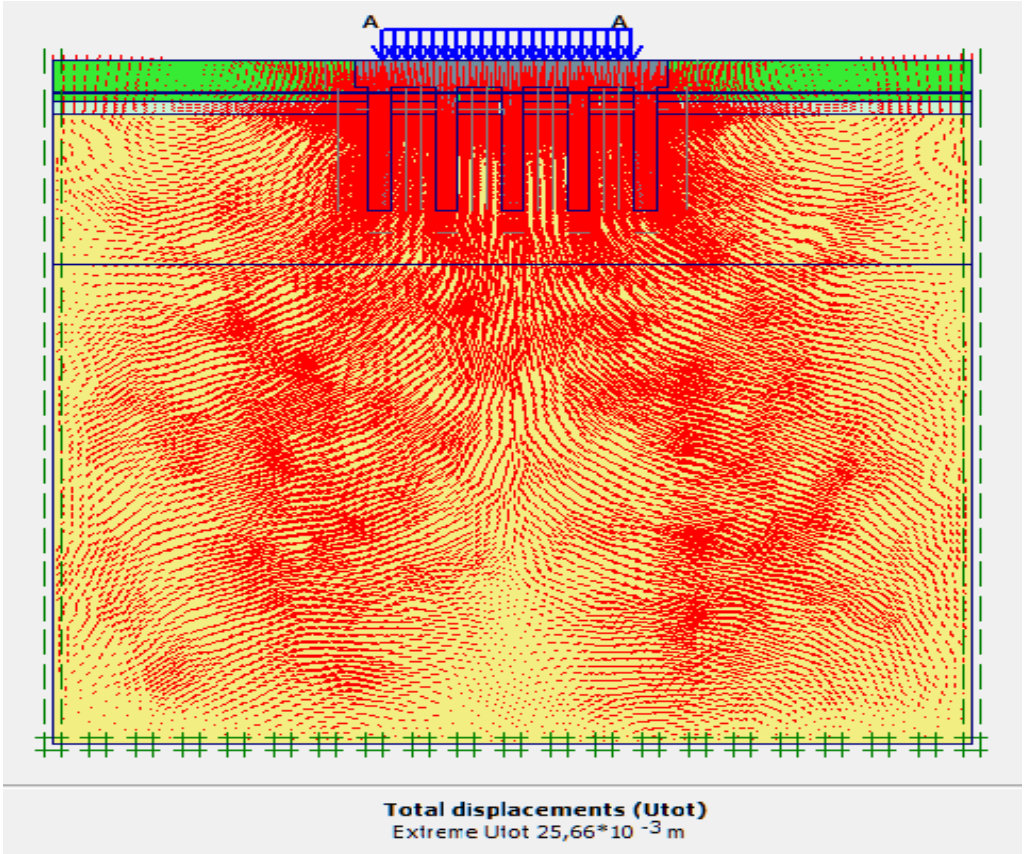


Figure III.37: Déplacements verticaux. (Culées)

c) Déplacements total : la Figure III.38 suivante présente les déplacements total dans le sol sous le fondation (25.66 x 10^{-3} m).



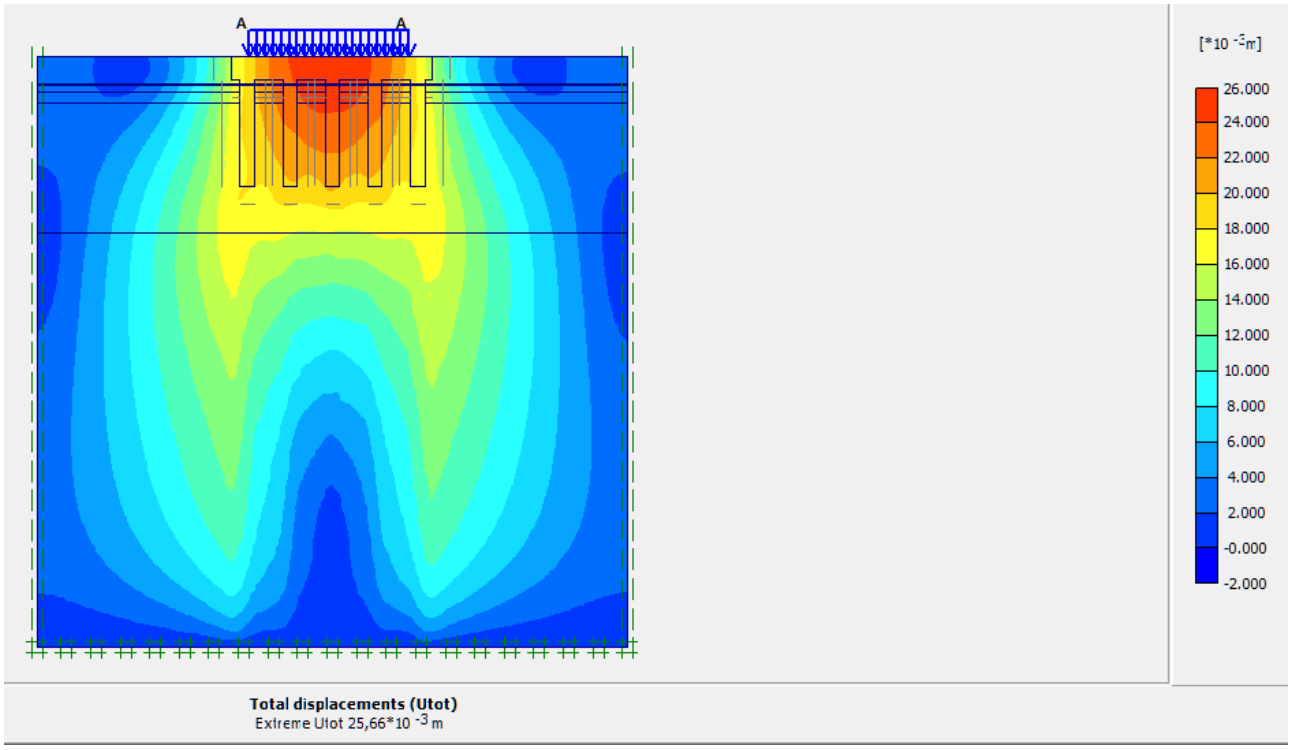


Figure III.38 : Déplacements total. (Culées)

d) Déformation total : Figure III.39 suivante présente les déformation total dans le sol sous le fondation. (25.66 x x10^{-3} m)

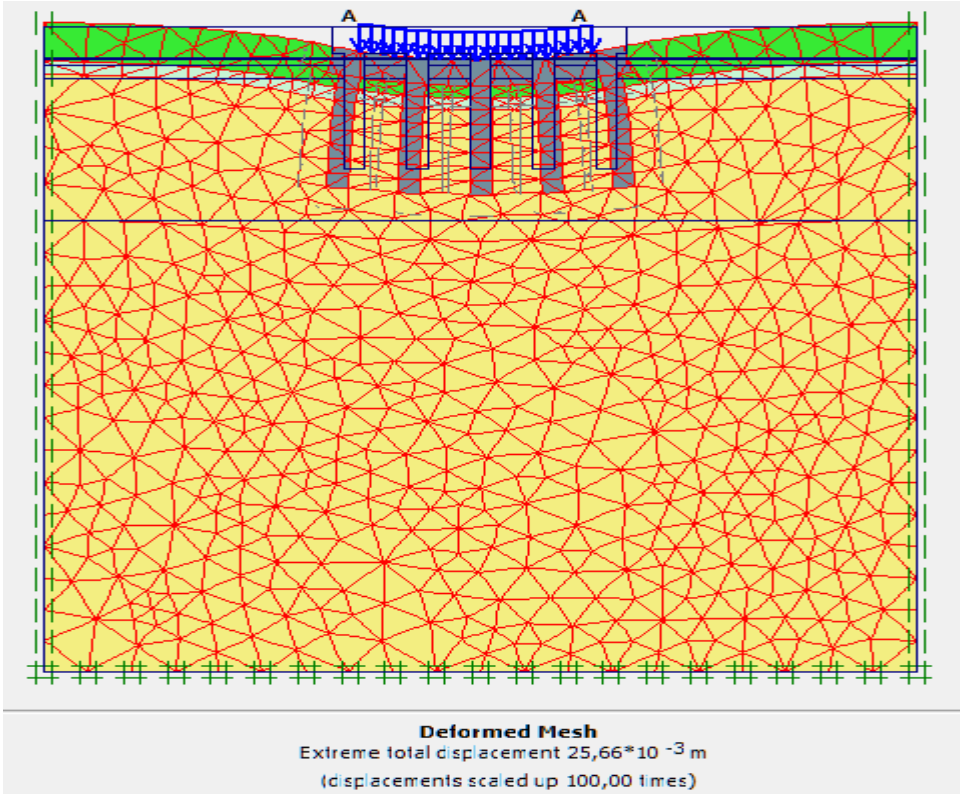


Figure III.39 : Déformation total. (Culées)

Les valeurs de déformation pour tous les types de fondation dans la zone 1 ils sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 : Les valeurs de déformation pour tous les types de fondation.

Culées A,A' et B,B'	**Déplacement vertical (mm)**	**Déplacement horizontal (mm)**	**Déplacements totale (mm)**	**Déformation de Totale (mm)**
Semelle + Pieux Culées A,A' et B,B'	25.66	13.86	25.66	25.66
Semelle + Pieux Pile 1	0.187	0.246	0.250	0.250
Semelle + Pieux Pile 2	0.181	0.43	0.181	0.181
Semelle + Pieux Pile 3	0.67	0.344	0.67	0.67

III.10. Vérification de la capacité portante

Le calcul pressiomètrique donne une valeur moyenne de la pression limite ultime qu = 9,96 MPa ; ce qui donne une valeur de la contrainte admissible :

qa = qu / F

En prenant un coefficient de sécurité F = 3, on obtient :

qa = 3 MPa

On vérifie largement : q < qa

III.11.Conclusion :

Les déformations trouvées pour la fondation mixte (semelle + pieu) sont de l'ordre de 0.25, 1.81 et 0.67 mm (zone S-OA-15) qui sont très petites par apport a celles trouvées pour les (zone S-OA-14 et S-OA-16).

Numériquement, les piles 1, 2 et 3 donnent des valeurs de déplacements horizontal et vertical acceptables ; les tassements et déformations totales sont presque nuls 25.66 ,0.25, 0.181 et 0.67 mm

On peut conclure ainsi que ces tassements sont acceptables (admissibles) dans le domaine de la construction des ponts, tout en restant dans la fourchette des déformations admissibles, égale à (2 cm), selon la réglementation en vigueur. La vérification des contraintes à la base des fondations, à travers l'analyse par éléments finis a indiqué des contraintes calculées nettement inférieures à la contrainte limite donnée à partir du calcul pressiomètrique

Conclusion générale :

Les ouvrages de ponts fondés sur des fondations profondes sont classés parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de constructions spéciales, en raison des conditions de la nature du sous-sol et les résultats des études préliminaires géotechniques (études géologiques et hydrogéologiques du site, …).

Le fondement d'un pont peut devenir très coûteux lorsque ce dernier est fondé sur un terrain compressible ou de faible portance. Ceci exige la mise en œuvre de fondations spéciales, parfois mixtes. La perte de stabilité d'ouvrage y fondé peut être directement liés par la perte de stabilité ou à une insuffisance des fondations recevant l'ouvrage ; leurs réussite est donc vitale pour la réussite de l'ouvrage d'art.

A travers la simulation et les calculs élaborés du système de fondation de notre pont, basés sur les rapports et les données fournis par le bureau d'études géotechniques spécialisé, les déformations (tassements) trouvées pour la fondation mixte (semelle + pieu) ainsi que les contraintes à la base des fondations sont acceptables et prouvent une bonne portance et stabilité de l'ouvrage d'art vis-à-vis de ces fondations.

Le travail accompli nécessite plus de temps et d'effort pour tirer plus de profits des résultats de l'analyse et de calculs obtenus ; néanmoins, le niveau atteint par notre travail peut représenter une petite expérience qui rentre dans le cadre de notre formation de master en géotechnique.

Références bibliographiques :

[1]. Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1984) Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, Annales de l'I.T.B.T.P. , septembre 1984

[2]. Amar, S., & Pilot, G. (1985). Fondations superficielles. Techniques de l'Ingénieur Construction, 100(246).

[5]. Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1987) Comportement des fondations superficielles sous différents cas de chargement, Actes du colloque interactions sols structures, Paris, Presses de l'ENPC, pp. 15-22

[6]. Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182 pages

[7]. Fondations profondes pour le bâtiment (1992), Norme NF-P11-212 AFNOR, Paris, 72 pages (DTU n°13.2 CSTB),

[8]. Giroud J.-P. Tran-Vo-Nhiem, Obin J.-P.(1973) Tables pour le calcul des fondations, Tomes 3 (Force portante), Dunod, Paris.

[9].Ménard L.(1976)Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27 : 7-20.

[10]. Ménard L . (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.

[11]. Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques - Seconde partie, Sols - Soils, 6, pp. 9-27.

[12]. Ménard L. (1965), Notice générale D 60. Centre d'Études géotechniques, 41 pages.

[13]. Meyerhof G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 102 (ASCE# 11962), p. 195-228. USA.

[14]. Olivari G. (1983) Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages. Tome 2. ENTPE. Lyon.

[17]. Frank R., Zhao S.-R. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, BLPC 119 :17-24

[19]. Les essais in situ en Mécanique des sols. Par Maurice CASSAN

[20]. Manuel Canadien d'ingénierie des fondations Seconde édition 1996

[21] Cours pratiques de mécanique des sols Tome 1 : Plasticité et calcul des tassements. Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 3è édition, Dunod, (1975 - 28 Pages)

[22] Merrien-Soukatchoff . et Amitrano . Eléménts de géotechnique , École des mines de Nancy,2003/2004

[23] Mestat P. Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique , Bulletin des LCPC 212, 1997.

[24] Mestat P. et Prat M. Ouvrages en interaction , HERMES Science

[25]. Burt G Look .Handbook of geotechnical Investigation and Design Tables https://books.google.dz/books?isbn=1138001392

[3]. www.cours-génie-civil.com.

[4]. http://fondedile.be/fr/techniques/parois-moulees/

[15]. https://www.scribd.com/doc/54110849/Fascicule-61-Titre-II-Du-CPC

[16]. https://www.scribd.com/doc/260003704/DTU-13-12

[18]. https://www.scribd.com/document/183066211/DTU-13-2-v2-pdf

[22]. http://www.mines.u-nancy.fr/.

ANNEX

III.1. Présentation du logiciel :

Le logiciel " PLAXIS " est le logiciel de calcul pour éléments finis de référence particulièrement applique en géotechnique développe au début des années 87 à l'initiative du ministère des Travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments fini facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, " PLAXIS " a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de " PLAXIS " pour Windows à être développée.

Durant la même période, une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel " PLAXIS " Tunnel program est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que " PLAXIS " est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniques de nos jours, à traveres le monde entier.

III.2. Configuration général du programme " PLAXIS " :

Le plan général du programme " PLAXIS " est présenté dans l'organigramme de la Figure (IV.1) une brève description de ce programme à être présentée.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre subroutines ou Sous programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

III.2.1. PLAXIS-Input : le sous programme Input appelé aussi le pré -processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modification des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.



III.2.2. PLAXIS-Calculations : le procession programme ou le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul en éléments finis.



III.2.3. PLAXIS-Output : ou le programme (post-processing) contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des(nœuds), les contraintes les forces au des éléments structuraux, etc.



III.2.4. PLAXIS-Curves : le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes. Après que définition de la géométrie, on devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques, lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré. Un résumé des fonctions essentielles est donné comme suit 

a) Les couches du terrain :

Les limites des couches constituant le sous-sol sont dessinées à l'aide des lignes géométrique de l'outil « geometry line », leurs paramètres sont introduit dans le PLAXIS par l'option « Matériel sets ». Dans cette partie on a choisis d'utiliser le critère de Mohr- Coulomb, ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le modèle d'Young (E), le coefficient de poisson (υ), la cohésion (C), l'angle de fortement (ϕ), et l'angle de dilatance (Ψ). 

b) Propriétés mécaniques des matériaux :

Cliquer sur l'icône « Matériel Set » pour insérer les propriétés mécaniques des différentes couches de terrain, ainsi que celles du revêtement du tunnel. Les propriétés mécaniques pour les différents matériaux sont énumérées dans les tableaux 1 à 3. Avec un modèle élastique linéaire pour décrire la loi de comportement des différents matériaux. Le comportement mécanique est supposé drainé puisque nous nous intéressons aux déformations à long terme. 

c) Génération du maillage d'éléments finis :

Les paramètres et les données sont introduits dans le modèle (sols, plaque), l'option « mesh » permet de générer le maillage d'éléments finis avec des options pour raffiner le maillage. Le maillage peut contenir des milles d'éléments. 

d) Conditions hydrauliques :

L'étude hydrogéologique a montré qu'il n'y a pas une nappe bien déterminée sous le niveau du terrain naturel. Le logiciel PLAXIS permet de dessiner le niveau aquifère, et le degré de saturation dans le massif, et peut aussi représenter le champ de pression interstitielle autour du pieux. Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions, des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. 

e) Contraintes initiales :

Les contraintes initiales dans le sol sont influencées par le poids de terrain et par l'histoire de sa formation. Cet état de contrainte est caractéristique généralement par une contrainte effective verticale initiale, et autre contrainte horizontale calculé par le coefficient de pression des terres au repos k0 ($\sigma'_{h0}= k_0\ \sigma'v_0$). La valeur par défaut de k0 est obtenue par la formule de Jaky ($k_0 = 1\text{-}\sin\phi$). Le logiciel utilise donc la formule de Jaky pour la génération des valeurs de k_0. Cette opération est suivie par la phase de génération des contraintes initiales, le calcul pour chaque noeud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte initiales et totales ainsi qu'effectives, aussi les contraintes moyennes sont calculées. 

f) Interfaces :

Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisaillé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant. 

g) Chargements :

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs. 

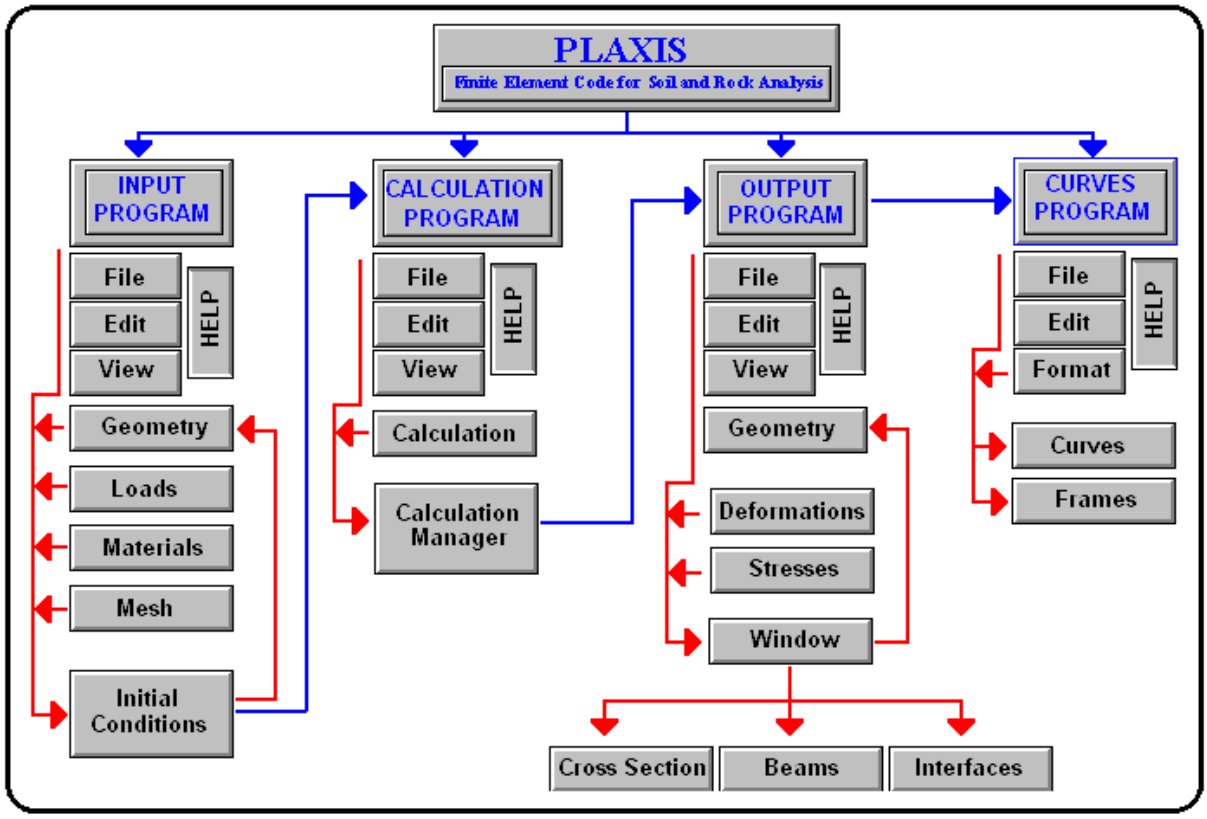


Figure III.37: Organigramme du code PLAXIS.

III.3. Les modèles de sol incorpore dans le code " PLAXIS " :

Le code " PLAXIS " version 8.2 utilisée dans la présente investigation comprend les modèles constitutifs des sols suivants :

III.3.1. Le modèle élastique linéaire (EL) :

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook par exemple est la plus simple relation contrainte déformations disponibles. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotopique et élastique.

Le comportement est caractérisé par le module de Young, (E), et le coefficient de Poisson (Cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols).

III.3.2. Le modèle de Mohr- Coulomb (MCM) :

Le modèle de Mohr-Coulomb, ou modèle elasto -plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. le module de Young, (E), le coefficient de Poisson (*v*) l'angle de frottement interne (φ), cohésion (c), est un paramètre qui représentela dilatance du sol *(ψ)* .

Le modèle de Mohr — Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plan de Mohr - Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par : $\tau = \sigma_n \tan\varphi + c$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

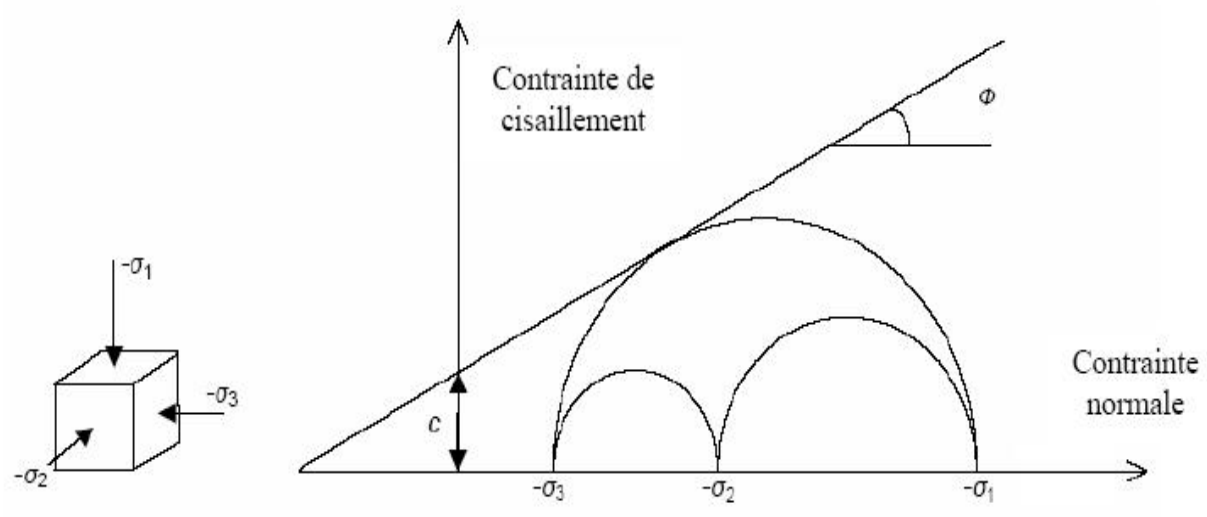


Figure III.38 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr — Coulomb.