



**ETUDES GEOTECHNIQUES DE FONDATION DU PONT DE BOUDIERI DANS LE
CADRE DES TRAVAUX DE BITUMAGE DE LA ROUTE KANTCHARI - DIAPAGA -
TANSARGA FRONTIERE DU BENIN PROVINCE DE LA TAPOA, REGION DE L'EST,
BURKINA FASO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 26 juillet 2021 par

Cédric Perrin MUKAM TAGNE (20190156)

Travaux dirigés par :

**Directeur de Mémoire : Mme. Marie Thérèse GOMIS, enseignante à 2iE, département
Génie civil BTP.**

Maître de stage : M. COMPAORE Aristide, Ingénieur Géotechnicien au LNBTP.

Structure (s) d'accueil du stage : LNBTP

Jury d'évaluation du stage :

Président : Pr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : Dr Yasmine TRAORE
M. Yawo Daniel ADUFU

Promotion [2020/2021]

DEDICACES

A mon père MUKAM Anthanase ;
A ma mère KANDOUM NOULE Yvette Bernard ;
A tous les autres membres de la famille MUKAM ;
A tous les membres de la famille OUMBE ;
A M. SIPOA JEAN ami et conseillé de la famille.
A mes camarades de promotion et amis d'université
Tous ceux qui ont impacté d'une manière ou d'une autre à l'aboutissement
de ce projet.

CITATIONS

« Le succès n'est pas final.

L'échec n'est pas fatal.

C'est le courage de

Continuer qui compte. »

WINSTON CHURCHILL

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- Dieu tout puissant, très miséricordieux ;
- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) représenté par son Directeur Général qui n'a ménagé aucun effort afin de nous permettre d'avoir une formation de qualité ;
- Madame Marie Thérèse GOMIS, Enseignante au Département de Génie Civil- Bâtiment et Travaux publics à l'institut 2iE pour toute sa disponibilité, son encadrement et toute son attention à mon égard ;
- Monsieur COMPAORE Sibiri Aristide Directeur des Etudes et du Contrôle des Sols, des Fondations et des Ouvrages (DECSFO), pour son attention et son soutien dans le projet ;
- Monsieur ISSIAKA TRAORE Directeur des Etudes et du Contrôle Géotechnique des Infrastructures de Transport (DECGIT), pour son accueil et ses conseils ;
- Monsieur NIKIEMA WINDEGOUDY Emmanuel Ingénieur au LNBTP pour sa disponibilité et son encadrement ;
- Le Département Génie Civil Bâtiment et Travaux Publics et le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau de l'Environnement (2iE) pour l'ensemble des enseignements reçus ;
- Le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux publics ;
- A toute la famille MUKAM pour les nombreux sacrifices consentis pour ma formation d'ingénieur ;
- A mon cousin NDEFFO OUMBE Lionel et mes amis KABORE W. Julien ; KAPTUE WABO. Sylvestre ; TAPE Pezito M. Arthur ; NGONGANG Y. Emmanuella ; KEMEZEU Steffi.

RESUME

Ce mémoire consiste à l'étude géotechnique des fondations d'un pont d'une longueur de 50m constitué de quatre (04) appuis devant servir de déversoir sur les eaux du barrage de boudiéri. Il s'agit donc de réaliser le dimensionnement des fondations grâce aux études géotechniques effectuées. Pour atteindre cet objectif il à la fallu, définir aux moyens de sondages et d'essais la lithologie du sol rencontrée grâce à quatre (04) sondages de reconnaissance géologique au pressiometre Ménard selon NF P94-110 portés à 30m/TN et quatre (04) sondages carottés complémentaires portés à 10m/TN, déterminer les caractéristiques mécaniques des sols prélevés, proposer un système de fondation adéquat et dimensionner les fondations de l'ouvrage puis propose un dispositif d'exécution des travaux. Les fondations calculées à la suite de cette mission d'investigation géotechnique ont conduit aux fondations profondes pour les culées C0 et C3 respectivement avec des pieux de 15m de profondeur et de diamètre 1,5m et 17m de profondeur de diamètre 1,5m ainsi que des fondations profondes pour piles P1 et P2 respectivement avec des pieux de 12m de profondeur pour 1,8m de diamètre et des pieux de 10m profondeur pour 1,8m diamètre.

Les dimensions de semelles trouvées (L=8m ; l=4m, h=3m) pour les culées C0, C3 et (L= 10m ; l=4m, h=3m) pour les piles P1, P2 avec 2 pieux respectivement pour chaque appuis constituée des sections d'acier suivant :

- Armature longitudinale 18HA25 pour C0 et C1 et 18HA32 pour P1 et P2
- Armature transversale $\phi 16$

Le montant global de la prestation géotechnique G12 est évalué à **Vingt-trois millions cinq cent soixante-seize mille quatre cent (23 576 400) CFA TTC** (voir devis page 20).

1 – Dimensionnement

2 - Pressiomètre

3 - Sondage

4 - Fondation

5 - Pieu

ABSTRACT

This is a report produced as part of my final engineering study project. It consists of the geotechnical study of the foundations of a 50m bridge made up of four (04) supports to serve as a spillway on the waters of the boudiéri dam, the theme of which is: "Geotechnical studies of the foundation of the Boudiéri bridge within the framework asphalted works on the KANTCHARI - DIAPAGA - TANSARGA road, border of Benin Province of Tapoa, Eastern Region, BURKINA FASO". To achieve this objective, four (04) surveys of geological recognition were carried out with the Ménard pressuremeter according to NF P94-110 brought to 30m / TN and four (04) complementary core holes brought to 10m / TN as well as laboratory tests and identifications which made it possible to determine the mechanical characteristics of the soil sampled. The foundations calculated as a result of fact-finding geotechnical investigation mission led to deep foundations on a 15m deep pile, 1,5m in diameter; 17m, diameter 1,5m respectively for the C0 and C3 abutments. Piles of 10m deep, in diameter 1,8m; 12m diameter 1,8mm respectively for piles P1 and P2.

The footings dimensions found (L = 8m; l = 4m, h = 3m) for the abutments C0, C3 and (L = 10m; l = 4m, h = 3m) for the piles P1, P2 with 2 piles respectively for each supports made up of the following steel sections:

- Longitudinal reinforcement 18HA25 for C0 and C1 and 18HA32 for P1 and P2
- Transverse reinforcement $\phi 16$

The total amount of the G12 geotechnical service is estimated at Twenty-three million five hundred and seventy-six thousand four hundred (23,576,400) CFA including tax (see estimate page 20).

1 - Sizing

2 - Pressuremeter

3 - Survey

4 - Foundation

5 – Stake

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

APD : Avant-Projet Définitif

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

BET : Bureau d'Etudes Techniques

CEBTP : Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics

CU15 : Communautaire classe 15

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

GTR : Guide des Terrassements Routiers

LNTP : Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics

LCPC : Laboratoire Central de Ponts et Chaussée

PEI : Prélèvement d'Echantillons Intacts

SC : Sondage carotté

SP : Sondage Pressiométrique

SETRA : Service des Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

TDR : Termes De Références

UTM: Universal Transverse Mercator

WGS: World Geodetic System

GPS: Global Positioning System

TABLE DES MATIERES

<i>Dédicaces</i>	<i>i</i>
<i>Citations</i>	<i>ii</i>
<i>Remerciements</i>	<i>iii</i>
<i>Résumé</i>	<i>iv</i>
<i>Abstract</i>	<i>v</i>
<i>Liste des abréviations</i>	<i>vi</i>
<i>Table des matières</i>	<i>1</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>4</i>
<i>Introduction</i>	<i>6</i>
<i>Chapitre 1 : Présentation de la structure d'accueil</i>	<i>7</i>
<i>Chapitre 2 : Présentation du projet et de l'étude</i>	<i>10</i>
I.1 présentation projet	10
I.2 Localisation du site et état des lieux	11
I.3 CONTEXTE GEOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE	11
I.3.1 Contexte géographique général	11
I.3.2 Contexte géologique.....	12
I.4 présentation de l'étude	13
I.5 objectifs du projet	14
<i>Chapitre 3 : Méthodologie de l'étude réalisée</i>	<i>15</i>
I.1 PROGRAMME DES ESSAIS IN SITU	15
I.1.1 Essais pressiométriques Ménard	15
I.1.2 Sondages carottés	15
I.1 Lithologies du sol support	16
I.2 Essais en laboratoire	19
I.3 Essais d'identification	19

I.4	Description de la méthodologie de réalisation des essais in situ et de laboratoire réalisés	19
I.4.1	Réalisation des essais au pressiométrique menard NF p 94-110	19
I.4.2	Mode opératoire de l'essai pressiométrique	20
I.4.3	Exécution de l'essai proprement dit	20
I.5	Présentation des résultats de l'essai	20
I.5.1	Corrections	22
I.5.2	Correction de la hauteur piézométrique	22
I.5.3	Correction de l'inertie	22
I.5.4	Correction du volume.....	23
I.5.5	Courbe pressiométrique nette ou corrigée.....	23
I.6	Analyse et interprétation de l'essai pressiométrique	23
I.6.1	Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométrique	25
I.7	Détermination des capacités portantes admissibles	26
I.7.1	Définition	26
I.7.2	Prédimensionnement des fondations	26
I.7.3	Calcul des tassements.....	33
Chapitre 4 : Etude technique		34
I.1	définition	34
I.1.1	Choix du type de fondation	34
I.1.2	Justification du type de pieu.....	35
I.2	Dimensionnement des pieux	36
I.2.1	Inventaires des charges.....	36
I.2.2	Combinaisons de charges	37
I.3	Calcul de la capacité portante du sol au niveau de la culée C0 ($\Phi=1500$) au toit du substratum rocheux à $z=15.5m/TN$	38
I.3.1	Effort mobilisable sous la pointe du pieu.....	38
I.3.2	Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u	39
I.3.3	L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Q_p	40
I.3.4	Effort mobilisable par frottement latéral.....	41

I.4	Calcul du nombre de pieux.....	44
I.4.1	Dimensions de la semelle.....	44
I.4.2	Disposition des pieux C0.....	45
I.5	Vérification du groupe de pieux.....	45
I.5.1	Calcul de l'efficacité du groupe de pieux.....	45
I.5.2	Estimation du tassement d'un groupe	46
I.5.3	Calcul d'armatures	46
Chapitre 5 : Exécution des travaux		49
I.1	PREPARATIF D'EXECUTION DES TRAVAUX.....	49
I.1.1	Organisation des travaux.....	49
I.1.2	Documents nécessaires pour les travaux.....	49
I.1.3	Travaux de terrassements	49
I.2	DISPOSITION D'ASSAINISSEMENT ET DE DRAINAGE	49
I.3	EXECUTION DES PIEUX FORES	50
I.4	SECURITE ET HYGIENE	51
I.5	PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (PGES)	51
Chapitre 6 : Devis quantitatif et estimatif des travaux.....		52
Conclusion		54
Bibliographie		55
Annexes.....		1
ANNEXE 1 Essais préssiomtriques Ménard.....		2
ANNEXE 2: Calcul de l'effort mobilisable sous la pointe des pieux.....		6
ANNEXE 3 : Les Hypothèses de calcul de portance non vérifié.....		28
ANNEXE4 : Echantillons de carotte prélevés.....		37
ANNEXE 5 : Réalisation des Sondages		39
ANNEXE 6 : Matériaux et conditions de fissuration		40
ANNEXE 7 : Les plans		42

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:Coordonnées des points de sondages géotechniques.....	16
Tableau 2:Classification des sols EC7-NF P-261.....	27
Tableau 3:Caractéristiques du matériau de remblai	28
Tableau 4:Résultats du sondage carotté SC1	17
Tableau 5:Résultats du sondage carotté SC2	17
Tableau 6:Résultats du sondage carotté SC3	18
Tableau 7:Résultats du sondage carotté SC4	18
Tableau 8:Bilan des charges permanentes fournie par le BET	36
Tableau 9:Bilan des charges d'exploitation fournie par le BET.....	36
Tableau 10:Bilan des surcharges aux états limites.....	38
Tableau 11:diametre d'armature transversale.....	47
Tableau 12:Tableau récapitulatifs des dimensions des semelles Erreur ! Signet non défini.	
Tableau 13: Récapitulatif des efforts.....	48
Tableau 14: Devis estimatif et quantitatif de la mission géotechnique.....	52
Tableau 15:Résultats des essais au laboratoire	4
Tableau 16:Résultats des essais d'indentification	5

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : organigramme du laboratoire national du bâtiment et des travaux publics (LNBTP).....	9
Figure 2:Localisation du linéaire projet (Google Earth).....	10
Figure 3:Localisation du site (Google Maps).....	11
Figure 4:Carte géologique de la région de l'Est du Burkina Faso.....	13
Figure 5:Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage NF 94-110.....	19
Figure 6:Courbes brutes de l'essai pressiométrique.....	22
Figure 7:Courbe de l'essai pressiométrique SP1 Boudieri (EX PRS).....	23
Figure 8:Détermination des abaques.....	28
Figure 9:Valeurs du frottement latéral unitaire.....	30
Figure 10: Valeurs du coefficient de portance K_p.....	31
Figure 11: schéma d'exécution des pieux forés.....	51

INTRODUCTION

Le Burkina Faso à travers sa stratégie de développement économique et social a entrepris de promouvoir des alternatives aux corridors déjà par l'augmentation des infrastructures de transport terrestre dans la région de l'Est qui a enregistré plus de 50% des importations international de marchandises selon la douane en 2019. C'est fort de cela que le gouvernement du Burkina Faso avec appuis financier de la banque islamique de développement (BID) visent à amélioration la compétitivité de l'économie nationale et la réduction de la pauvreté en général. cela se traduit par les échanges internationaux générés par le renforcement des infrastructures de transport qui permettront de désenclaver le milieu rural à travers le bitumage de certaines voies tel que la route Kantchari - Diapaga - Tansarga - Frontière du Bénin (projet n°2UV0144) qui a été attribué à l'entreprise SOROUBAT pour réalisation des travaux suite à un appel d'offre international . Donc son prolongement du côté béninois permettra un accès rapide au port de Cotonou, Faisant ainsi état de la présence d'ouvrages de franchissement, le Laboratoire National de Bâtiment et Travaux Publics a effectué des études géotechnique pour la construction d'un pont devant servir le passage des eaux du barrage située à boudieri à la demande et pour le compte de entreprise SOROUBAT.

C'est dans ce contexte que cette étude fait l'objet de notre stage qui a pour thème: « Etudes géotechniques de fondation du pont de Boudiéri dans le cadre des travaux de bitumage de la route KANTCHARI - DIAPAGA - TANSARGA frontière du bénin province de la Tapoa, Région de l'Est, BURKINA FASO ».

L'étude sera menée de la manière suivante : définir les sondages de reconnaissance géotechnique au droit de chaque appui; déterminer les caractéristiques géotechniques du sol; dimensionner les fondations; faire une proposition financière du coût de réalisation de l'étude menée et en fin proposer des méthodes d'exécution des travaux.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

Le laboratoire National du Bâtiment et des Travaux publics (LNBTP) a été créé le 13 décembre 1968 par décret n°68-223/PRES/LP/TP sous forme d'établissement public pour l'état. Il a été modifié par décret n° 94-420/PRES/MICM/MTPHU du 23 Novembre 1994 en société d'état (SE) avec pour missions essentielles l'étude et le contrôle en géotechnique, chaussée, génie civil et matériaux de construction.

Le LNBTP est aujourd'hui en tant que société d'état, le laboratoire de référence au Burkina Faso et dispose de moyens et outils nécessaires pour accompagner les structures privées et publics dans la réalisation de tous les essais d'identifications, de caractérisation des sols et des matériaux de construction utilisés dans le domaine du BTP ainsi que des investigations sur le terrain. Elle est placée sous la tutelle :

- Technique du ministère des infrastructures et du désenclavement ;
- Financière du ministère de l'économie et des finances ;
- De gestion du ministère du commerce, de la promotion de l'entreprise de l'artisanat ;

Le LNBTP est chargé de :

- Tous les essais et analyses de matériaux entrant dans les constructions de génie civil notamment les routes, aérodromes, bâtiments, ouvrages d'art, barrages ;
- Toutes les études et analyses nécessaires à l'établissement des études d'exécution ou de faisabilité des projets ;
- Toutes les études et expertises en matière de géotechnique dans le domaine des routes, aérodromes, bâtiments, ouvrages d'arts et barrages ;
- Toutes recherches fondamentales et appliquées devant aboutir à l'adaptation des normes aux conditions locales et à la revalorisation des matériaux locaux ;
- Tous les contrôles afin de s'assurer de la conformité de l'exécution des travaux aux prescriptions imposées par les règles de l'art en vue de garantir la pérennité des ouvrages ;
- Toutes les opérations industrielles, commerciales, financières, mobilières et immobilières se rattachant à cette activité ou de nature à en favoriser le développement.

A ce titre, l'accord du LNBTP est requis sur la qualité des matériaux, leur mise en œuvre, et sur tous les problèmes où la nature et le mode d'emploi des matériaux peuvent conditionner la

stabilité ou la tenue des ouvrages construits par les organismes publics, les entreprises privées ou publiques.

Notre stage s'est déroulé dans la Direction des Etudes et du Contrôle des Sols, des Fondation et des Ouvrages (DECSFO) comprenant un secrétariat, une division études et essais géotechniques de laboratoire chargée de la programmation, de la mise en œuvre des activités d'études géotechniques et des essais de laboratoire conformément aux stipulations contractuelles et méthodes d'essai normalisées spécifiées et une division contrôles géotechniques chargée de la programmation, de la mise en œuvre des activités de contrôles géotechniques et des essais de laboratoire sur les essais conformément aux stipulations contractuelles et méthodes d'essai normalisées spécifiées.

Adresse : ZOMBRE- 01BP 133 Ouagadougou 01.

Tél : 25 34 33 39/25 34 29 57

Email : lnbtp@cenatrin.bf

Mobile : (+225) 795 89 270 / 898 50,

[Http://www.lnbtp.com](http://www.lnbtp.com))

L'organigramme de l'entreprise est joint ci-dessous figure 1.

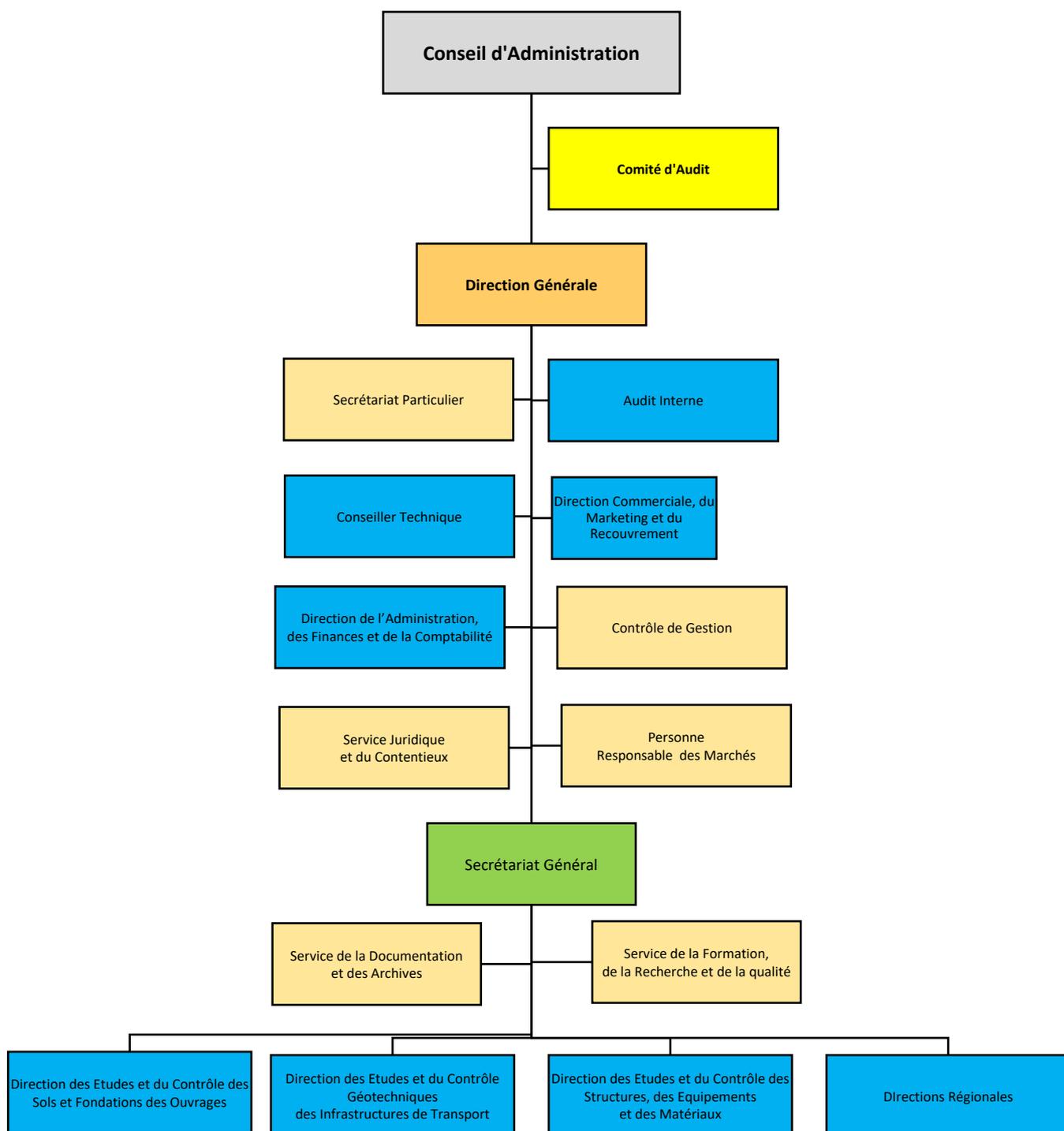


Figure 1 : organigramme du laboratoire national du bâtiment et des travaux publics (LNBTP)

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET ET DE L'ETUDE

I.1 PRÉSENTATION PROJET

Le projet est un pont situé sur une route d'interconnexion classée CU15 par l'UEMOA, dans la région de l'est du Burkina Faso et précisément dans la province de la Tapoa (voir figure 2)

L'origine du projet, PK0+000 est l'intersection de la route nationale n°04 (RN04) et la route nationale n°19 (RN19) dans l'agglomération de Kantchari. La fin du projet du lot1 se situe au PK70+000 sur la RN19 dans la localité de Diapaga et celle du lot 2 (Diapaga-frontière bénin) long de 85km pour une longueur totale de 145 km avec exécution des travaux connexes (construction de pistes connexes, de voiries, de murs de clôture d'écoles et de centres de santé), et les ouvrages d'art et d'assainissement (**Pont de Boudiéri qui fait l'objet de notre étude se situe au PK 27+000 du projet du lot 1**).

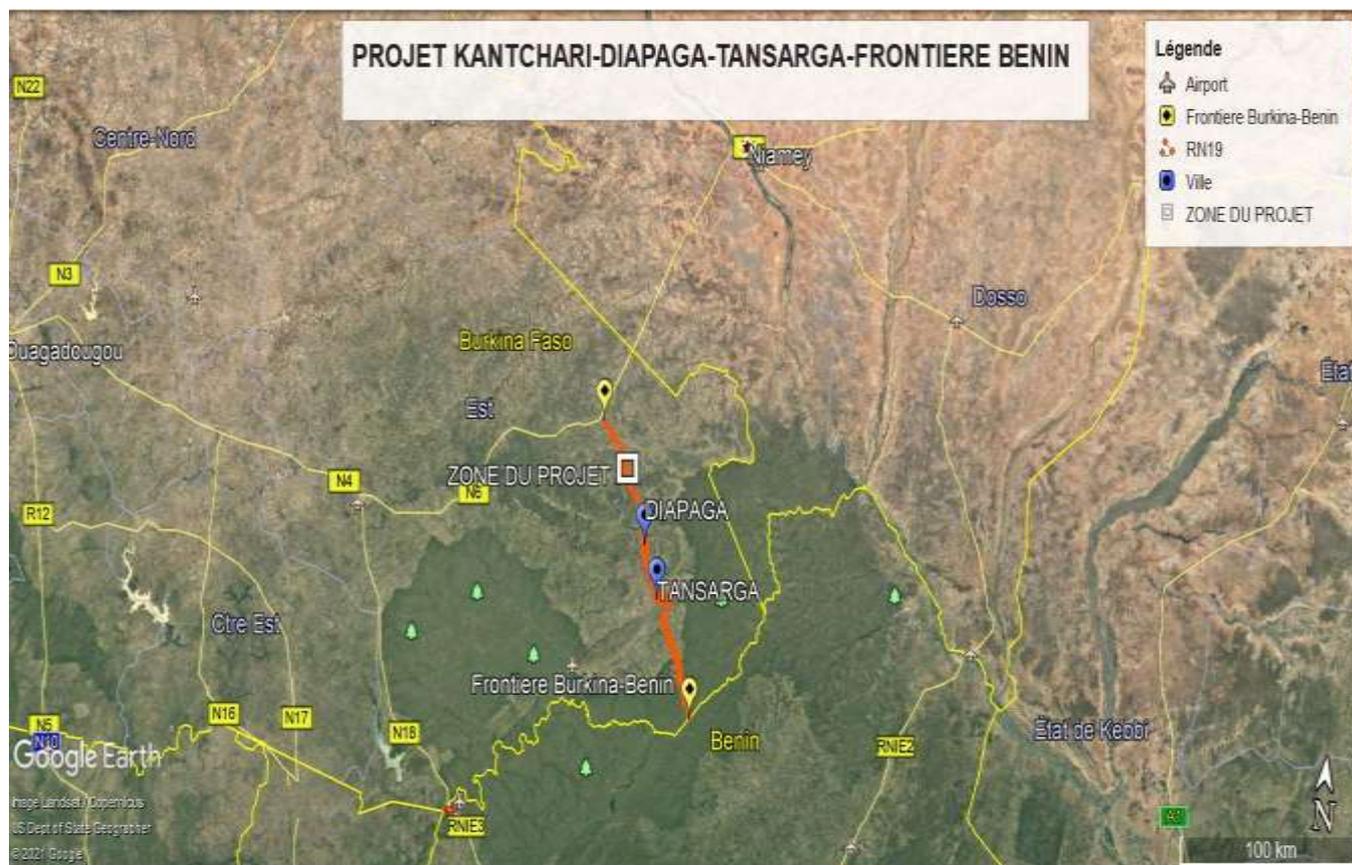


Figure 2 : Localisation du linéaire projet (Google Earth)

I.2 LOCALISATION DU SITE ET ÉTAT DES LIEUX

Le pont ayant fait l'objet de notre étude se situe dans la région de l'Est à Boudiéri repérable grâce au GPS de navigation sous le système de projection (UTM-WGS84) et les coordonnées géographiques sont les suivantes : Zone 31, Longitude(Y)=-354670 et Latitude(X)= 1362570. Il est situé à environ 27km de la route nationale numéro 19(RN19). La zone est caractérisée par un potentiel agricole important dont les principales cultures sont : l'igname, le maïs et l'arachide. Le site est localisé ci-dessous figure 3.



Figure 3 : Localisation du site (Google Maps)

I.3 CONTEXTE GEOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE

I.3.1 Contexte géographique général

Le Burkina est un pays plat avec un écart entre les altitudes extrêmes inférieur à 600 mètres. L'altitude moyennes ne dépasse pas 400 m et près de la moitié du pays se trouve entre 250 et 350m la planitude d'ensemble n'exclut pas une certaine variété. La nature des roches et la morphologie permet de distinguer deux grands domaines topographiques :

- Une immense pénéplaine qui s'étend sur les trois quarts du pays ; les parties basses et planes correspondent aux granites et gneiss du socle.

- Un massif gréseux qui occupe le sud-ouest du pays, c'est la région la plus accidentée du Burkina : le Tenakourou y culmine à 749mètres ; la couverture sédimentaire du grès primaire domine le socle environnant par des escarpements ou falaises
- De la région de Bobo- Dioulasso à celle de Banfora le plateau se termine par une falaise de 150 mètres de hauteur qui domine le socle.
- Le relief sud – Est forment un petit massif de 90 kilomètres de direction Sud- Est, Nord- Ouest et se terminent par une muraille verticale d'une centaine de mètres environ qui domine le plateau central, le massif Gobnango.

I.3.2 Contexte géologique

Le Burkina Faso s'étend sur trois grands ensembles géologiques :

- Le socle précambrien métamorphique et éruptif qui occupe environ les trois quarts du pays ;
- La couverture sédimentaire des bordures orientales et Nord orientales du bassin de Taoudenni ;
- Les couvertures sédimentaires situées à l'extrême Nord – Est des formations de l'Oti, et qui font partie du système voltaïen.

Les mouvements tectoniques ont été insignifiants depuis le précambrien, des roches sont donc très anciennement consolidées et arasées, ce qui explique la platitude de relief sur l'ensemble du pays. La formation géologique rencontrée dans la zone du projet, est le granite à biotite souvent rubané donc aucune faille majeure n'a été signalée sur le terrain dans les environs du projet.

Cette connaissance de la géologie du milieu nous permettra dans un premier temps de faire une sélection des matériels qui pourront nous être utiles sur chantier pour effectuer des essais et dans un second temps de prévoir les méthodes adéquates pour l'exécution des travaux.

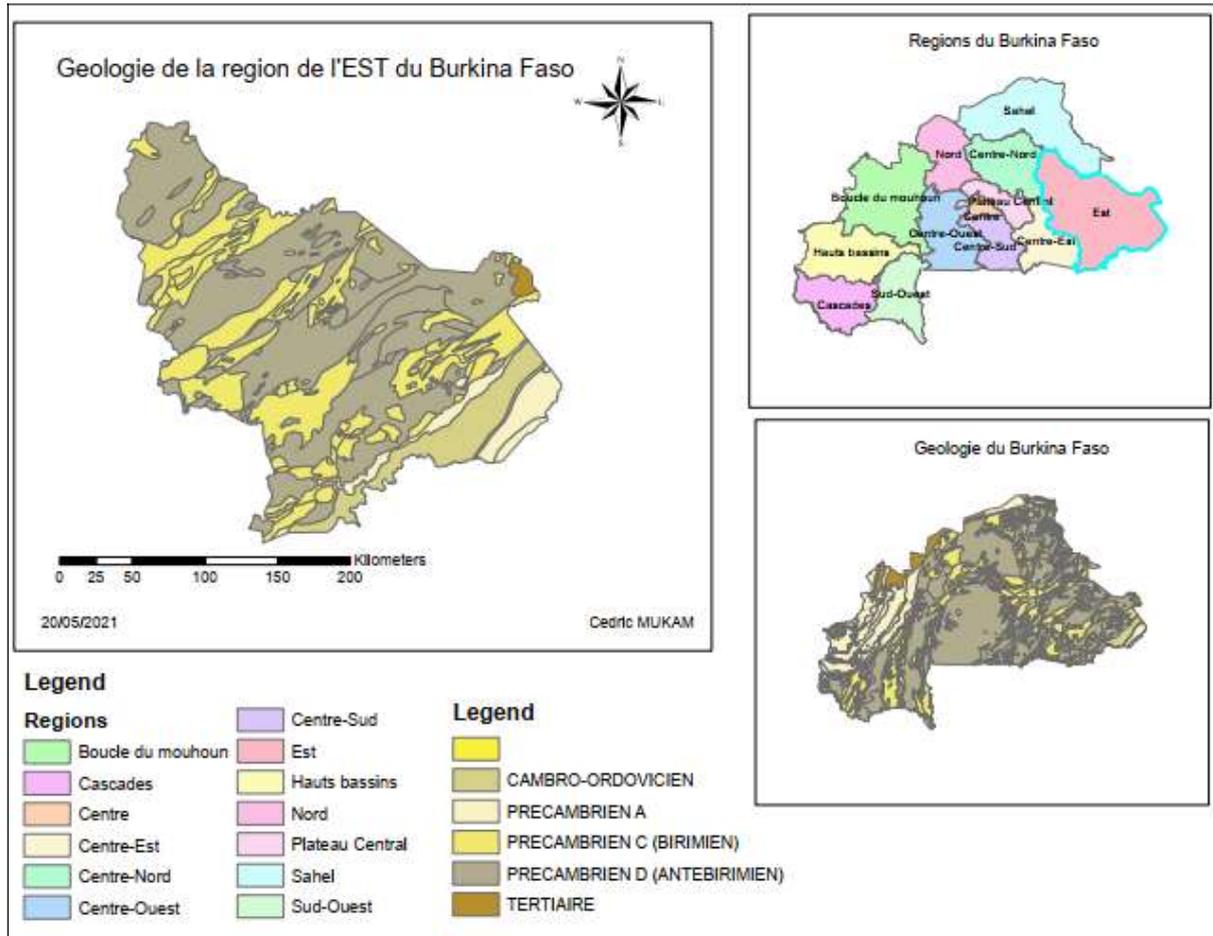


Figure 4 : Carte géologique de la région de l'Est du Burkina Faso

I.4 PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE

Depuis la crise ivoirienne qui a entraîné une redistribution des flux de trafic du corridor ivoirien vers d'autres ports, le Burkina Faso a entrepris de promouvoir des itinéraires alternatifs par la réalisation de la route Kantchari - Diapaga - Tansarga - Frontière du Bénin. Cela lui permettra en complément de son prolongement du côté béninois de jouer son rôle d'intégrateur sous régional entre le Niger, le Burkina et à moyen terme le Nigeria. En effet, elle constituera un accès rapide et aisé au port béninois pour les transporteurs de l'Est du Burkina et du Niger et un accès vers Abuja au Nigeria. Elle permettra ainsi de décongestionner les axes principaux jusque-là utilisés.

Les échanges entre les différentes provinces de l'Est du pays (Tapoa, Kompienga, Gourma) et les échanges commerciaux entre ces zones très riches en potentiel agricole (céréales notamment, coton) et pastoral, avec le reste du pays d'une part et les pays voisins (Niger et

Bénin) d'autre part s'accroîtront avec l'aménagement de cette route. C'est fort de cela que le Gouvernement du Burkina Faso avec le concours de la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) a réalisé les études de faisabilité technico-économique, environnementale et technique détaillée du tronçon constitué par la route nationale n°19 entre Kantchari et Diapaga (environ 70 Km) et la route départementale (D8) entre Diapaga et la frontière du Bénin passant par Tansarga (environ 85 Km), soit un linéaire total d'environ 145 km. De son côté le Bénin est en train de réaliser l'aménagement et le bitumage de la section de route Frontière Burkina Faso - Banikoara (53,60 km) qui est le prolongement de la route Kantchari - Diapaga - Tansarga - Frontière du Bénin. Tous ces tronçons font partie de la liaison routière d'interconnexion classée CU15 par l'Union Economique et Monétaire Ouest Africaine (UEMOA) qui dessert le Burkina Faso, le Bénin et le Nigéria. L'itinéraire qui la décrit est Kantchari-Diapaga-Tansarga-Frontière (Burkina et Bénin) -Kérékou-Banikoara-Kandi-Ségbana-Nigéria et long de 385,65 kilomètres.

La route Kantchari-Diapaga-Tansarga-Frontière du Bénin, actuellement en terre (revêtement en grave latéritique) couvre une longueur de 145 kilomètres environ.

Cette route d'intérêt international est encore en terre et présente une praticabilité médiocre en certaine section malgré les nombreux investissements consentis pour son entretien.

L'impact sous régional de ce projet confère une importance et une priorité fondamentale à son aménagement.

I.5 OBJECTIFS DU PROJET

L'objectifs global consistent à soutenir la croissance économique durable de la région Est du pays, par la mise en œuvre des routes permettant à court terme d'accéder en toutes saisons aux zones de production à l'Est du pays et à moyen terme aux marchés sous régional en passant par la construction des routes et des ouvrages de franchissement (Pont de Boudiéri qui fait l'objet de notre étude et se situe au PK 27+000 du projet du lot 1). Avec pour objectifs spécifique de définir les sondages de reconnaissance géotechnique au droit de chaque appui, déterminer les caractéristiques mécaniques du sol, Proposer un système de fondation adéquat, dimensionner les fondations.

CHAPITRE 3 : METHODOLOGIE DE L'ETUDE REALISEE

I.1 PROGRAMME DES ESSAIS IN SITU

La campagne de sondage, est menée suivant les normes ci-dessous :

- Essais pressiométriques Ménard (NF P 94-110)
- Forage carotté en continu suivant la norme XP 94-202 et/ou NF-EN-ISO-22475-1
- Description – Identification – Dénomination des sols suivant la norme NF P 94-011

I.1.1 Essais pressiométriques Ménard

Cet essai a été effectué selon la norme NF P 94-110 (Reconnaissance des terrains et essais), le programme suivant a été réalisé.

- **4 Essais pressiométriques Ménard**

- Notés SP1 à SP4
- Portés à au plus 30,00m de profondeur par rapport au TN
- Sonde de diamètre 60 mm
- Suivi de 3,00m de carottage dans la roche

Les essais pressiométriques ont été exécutés à l'aide du pressiomètre MENARD de type GA équipé de sonde BX, Avec identification visuelle des formations traversées. Les outils ont été adaptés à la lithologie rencontrée. Les coupes sont approximatives en nature et limite les couches. Dans ces forages des essais de chargement in situ de type pressiométrique ont été réalisés avec un maillage de 1m. Ils permettent la mesure après exploitation de données :

- Le module pressiométrique : E_M
- La pression de fluage : p_f
- La pression limite : p_l

I.1.2 Sondages carottés

Le programme définit suit la norme XP 94-202 pour les sondages carottés réalisés à tous les 3,00 m qui est le suivant :

- **4 sondages carottés**

- Notés SC1 et SC4.
- Portés à 10,00m de profondeur par rapport au TN
- A l'aide la sondeuse APAFOR 450 RS de 60mm diamètre

Les sondages carottés référencés SC1 à SC4 sont réalisés sous une circulation d'un fluide de

forage pour permettre le refroidissement de l'outil de forage et l'évacuation des copeaux avec identification visuelle des formations traversées. Les outils ont été adaptés à la lithologie rencontrée. Les coupes sont approximatives en nature et limite les couches.

Tableau 1:Coordonnées des points de sondages géotechniques

Partie de l'ouvrage	Sondages	X	Y	Z (m)	
Culée C0	Pressiométriques	SP1	0354684,3712	1362566,2910	223
Pile P1		SP2	0354681,6266	1362550,8535	224
Pile P2		SP3	0354674,7841	1362558,0526	225
Culée C3		SP4	0354666,1189	1362522,4664	231
Culée C0	Carottés	SC1	0354691,4511	1362566,4950	232
Pile P1		SC2	0354685,5136	1362549,3389	231
Pile P2		SC3	0354679,4623	1362535,4570	231
Culée C3		SC4	0354673,6155	1362521,2384	228

Les différents échantillons prélevés sur site ont fait l'objet d'une description visuelle et au toucher présenté dans les tableaux ci-dessous qui ont permis d'identifier les différents essais nécessaires à l'étude et a abouti à une classification préliminaire de ces sols. Sur cette base, un programme d'essais de laboratoire a été élaboré en vue de l'identification et la caractérisation mécanique des terrains rencontrés. Ce programme se défini comme suit :

I.1 LITHOLOGIES DU SOL SUPPORT

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, de recueillir un certain nombre d'échantillons à tester au laboratoire. C'est ainsi qu'ils nous ont permis, dans le cadre de ce projet, de mettre en évidence une lithologiques constitués de sables, de couleur rougeâtre, noirâtre et grise.

Le tableau 2 renseigne la nature de ces sols.

Tableau 2: Résultats du sondage carotté SC1

SC1 Coordonnées GPS : 30P/ X=0354691 / Y=1362566 / Z = 232m

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)
SC1	0,00 – 0,45	Remblai latéritique, couleur rougeâtre
	0,00 – 1,30	Vase argileuse, Compacte, Couleur noirâtre
	1,30 – 7,00	Limon argileux, peu compact, couleur rougeâtre À jaune- blanchâtre
	7,00 – 16,60	Saprock granitique, peu altérée, couleur grise. Le matériau contient des cristaux et microcristaux de Quartz plus ou moins altérés et oxydés.
	16,60 – 17,00	Granite alcalin très oxydés, très altérés, couleur blanchâtre Contenant des cristaux, microcristaux de quartz et des micas plus ou moins altérés et oxydés.
	17,00 – 22,00	Granite alcalin peu oxydés, assez fracturé, couleur blanchâtre à gris Blanchâtre.

Le niveau de la nappe a été détecté à 1,66m/TN pendant l'exécution des sondages carottés

Tableau 3: Résultats du sondage carotté SC2

SC2 Coordonnées GPS : 30P/ X=0354685 / Y=136249 / Z= 231m

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)
SC2	0,00 – 0,30	Remblai latérique
	0,30 – 1,00	Vase argileuse, Couleur noirâtre, peu compacte sableuse
	1,00 – 6,80	Limon argileuse, peu compact, couleur jaune blanchâtre
	6,80 – 8,20	Sable argileux, peu compact, couleur jaunâtre.
	8,20 – 9,50	Saprolite d'origine granitoïde, compacte. Le matériau contient des cristaux et microcristaux plus ou moins altérés et oxydés.
	9,50 – 17,70	Saprock granitoïdique, assez compacte, couleur grise, contenant des micas blancs et noirs, des cristaux plus ou moins altérés et oxydés.
	17,70 – 23,00	Granite alcalin très oxydé, peu altéré peu fracturé par endroit

Le niveau de la nappe a été détecté à 1,70m/TN pendant l'exécution des sondages carottés

Tableau 4:Résultats du sondage carotté SC3

SC3 Coordonnées GPS : 30P/ X=0354679 / Y=1362535 / Z = 231m

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)
SC3	0,00 – 0,20	Remblai latéritique
	0,20 – 0,40	Vase argileuse, Compacte, Couleur noirâtre
	0,40 – 6,80	Limon argileux, peu compact, kaolinisé couleur, Jaune- blanchâtre
	6,80 – 9,30	Sable argileux peu compact kaolinisé couleur, Jaune blanchâtre
	9,30 – 10,20	Saprolite d'origine granitique compacte kaolinisée couleur grise blanchâtre
	10,20 – 18,00	Saprock granitodique assez compacte kaolinisée
	18,00 – 32,00	Sable fin naturel très kaolinisé issu de l'altercation et de l'oxydation du granite alcalin sous-jacent.

Le niveau de la nappe a été détecté à 1,66 m/TN pendant l'exécution des sondages carotté

Tableau 5:Résultats du sondage carotté SC4

SC4 Coordonnées GPS : 30P/ X=0354673 / Y=1362521 / Z= 228m

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)
SC4	0.00 – 0,30	Remblai latérique
	0,30 – 0,50	Vase argileuse, Couleur noirâtre, peu compacte sableuse
	0,50 – 6,00	Limon argileuse, peu compact, couleur jaune blanchâtre
	6,00 – 7,60	Sable argileux, peu compact, couleur jaunâtre
	7,60 – 9,00	Saprock granitoïdique, compacte, matériau contient des cristaux et microcristaux de quartz plus ou moins plus oxydés et altérés, couleur grise-blanchâtre.
	9,00 – 23,00	Granite alcalin, peu altéré, très fracturé et très oxydés à quelques endroits

Le niveau de la nappe a été détecté à 2,10m/TN pendant l'exécution des sondages carotté

I.2 ESSAIS EN LABORATOIRE

Des échantillons intacts et remaniés ont été prélevés et ont fait l'objet des essais en laboratoire suivants :

- Mesure de la densité apparente humide ;
- Teneur en eau naturelle ;
- Compressibilité à l'œdomètre.
- Essai de cisaillement rectiligne direct

I.3 ESSAIS D'IDENTIFICATION

Ces matériaux ont été soumis aux essais suivants :

- Teneur en eau (NFP 94-050) ;
- Analyse granulométrique par tamisage (NFP 94-056) ;
- Limites d'Atterberg (NFP 94-051).
- Equivalent sable (NFP 18-597)

I.4 DESCRIPTION DE LA MÉTHODOLOGIE DE RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU ET DE LABORATOIRE RÉALISÉES

I.4.1 Réalisation des essais au pressiométrie menard NF p 94-110

L'essai consiste à introduire dans un forage légèrement surdimensionné une sonde cylindrique tri-cellulaire, munie d'une membrane, dilatable radialement et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. L'appareillage est composé de 2 parties principales : la sonde et l'unité de contrôle (contrôleur pression-volume), en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures. Le schéma du principe et l'ensemble de l'appareillage est joint en figure ci-dessous.

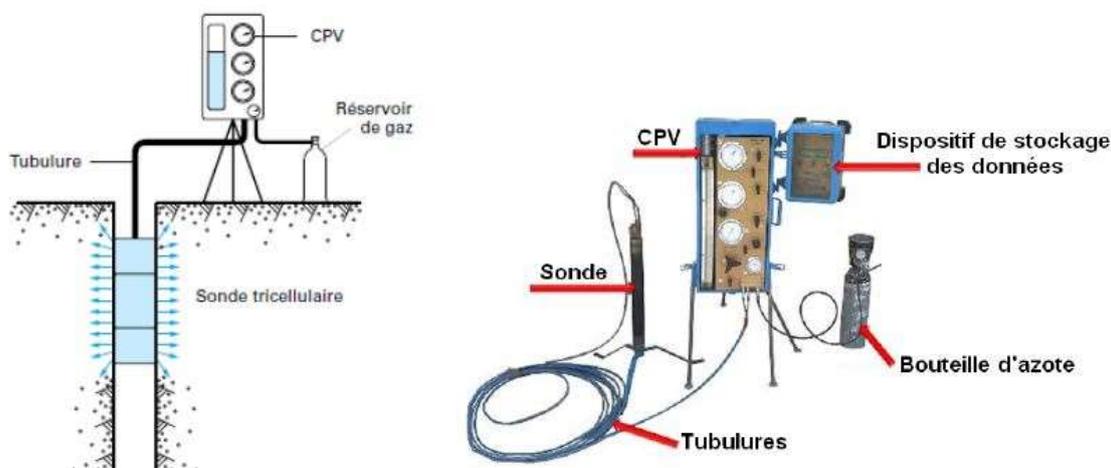


Figure 5: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage NF 94-110

I.4.2 Mode opératoire de l'essai pressiométrique

Il s'agit dans un premier temps, de réaliser un forage à une profondeur donnée et s'assurer que les parois sont en équilibre. On remplit la cellule de mesure avec de l'eau et les cellules de gardes sont mises sous pression avec de l'air comprimé. Ce remplissage se fait obligatoirement au niveau du sol et non dans le forage et on s'assure qu'aucune bulle d'air ne subsiste ni dans la sonde ni dans les tubulures. Enfin, il faut introduire la sonde dans le forage et fermer le robinet d'admission d'eau pour éviter qu'il y ait gonflement de la cellule centrale sous l'effet de la pression hydrostatique.

I.4.3 Exécution de l'essai proprement dit

Une fois la sonde descendue et bloquée à la profondeur désirée, nous ouvrons les robinets d'admission et nous mesurons la pression correspondante à la colonne d'eau dans la sonde. On gonfle ensuite la cellule centrale par paliers de pressions en tournant la clé du détenteur. Puis on obtient sur les manomètres la pression de l'eau dans le contrôleur pression-volume et la pression de gaz dans les cellules de garde. Les deux pressions doivent être différentes pour qu'on puisse assurer le contact de la cellule centrale avec le sol. Nous remarquons toutefois que la pression augmente linéairement avec la profondeur. Les valeurs suivantes sont notées :

- P_c la pression de l'eau dans la cellule centrale à la profondeur z ;
- P_g la pression du gaz dans les cellules de gardes ;
- P_m la pression lue sur le manomètre ;
- ΔP_m La variation de la pression lue sur les manomètres.
- γ_w Poids volumique de l'eau
- Z Côte de réalisation de l'essai

On calcul alors : $P_c = P_m + \gamma_w Z$

$$P_g = P_m - \Delta P_m$$

Donc $\Delta P_z = P_c - P_g = \Delta P_m - \gamma_w Z$

I.5 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DE L'ESSAI

Pour une meilleure exploitation des données, il est indispensable de mentionner certains renseignements nécessaires au dépouillement de l'essai tels que : la profondeur de l'essai, le diamètre de la sonde, le niveau de la nappe ainsi que la lithologie des sols traversés. Lors de l'essai différant mesures sont prises aux temps $t_{n-2}^n t_0$, avec t_0 le temps de départ initial pris égale à 15 secondes. Ces mesures sont :

- La variation de volume à travers un voyant de lecture de volumes avec règle graduée qui donne la déformation volumétrique de la cellule centrale ;
- Les différentes pressions des gaz et d'eau respectivement dans les cellules de garde et la cellule centrale à travers les manomètres.

La variation du volume et la différence de pression permet de tracer les courbes suivantes :

- La courbe pressiométrique qui porte en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations volumétriques en fin de palier $v=f(p)$;
- La courbe de fluage avec en abscisses les pressions et en ordonnées les déformations de fluage correspondantes c'est-à-dire la différence entre la déformation finale et la déformation à 30 secondes.

Unités :		Temps = 5		Volume = cm ³		Pression = bar		ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD															
								Effectué conformément à la norme NF 94-110-1															
N° : DOSSIER :				LIEU :				CHANTIER :				SONDAGE : N° :											
Matériel de forage :						Duttl :		Forage fait avant l'essai de m à m															
DATE: / /		HEURE:		CPV N°:		GAINÉ SOUPLE <input type="checkbox"/>		Côte conditionneur		Côte essai		TUBE LANTERNE <input type="checkbox"/>		pression Zc =		Za =							
ETALONNAGE N° =		V ₀ =		Pr =																			
du = / /		P ₀ =		V ₆₀																			
DIFFERENCE PRESSION [gaz - liquide] =				N° Palier		Pr		Vr		15 30 45		ΔV		N° Palier		Pr		Vr		15 30 45		ΔV	
N° Palier		Pr		Vr		15 30 45		ΔV		N° Palier		Pr		Vr		15 30 45		ΔV					
0										6													
1										7													
2										8													
3										9													
4										10													
5										11													
										12													
										13													
										14													
										15													
										16													
										17													

Figure 6 : Fiche de l'essai pressiométrique

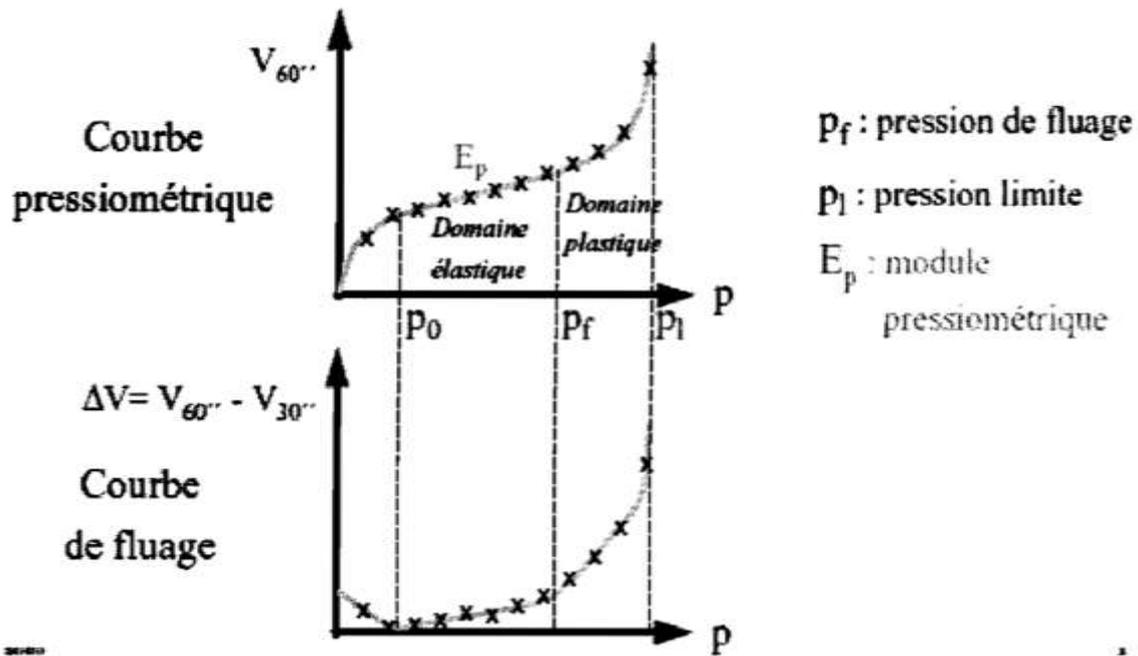


Figure 7: Courbes brutes de l'essai pressiométrique

I.5.1 Corrections

Les courbes tracées précédemment ne traduisent pas réellement la loi de comportement du sol. Il faut donc procéder à certaines corrections notamment de la charge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil, l'élasticité propre de l'ensemble membrane plus gaine et de la compressibilité interne de l'appareil.

I.5.2 Correction de la hauteur piézométrique

La correction de la hauteur piézométrique tient compte de la colonne d'eau (z) située dans la tubulure et le niveau d'eau (a) dans l'unité de contrôle CPV. La pression qui s'exerce au niveau du sol en tenant compte de cette colonne d'eau est donc :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a)$$

I.5.3 Correction de l'inertie

Les membranes des cellules ainsi que la gaine de protection ont une certaine compressibilité. D'où l'existence d'une pression p_i nécessaire pour les dilater. La mesure de la pression p_i s'effectue hors du forage à l'aide d'un pressiomètre donnant une courbe appelée courbe

d'inertie. La pression corrigée une nouvelle fois est :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a) - p_i$$

I.5.4 Correction du volume

Les membranes intérieures de la sonde étant sujettes à des déformations Δv , il faut donc tenir compte du volume d'eau V_m lu sur la colonne de lecture du CPV, de la déformation du terrain v et de Δv . On a : $V_m = v + \Delta v$

D'où

$$v = v_m - \Delta v$$

I.5.5 Courbe pressiométrique nette ou corrigée

La courbe pressiométrique nette ou courbe corrigée est définie après les corrections précédentes $V=f(p)$. C'est sur cette courbe que se fera en principe l'analyse théorique. Par ailleurs dans la plupart des cas, il peut être suffisant d'effectuer les corrections sur quelques points particuliers (limite des phases) Dans certains terrains (terrain faible) ou lorsque les courbes brutes présentent une allure anormale qu'il faudra procéder à une correction complète.

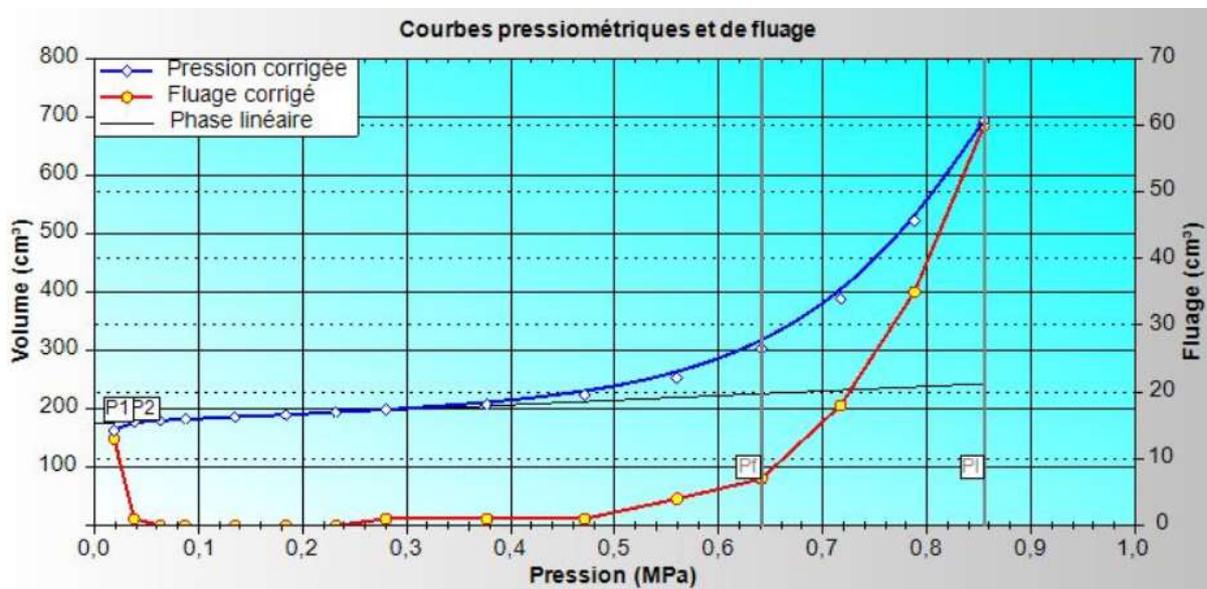


Figure 8: Courbe de l'essai pressiométrique SP1 Boudieri (EX PRS)

I.6 ANALYSE ET INTERPRÉTATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

Les résultats d'un essai pressiométrique Ménard corrigés pour le volume et la pression donne une courbe pressiométrique dite courbe pressiométrique nette. Dans la première étape de l'essai, le volume augmente rapidement pour des changements faibles de pressions alors que la

sonde est dilatée contre le sol. Le volume correspondant au point où la courbe devient approximativement linéaire, soit V_0 , est égal à la différence entre le volume du trou du forage et le volume initial de la sonde. La pression associée à ce point est appelée P_0 . Mais elle ne permet pas de représenter la pression réelle dans le sol en place à cause du relâchement des contraintes lors du forage. Pour des pressions plus fortes le volume augmente lentement avec la pression. Le changement de volume par fluage dans cette gamme de pression reste faible, ce qui indique un comportement pseudo-élastique du sol. La pente de la courbe pression volume dans cette zone est reliée au module de déformation du sol (E). La pression correspondant à la fin de la phase pseudo-élastique est appelée pression de fluage P_f . A des pressions plus fortes le volume de fluage augmente rapidement ce qui indique le développement de la rupture du sol autour de la sonde. La courbe pression-volume tend vers une asymptote correspondant à la pression limite P_l .

La base théorique de l'essai pressiométrique est la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini. L'équation pour la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini est :

$$G = V \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Avec : G =module de cisaillement

V = volume de la cavité

P =pression dans la cavité

L'essai pressiométrique n'engendre que des contraintes de cisaillement dans le sol. Il n'y a pas de contrainte de compression même si l'essai pourrait apparaitre être complètement en compression. Le module calculé à partir de l'essai pressiométrique est un module de cisaillement G_m . La pente de la courbe $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ reste constante de v_0 à v_r par conséquent le module de cisaillement dépend du volume de la cavité choisie qui pour l'essai pressiométrique et par convention est le milieu de la partie pseudo-élastique des courbes pressions volume. Le module de cisaillement correspondant G_m est calculé par l'équation :

V_0 correspond au volume initial de la sonde avant dilatation, $V_m = \frac{V_0 + V_r}{2}$

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0}$$

Les résultats de l'essai sont souvent présentés en termes de module de Young équivalent E supposant un sol élastique isotrope selon l'équation :

$E = 2G(1 + \nu)$; ν est le coefficient de poisson.

L'approche de Ménard est de prendre 0,33 pour coefficient de Poisson ; mais il peut être défini en fonction du type de sol ou du type de drainage par des essais de laboratoires de compression diamétrale.

$$E_m = 2G_m(1 + \nu)$$

En remplaçant G_m par sa valeur, on a : $E_m = 2(1 + \nu)(\nu_0 + \nu_m) \frac{\Delta p}{\Delta v}$

I.6.1 Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométrique

L'essai est sujet à plusieurs facteurs qui peuvent influencer les valeurs caractéristiques pressiométriques :

✚ L'influence de la qualité du forage

La qualité du forage est le critère fondamental qui conditionne la qualité de l'essai pressiométrique. En effet lors du forage nous assistons à un remaniement des parois du forage ; lié à la méthode d'extraction du sol. Ainsi les caractéristiques mécaniques du sol au niveau des parois changent. Il en résulte alors une courbe pressiométrique dégénérée. Dans le cas des argiles, nous assistons à une grande modification du module de déformation due au fait que la résistance de l'argile est fortement liée à sa cohésion.

✚ Influence de la profondeur

On peut assister à une plastification des parois du forage à partir d'une certaine profondeur mettant ainsi le sol dans un état très différent de son état vierge. En effet, supposons que le forage soit réalisé en terrain cohérent de cohésion C_u et de densité γ . Le forage étant cylindrique, aux parois on a : $\sigma_r = 0$ et $\sigma_\theta = 2k_0 \cdot \gamma \cdot z$. La condition de plasticité s'écrit $\sigma_\theta = 2C_u$. L'expérience montre qu'on ne peut atteindre un comportement élastique que pour une valeur du déviateur $\leq C_u$ c'est-à-dire pour des profondeurs $z \leq C_u/2k_0\gamma$ au-delà de cette profondeur le sol devient plastique. Cette plasticité du sol modifiera fortement les valeurs des caractéristiques de l'essai pressiométrique qu'il faudrait corriger.

✚ Influence des cellules de garde

Dans le pressiomètre Ménard, les cellules de garde utilisées permettent de mesurer un champ de déformation cylindrique au niveau de la cellule centrale. Cependant pour d'autres types de pressiomètre, il n'existe pas de cellules de garde. Ainsi des études de comparaison, ont montré qu'il n'y a aucune différence significative qu'il s'agisse du module de déformation, des pressions limites et des pressions de fluage (COMBARIEU, Usage des modules de déformation en géotechnique).

I.7 DÉTERMINATION DES CAPACITÉS PORTANTES ADMISSIBLES

I.7.1 Définition

La capacité portante ultime d'une fondation est définie comme la charge maximale par unité de surface que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge restera raisonnable.

Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol situé immédiatement sous la fondation et celui adjacent à cette dernière subissent une rupture brusque.

I.7.2 Prédimensionnement des fondations

La méthode de prédimensionnement décrite est celle proposée par le fascicule 62 titre V.

- Principes généraux

L'essai pressiométrique permet d'obtenir une courbe contrainte – déformation à partir de laquelle on déduit les paramètres pressiométriques (pression limite nette P_l^* et module pressiométrique E_m).

En considérant un décaissement et une reprise des efforts transmis à une structure béton armé sur les pieux "posés sur le toit rocheux", sans surcharge du terrain, il n'y a pas lieu de prendre en compte un frottement négatif.

- Frottement latéral positif

Pour le calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s , l'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur H concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

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

Avec : P est le périmètre du pieu ;

$q_s(z)$ est frottement latéral unitaire limite à la côte z . Ces termes sont explicités ci-après.

H est la hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage (non présent ici) ; et de la hauteur où s'exerce le frottement négatif (ici négligeable compte tenu des propriétés et

caractéristiques des matériaux à mettre en œuvre renseigné dans le tableau

Le frottement latéral unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette P_l^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) ; de la nature du sol et du type de pieu. Pour tous les pieux à périmètre convexe, le périmètre de calcul est le périmètre réel du pieu.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction du tableau ci-dessous : Catégories conventionnelles des sols

- De la nature du sol
- Du type de pieu ;(ici le pieu sera foré à la boue)
- Du tableau ci-dessous : Catégories conventionnelles des sols

Tableau 6:Classification des sols EC7-NF P-261

Catégories conventionnelles des sols			
Classe de sol		Nature du sol	PI (MPa)
Argile – limons	A	Argiles et limons mous	$P_l < 0,7$
	B	Argiles et limons fermes	$1,2 < P_l < 2,0$
	C	Argiles très fermes à dures	$P_l > 2,5$
Sables – graves	A	Lâches	$P_l < 0,5$
	B	Moyennement compacts	$1,0 < P_l < 2,0$
	C	Compacts	$P_l > 2,5$
Craies	A	Molles	$P_l < 0,7$
	B	Altérées	$1,0 < P_l < 2,5$
	C	Compacts	$P_l > 3,0$
Marnes – Marno calcaire	A	Tendres	$1,5 < P_l < 4,0$
	B	Compacts	$P_l > 4,5$
Roches	A	Altérées	$2,5 < P_l < 4,0$
	B	Fragmentées	$P_l > 4,5$

Après le choix de la classe et la nature du sol qui permet la détermination d'une l'intervalle de pression limite, on poursuit par le choix d'une courbe Q_i pour la détermination q_s dans le tableau ci-dessous : choix des courbes pour la détermination de q_s .

- **Frottement latéral négatif**

Afin d'éviter d'éventuels frottements négatifs au droit des culées, les remblais mis en œuvre devraient respecter les prescriptions suivantes :

Tableau 7:Caractéristiques du matériau de remblai

Hauteur de remblai (m)	Passants à 80µm	Indices de Plasticité	Indice CBR à 95%OPM	γs In situ
H < -1,00m	< 25%	< 20	> 10	95% de l'OPM
-1,00 < H < 0,00	< 20%	< 15	> 15	98% de l'OPM

Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_i^* . Suivant les courbes Q₁ et Q₇.

- Courbes Q₁ à Q₄ (n désignant le numéro de la courbe) :

$$q_s = q_{sn} \frac{Pl}{pn} \left(2 - \frac{Pl}{Pn} \right) \quad \text{pour } \frac{Pl}{Pn} \leq 1$$

$$q_s = q_{sn} \quad \text{pour } \frac{Pl}{Pn} \geq 1$$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $P_n = (1+0.5n)$ (MPa), ces courbes étant bornées supérieurement par la courbe Q₅.

- Courbes Q₅ à Q₇ :

$$Q_5 : q_s = \min \left(\frac{Pl + 0,4}{10}; \frac{Pl + 0,4}{30} \right) \quad \text{pour } pl \leq 0,2 \text{ MPa}$$

$$Q_6 : q_s = \min \left(\frac{Pl+0,4}{10}; \frac{Pl+0,4}{30} \right) \quad (\text{en général: } pl \leq 0,2 \text{ MPa})$$

$$Q_7 : q_s = \frac{Pl + 0,4}{10} \quad (\text{en général: } pl \leq 0,2 \text{ MPa})$$

Figure 9 : Détermination des abaques

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(3)}$	Q_4	Q_5
Foré tubé (tube perdu)		Q_2		Q_1		Q_2			⁽¹⁾	Q_4	Q_5
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3			⁽⁴⁾	Q_4	Q_5
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2			Q_3				⁽⁴⁾	Q_4	Q_5
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4			⁽⁴⁾	Q_4	Q_5
Injecté basse pression	Q_1	Q_2			Q_3		Q_2	Q_3	Q_4		Q_5
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_2	Q_3	Q_3		Q_4		Q_3	Q_4		Q_5

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

A partir des informations concernant la famille du matériau (argiles – limons) et sa classe A ; on détermine le Q_i (n allant de 1 à 6). Puis on détermine la valeur de q_s sur l'abaque ci-dessous qui traduit la variation du frottement unitaire limite q_s en fonction de PI^* ; chaque courbe Q_i se rapporte à un type de pieu et un type de sol bien définis.

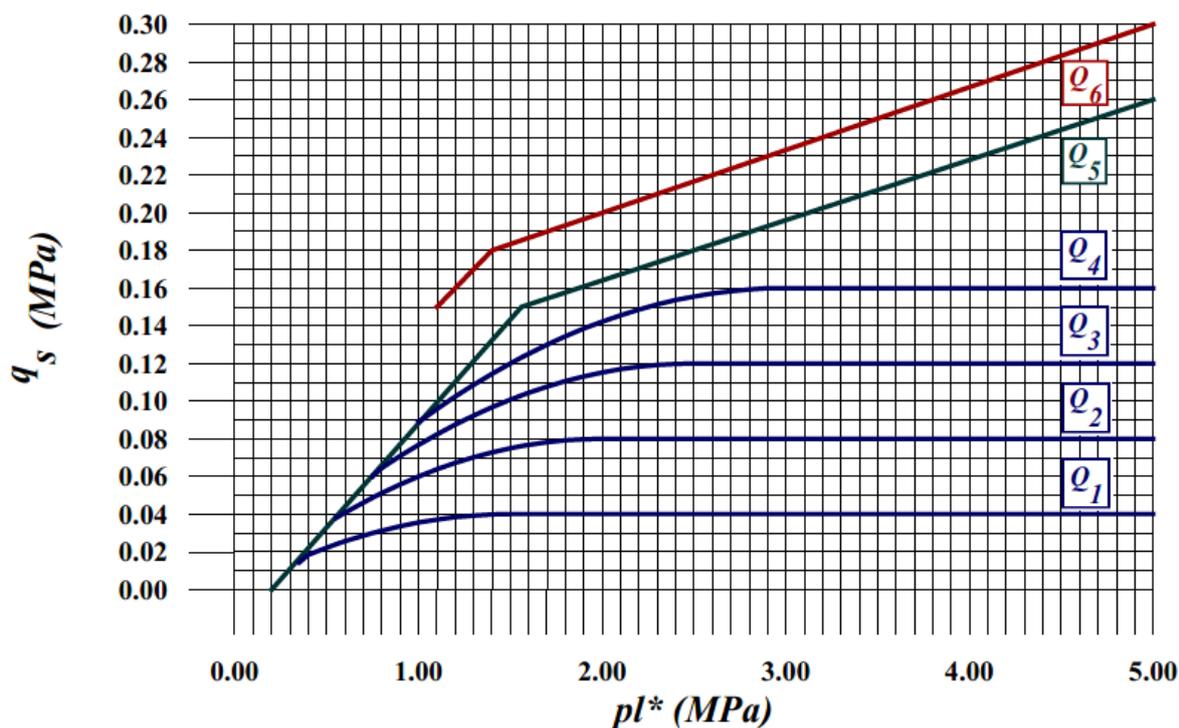


Figure 10: Valeurs du frottement latéral unitaire

- Effort de pointe

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

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

Avec : A: section de pointe du pieu;

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

K_p : facteur de portance

La pression limite nette équivalente (P_{le}^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

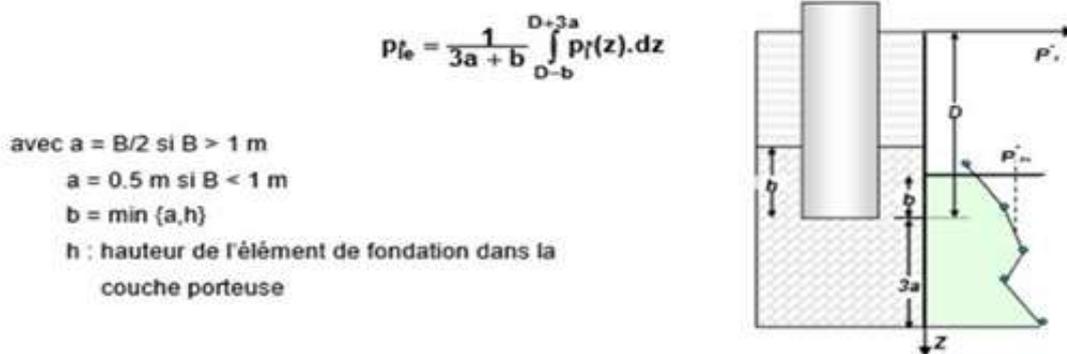


Figure 11 : schéma de détermination de la pression limite équivalente

Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments 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	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
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

Tableau 4 : Valeurs du coefficient de portance K_p

- Contrainte du sol

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Avec : Q_s est la charge limite par frottement latéral où q_s est le frottement latéral unitaire limite et A_s est la surface latérale du pieu. On a : $Q_s = q_s \cdot A_s$

Q_p est la charge limite de pointe avec q_p résistance unitaire du sol sous la pointe et A_p est la section droite de la pointe. On a : $Q_p = q_p \cdot A_p$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol (mise en œuvre par l'excavation du sol), la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_c = 0,5. Q_p + 0,75. Q_s$
- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33. Q_p + 0,5. Q_s$

- **Etat limite de mobilisation local du sol**

Elles consistent à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris éventuellement les frottements négatifs, reste inférieure à Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

Etats Limites Ultimes	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaison accidentelles	$\frac{Q_u}{1,20}$

Etats Limites de Services	Q_{max}
Combinaisons rares	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaison quasi-permanentes	$\frac{Q_c}{1,40}$

- **Application de la méthode de calcul pour le pré dimensionnement des pieux**

Les calculs (jointés en annexes du présent rapport) ont été menés pour des diamètres de 1500mm à 1800mm pour chaque élément de fondation (culées, piles) en tenant compte :

- De la profondeur des pieux
- Des différentes valeurs des paramètres pressiométriques à savoir la pression limite nette (P_l^*) et le module pressiométrique (E_m) y référent ;

Ainsi, les valeurs correspondantes aux paramètres suivants ont été déterminées :

- Contrainte de rupture sous la pointe q_u ;
- Effort limite mobilisable sous la pointe Q_{pu} ;
- Effort limite mobilisable par frottement latéral Q_{su} ;
- Charge limite de compression Q_u ;
- Charge de fluage en compression Q_c ;
- Combinaisons fondamentales à l'ELU ;

- Combinaisons accidentelles à l'ELU ;
- Combinaisons rares à l'ELS ;
- Combinaisons quasi permanentes à l'ELS

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus.

I.7.3 Calcul des tassements

D'après Maurice CASSAN [6], le tassement S_i induit par un pieu sous charge Q , d'un sol homogène de module pressiométrique E_M est donné par :

$$S_i = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{\lambda}{aBE_b} th(aD)}{\lambda BE_B th(aD)}$$

Où Q : la charge reprise par le pieu (KN)

B : diamètre du pieu en cm ;

E_b : module d'élasticité du béton en bars ;

$$\lambda = 4,5 \times E_M$$

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4,17 \times 10^{-3} E_M}{E_b}$$

NB : les pieux dimensionnés reposent sur le substratum rocheux. Par conséquent, les tassements sont négligeables.

CHAPITRE 4 : ETUDE TECHNIQUE

I.1 DÉFINITION

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles. Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation. Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique qu'on peut définir comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur. Une autre approche consiste à définir une fondation profonde comme celle dont le rapport entre la profondeur d'encastrement D et la base B reste supérieure à 5. La définition la plus habituelle est de considérer une fondation profonde celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B est supérieur à 10.

I.1.1 Choix du type de fondation

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux. Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme expérimentale P 11-212 et le Fascicule 62 titre :

- Les puits : pour un sol d'assise compris entre 3 et 8 m, les puits est la technique de fondation recommandée. Elles sont soit creusées à la main ou mécaniquement de section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m² les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.
- Les barrettes : ce sont des éléments de parois moulées dans le sol (largeur 0,60 à 1 m, longueur 2 à 6 m), utilisés comme éléments porteurs. Ces éléments peuvent être sécants ou parallèles, de manière à s'adapter à la géométrie de l'ouvrage qu'ils supportent
- Les pieux : cette catégorie de fondation profonde est la plus utilisée. Les pieux proposent des diamètres importants (jusqu'à 2,50 m, voire plus), peuvent être exécuté par des éléments

de formes divers résistants à la flexion, une possibilité de traverser des bancs durs, un contrôle qualitatif des terrains traversés et une adaptation facile de la longueur. **On retient donc pour fonder notre ouvrage la solution des pieux.**

Il s'agit maintenant de déterminer le type de pieu que nous allons utiliser. Ils existent plusieurs types de pieux. Traditionnellement, on classe les pieux : soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ; soit suivant le mode d'introduction dans le sol : pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage, pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique. Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- Certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire ;

On distingue deux grands groupes de pieux suivant le mode d'introduction dans le sol : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol (pieux battu) et les pieux réalisés par excavation du sol (pieux forés) donc le choix dépend de plusieurs facteurs :

I.1.2 Justification du type de pieu

On distingue deux grands groupes de pieux suivant le mode d'introduction dans le sol : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol (pieux battu) et les pieux réalisés par excavation du sol (pieux forés) donc le choix dépend de plusieurs facteurs :

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

En considérant les informations recueillis, nous admettons que les pieux forés sont les mieux adaptés pour l'édification de notre ouvrage du fait de sa technicité qui la mieux maîtrisée par l'entreprise de réalisation et à partir de 16m de profondeur le battage devient délicat.

En conclusion on décide de fonder notre ouvrage sur des pieux forés boue. Il s'agit maintenant de déterminer le diamètre \emptyset du pieu et sa longueur nécessaire pour reprendre les efforts transmis par la structure.

➤ Diamètre des pieux

La détermination du diamètre est faite à travers la relation de Calgaro :

$0,6m \leq \emptyset \leq 2,5m$. Avec \emptyset diamètre du pieu

Nous optons pour \emptyset variant de 1000mm à 2000mm

Le diamètre final des pieux sera arrêté après la détermination des capacités admissible selon la méthode du Fascicule 62 Titre V (annexe 1).

I.2 DIMENSIONNEMENT DES PIEUX

I.2.1 Inventaires des charges

Pour le dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux. 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 le cadre de cette étude géotechnique, les charges permanentes et les charges d'exploitations sont fourni par le bureau d'étude structure de la société Matière, le Maitre d'œuvre. Les charges sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 8: Bilan des charges permanentes fournies par le BET

Partie de l'ouvrage	Charge permanente (KN)
Culée C0	2014,9
Pile P1	3682,2
Pile P2	3682,2
Culée C1	2014,9

Tableau 9: Bilan des charges d'exploitation fournie par le BET

Partie de l'ouvrage	Charges QAL(KN)	Charges QF(KN)
Culée C0	826,5	5,36

Pile P1	142,62	17,60
Pile P2	142,62	17,60
Culée C1	826,5	5,36

I.2.2 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont faites à l'ELU et à l'ELS.

a. Etat limite de service

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

$$ELS: G + 1,2QA(L)$$

- Pour les piles P1 et P2

$$Q_{ELS} = 142,62 + 3682,2 \times 1,2 = 3853,344KN$$

$$Q_{ELS} = 3853,344KN$$

- Pour les Culés C0 et C3

$$Q_{ELS} = 2014,9 + 1,2 \times 826,5 = 3006,7KN$$

$$ELS: G + 1,2QA(L)$$

$$Q_{ELS} = 3006,7KN$$

b. Etat limite ultime

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

$$ELU: 1,35G + 1,5QA(L)$$

- Pour les piles P1 et P2

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 3682,2 + 1,5 \times 142,62 = 5184,9KN$$

$$Q_{ELU} = 5184,9 KN$$

- Pour les piles C0 et C3

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 2014,9 + 1,5 \times 826,5 = 3959,86$$

$$ELU: 1,35G + 1,5A(L)$$

$$Q_{ELU} = 5184,9KN$$

Le tableau qui suit donne le résumé des résultats obtenus

Tableau 10: Bilan des surcharges aux états limites

Partie de l'ouvrage	Q _{ELU} (KN)	Q _{ELS} (KN)
Culée C0 ; C3	3959,86	3006,7
Pile P1 ; P2	5184,9	3853,344

I.3 CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DU SOL AU NIVEAU DE LA CULÉE C0 (Φ=1500) AU TOIT DU SUBSTRATUM ROCHEUX À z=15.5M/TN

I.3.1 Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

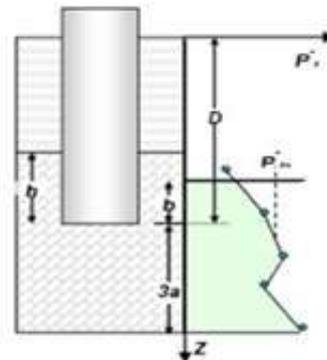
$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_0^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

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

$a = 0.5$ m si $B < 1$ m

$b = \min \{a, h\}$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^*l(z) dz$$

I.3.2 Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$
$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^*l(z) dz$$

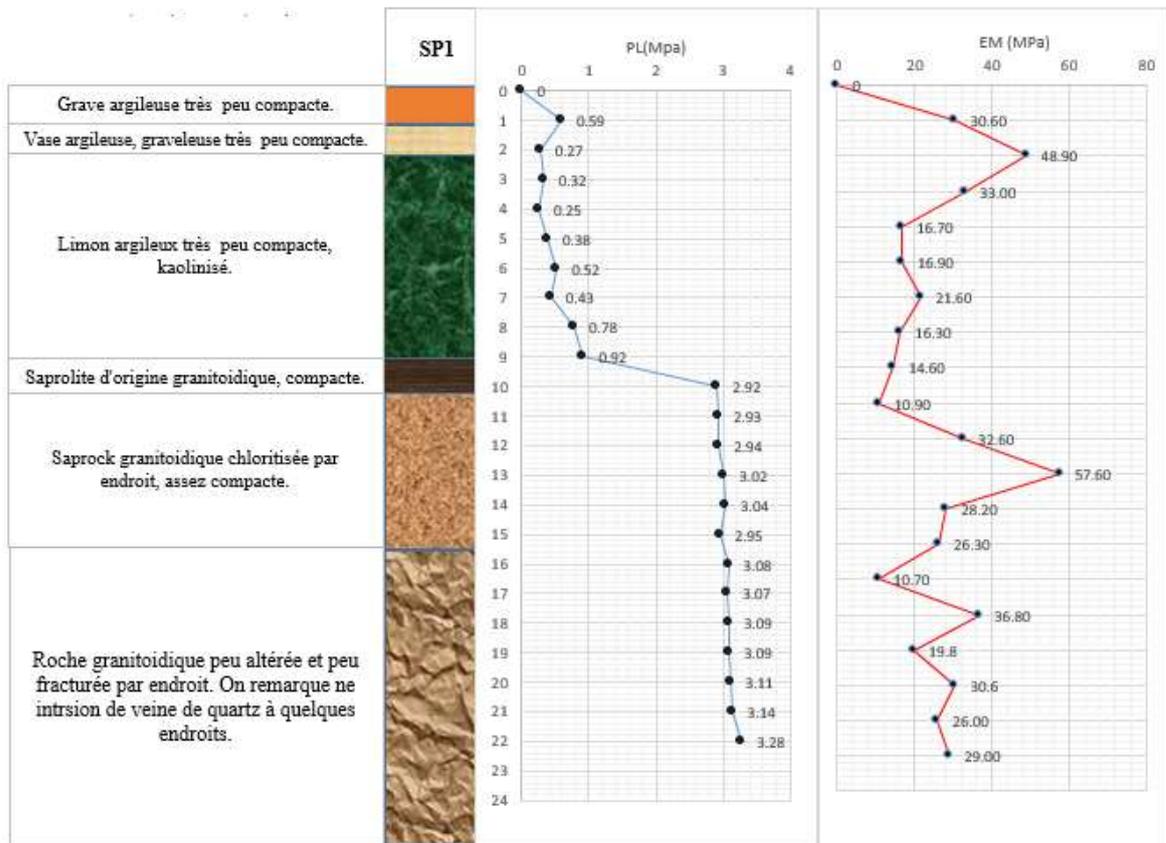
$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse
et $a = 0,5$ et D la profondeur

$h \geq 3\phi = 3 \times 1,5 = 4,5\text{m}$ on prendra $h = 5\text{m}$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 15,5 + h = 15 + 5 = 20,5 \text{ m}$

$D + 3a = 20,5 + 3 \times 0,5 = 22 \text{ m}$ et $D - b = 22 - 0,5 = 21,5$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{22}^{21,5} P^*l(z) dz$$



$$\int_{22}^{21,5} P^*l(z)dz = \frac{3,11 + 3,20}{2} \times 0,5 + 3,09 \times 1,5 = 6,12 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 6,12 = 3,03 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,10 \times 3,03 = 3,34 \text{ MPa}$$

$$q_u = 3,34 \text{ MPa}$$

I.3.3 L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,5^2}{4} = 1,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 1,76 \times 3,34 = 5,893 \text{ MN}$$

$$Q_p = 5,893 \text{ MN soit } 5893 \text{ KN}$$

I.3.4 Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

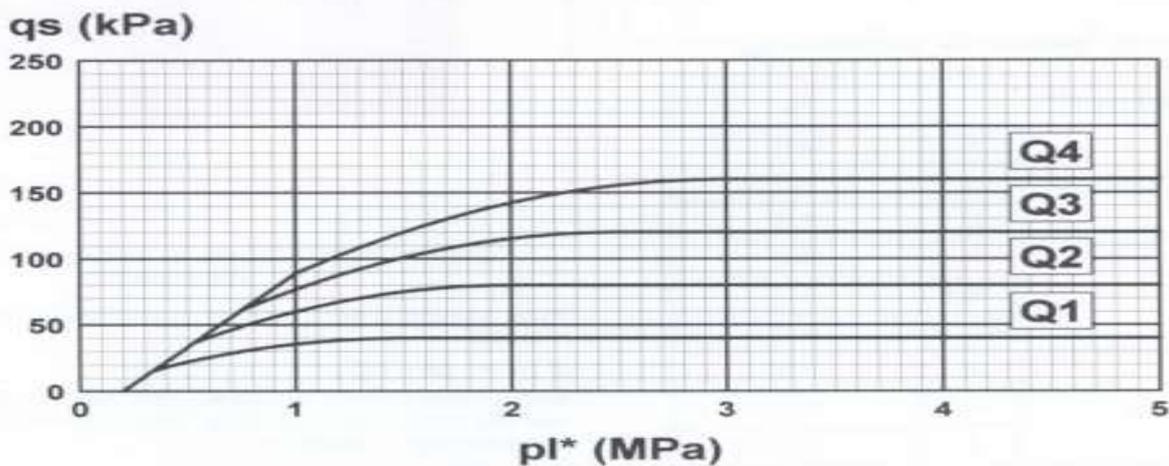
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,75 = 4,71 \text{ m}$



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de pl^* .

– Courbes Q1 à Q4 (n désignant le numéro de la courbe) :

- $q_s = q_{sn} \frac{pl}{pn} \left(2 - \frac{pl}{pn} \right)$ pour $\frac{pl}{pn} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{pl}{pn} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $P_n = (1+0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de Pl^* :

Z (m)	PI*(MPa)	Type de Sol	Courbe Utilisée	pn (MPa)	qsn (MPa)	qs (MPa)
1	0,59	Grave argileuse très peu compacte	Q1	1	0,04	0,033
2	0,27	Vase argileuse graveleuse, très peu compacte	Q1	1	0,04	0,02
3	0,32	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
4	0,25	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,01
5	0,38	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
6	0,52	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
7	0,43	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
8	0,78	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,03
9	0,92	Saprolite d'origine granitodique Compacte	Q1	2	0,04	0,03
10	2,92	Saprolite d'origine granitodique Compacte	Q2	2	0,08	0,08
11	2,93	Saprock granitodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
12	2,94	Saprock granitodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08

13	3,02	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
14	3,04	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
15	2,95	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,04

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = \rho_s \times P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = P \times \int_0^{15} q_s(z) dz + 4,71 \times \int_0^{15} 200 dz = 2972 \text{ KN} .$$

$$Q_s = 2972 \text{ KN soit } 2,972 \text{ MN}$$

▪ **Calcul de la charge limite en compression**

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q = 5893 + 2972 = 8865 \text{ KN}$$

$$Q_u = 8865 \text{ KN}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

$$Q_c = 0,5 \times 5893 + 0,7 \times 2972 = 5027 \text{ KN}$$

▪ **Charge nominale**

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{5027}{1,4} = 3591 \text{ KN soit } 359,1 \text{ tonnes}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{8865}{1,4} = 6332 \text{ KN Soit } 633,2 \text{ tonnes}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée C0 (*cf. tableau 13*).

I.4 CALCUL DU NOMBRE DE PIEUX

Dans cette partie il s'agit de trouver les dimensions de la semelle et proposer un nombre de pieux correspondants.

I.4.1 Dimensions de la semelle

Les dimensions de la semelle nous permettent de déterminer les nombres de file de pieux qui sont liés au schéma mécanique de résistance. Il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui, cette file risque d'être plus chargée que les autres, ce qui la conduit à suivre le phénomène de tassement.

- Choix de l'entraxe des pieux de C0

Un espacement trop grand entre pieux influence de manière non négligeable le volume de la semelle de répartition. Cependant, un espacement trop faible présente des inconvénients majeurs tant à l'exécution (remontée ou rupture de pieux voisins au battage), c'est pourquoi, il est communément admis que l'entraxe des pieux varie de 2,5 à 3 Φ pour éviter l'effet de groupe.

L'entraxe variant entre 2,5 à 3 Φ . On retiendra comme valeur de l'entraxe entre les pieux :

$$d = 3 \Phi = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ m.}$$

- **Hauteur de la semelle**

L'épaisseur de la semelle est fonction de l'entraxe des pieux. Elle est donnée par la formule suivante : $h \geq d / 2,5$

d : entraxe des pieux

$$h \geq 1,8 \text{ m donc on prend } h = 2 \text{ m}$$

- **Longueur de semelle**

La longueur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$L \geq (N-1) \times l^* + 2 \Phi$$

Généralement, on a : $l^* = 3\Phi$. Alors on a : $L \geq (3N-1) \Phi$

$$N=2 \text{ rangés d'où } L \geq 5 \Phi = 5 \times 1,5 = 8 \text{ on choisit } L = 8 \text{ m}$$

- **Largeur de la semelle**

La largeur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$l \geq (N-1) \times l^* + 2 \Phi$$

N= 1 files

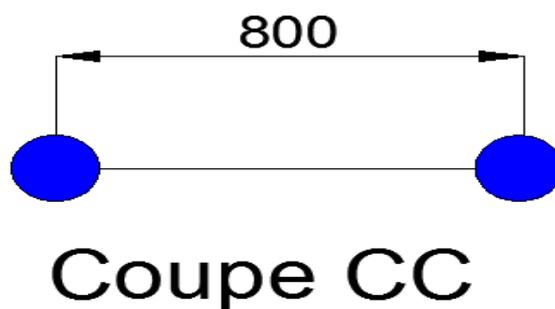
Généralement, on a : $l^* = 3\Phi$. Alors on a : $L \geq (3N-1) \Phi$

$l \geq 3$ on va prendre $l = 4m$

Le choix du nombre des pieux résulte d'une optimisation globale de la fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique. En règle générale, il est préférable un nombre limité de pieux de fort diamètre plutôt qu'une forêt de petits pieux. L'espace optimal entre pieux est de 3Φ ; afin de permettre une application optimale par la méthode des bielles comprimées, en fonction de l'inclinaison des bielles, qui dépend elle-même du diamètre des pieux et de leur espacement.

La longueur et la largeur retenue sont respectivement **L=8 m et l=4**

I.4.2 Disposition des pieux C0



I.5 VÉRIFICATION DU GROUPE DE PIEUX

I.5.1 Calcul de l'efficacité du groupe de pieux

La formule de converge la barre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux. Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe excepté la longueur des pieux.

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

Avec :

B : diamètre des pieux

d : entraxe des pieux

m : nombre de rangées.

n : nombre de colonnes de pieux

Pour les pieux sous culées et sous files de semelles doubles, on prévoit quatre pieux répartis selon la configuration 1 ci-dessous (voir figure ci-dessous). Dans ce cas on a

$$B=1,5 ; D= 4,5 ; m=2 ; n=1$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{1,5}{4,5}\right)}{\pi/2} \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{2}\right) = 0,91 \text{ soit } 91\%$$

On remarque que l'efficacité est bonne car proche de 100%, donc la disposition des pieux est bonne.

I.5.2 Estimation du tassement d'un groupe

Les pieux dimensionnés reposent sur le substratum rocheux. Par conséquent, les tassements sont négligeables.

I.5.3 Calcul d'armatures

I.5.3.1 Armatures longitudinales

Selon les recommandations du fascicule 62 titre v : les cages d'armatures des pieux de section circulaires sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cercles ou hélices.

La section minimale des armatures longitudinales est $A_{\min}=0,005 \times \pi \times B^2/4$

- Pour les pieux C0 ; C1 de diamètre 1,5 m on a $A_{\min}=0,008835 \text{ m}^2$ soit $88,35 \text{ cm}^2$ ce qui nous conduit à choisir une section d'acier de **18HA25** qui correspond à une section d'acier totale égale à **88,36cm²** avec un espacement de 10cm entre nu
- Pour les pieux P1 ; P2 de diamètre 1,8 m on a $A_{\min}=0,0127\text{m}^2$ soit 127cm^2 on choisit **18HA32** totalisant **144,75 cm²** avec un espacement de 28cm entre nu.

I.5.3.2 Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal aux quatre dixième du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6mm. Les recommandations sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11: diamètre d'armature transversale

<i>Φarmatures longitudinales</i>	12-14	16	20	25	32
<i>Φarmatures transversales</i>	6-8	8-10	12-14	12-14	16

D'après le tableau on choisit des armatures transversales en cercle de Φ 16 avec un écartement inférieur à 15 fois le diamètre des armatures longitudinales et un maximum de 35 cm, on choisit un espacement de **35 cm**.

Tableau 12: Récapitulatif des efforts

APPUIS	Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu Z (m)	Ple*(MPa)	qu (MPa)	Qp (t)	QS (t)	Qu (t)	Charge nominale		Effort en tête du pieu		Observations
								Q(ELU) combinaison d'action fondamentale (t)	Q(ELS) combinaison quasi permanentes (t)	QELU(t)	QELS(t)	
Culée C0	1,5	15,00	3,03	3,34	589,30	297,20	886,20	633,20	359,10	395,98	300,67	Vérifiée
Pile P1	1,8	12,00	2,92	3,21	816,00	260,50	1076,50	768,90	421,70	518,49	385,33	Vérifiée
Pile P2	1,8	10,00	3,15	3,46	880,40	161,20	1041,50	744,00	395,00			Vérifiée
Culée C3	1,5	17,00	2,45	2,70	476,00	438,00	914,00	652,90	389,00	395,98	300,67	Vérifiée

Les pieux dimensionnés reprennent les efforts transmis en tête des pieux. Les conditions de reprise de charge sont donc vérifiées

CHAPITRE 5 : EXECUTION DES TRAVAUX

I.1 PREPARATIF D'EXECUTION DES TRAVAUX

I.1.1 Organisation des travaux

Selon la situation du chantier et les implantations des pieux, 2 foreuses seront employées pour les travaux de forage. Pour l'avancée des travaux, Le projet peut nécessiter l'amenée de matériels lourds pour le terrassement, impliquant la création de plateformes de portance correcte. Il est préférable d'utiliser des engins chenillés car la portance sera probablement faible au retour de séquences pluvieuses et à la suite des remaniements du site.

I.1.2 Documents nécessaires pour les travaux

Les travaux nécessiteront les plans suivants : Plan d'implantation des pieux, les plans de coffrage de pieux et plans de ferrailage des pieux, Ainsi que le rapport de reconnaissances géotechniques de l'étude, les tableaux d'exécution et tableaux de réception des travaux.

I.1.3 Travaux de terrassements

Les matériaux concernés sont des matériaux de sont ceux issus du forage et réglage de la plateforme, Nous conseillons :

- Le décapage de l'horizon sera stocké, fermé et réemployé en tant que tel
- Le terrassement se fera à la pelle mécanique en rétro, godet bien à plat pour ne pas remanier les arases terrassées.

Nous préconisons la réalisation des terrassements en situation météo favorable (absence de pluie). En cas de météo défavorable, compte tenu de la sensibilité des sols support, nous préconisons l'arrêt du chantier. Les arases devront être réceptionnées par les géotechniciens du laboratoire du LNBTP, afin de vérifier l'absence d'anomalie et de guider des purges complémentaires éventuelles.

I.2 DISPOSITION D'ASSAINISSEMENT ET DE DRAINAGE

On envisagera en phase travaux de régler les pentes pour permettre l'écoulement des eaux vers un drainage périphérique provisoire, ou intégrer au drainage définitif.

En phase définitive, on prévoira la mise en place d'un drainage périphérique dont l'exutoire sera à définir par l'équipe-projet. On interdira toute infiltration dans l'environnement des fondations.

Compte tenu de la sensibilité des sols à l'eau, on veillera au non infiltration des eaux de surface par l'imperméabilisation des surfaces et on veillera à modeler les terres de façon à écarter le ruissellement des ouvrages en périphérie des constructions.

Ce drainage périphérique devrait être effectué en respectant les principes de base suivants :

- Matériaux d'apports granulaires drainants sur toute la hauteur de la tranchée, exception faite de la Terre Végétale qui peut la recouvrir en surface (à condition d'y intercaler un géotextile anti-contaminant)
- Protection intégrale du matériau drainant à l'aide de géotextile anti-contaminant, de manière à empêcher son colmatage à moyen et long terme par entraînement hydraulique des fines des sols encaissants (Terre Végétale supérieure comprise).
- Mise en place d'un drain à côté de la fondation, au niveau du débord latéral, en imperméabilisant le fond de fouille
- Raccordement du drain à un exutoire. Il est exclu de réinfiltrer les eaux dans l'environnement des fondations.

Les arases sous la couche de forme des dallages seront en pente vers le réseau périphérique pour éviter tout phénomène de stagnation.

I.3 EXECUTION DES PIEUX FORES

L'exécution des pieux forés nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse : les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage, les tarières creuses avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton), et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage

Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m. Ils sont donc à proscrire dans le cadre de ce projet.

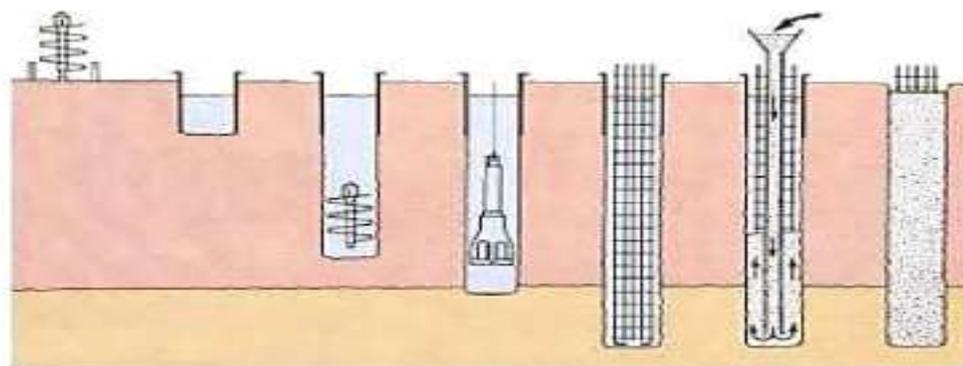


Figure 12: schéma d'exécution des pieux forés

I.4 SECURITE ET HYGIENE

Le chef de mission préside et organise la coordination de l'équipe hygiène et sécurité pour le contrôle des règles d'hygiène et sécurité (doter la main d'œuvre en équipements de protection individuelle appropriés, mettre en place des balises et panneaux de signalisation de chantiers autour des zones risque ou zones dangereuses), la gestion du matériel doit être rangés dans l'ordre et les appareils doivent faire un contrôle au préalable.

I.5 PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (PGES)

Le Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) qui constitue un rapport séparé, sera structuré en quatre phases (phase de préparation, phase de construction, phase d'exploitation et d'entretien et phase de cessation d'activités), permettra de gérer de façon optimale l'ensemble des impacts du Projet sur l'environnement de ses zones d'influence.

La mise en œuvre du PGES nécessitera le recrutement d'un Responsable Environnement par l'Entreprise en charge des travaux et un Expert HSSE par la Mission de Contrôle, afin de veiller au respect des mesures de protection de l'environnement préconisées, et d'intervenir rapidement pour régler les éventuels cas d'imprévis.

CHAPITRE 6 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

Le devis quantitatif et estimatif a pour objectif de donner au Maître d'ouvrage une idée réelle du coût d'exécution de son projet. La connaissance de ce coût lui permettra de budgétiser le projet et/ou de rechercher d'éventuel financement extérieur. Le tableau suivant résume le montant global des travaux de la campagne géotechnique effectué.

Tableau 13: Devis estimatif et quantitatif de la mission géotechnique

CONSTRUCTION DU PONT DE BOUDIERI (4 APPUIS)					
CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE : MISSION G12					
DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF					
N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
I. MOBILISATION/DEMOBILISATION					
I.1.	Amenée et repli du matériel et du personnel depuis Ouagadougou au site sur 1724,42 km	ft	1	3100000	3100 000
<i>Sous total I</i>			3 100 000 XOF		
II. ESSAIS IN SITU					
II.2	Essai au pressiomètre Ménard				9 860 000 XOF
II.2.1	Mise en station sur point de sondage destructif	u	4	35 000	140 000
II.2.1	Forage de 0,0 à 10,0m de profondeur/TN au plus	ml	40	50 000	2 000 000
II.2.2	Forage de 10,0 à 20,0m de profondeur/TN au plus	ml	40	60 000	2 400 000
II.2.3	Forage de 20,0 à 30,0m de profondeur/TN au plus	ml	36	70 000	2 520 000
II.2.4	Essai pressiométrique tous les 1,0m de 0,0 à 10,0 de profondeur/TN au plus	u	40	35 000	1 400 000
II.2.5	Essai pressiométrique tous les 1,0m de 10,0 à 20,0 de profondeur/TN au plus	u	35	40 000	1 400 000
II.3	Sondage carotté				2 960 000 XOF
II.3.1	Mise en station sur point de sondage carotté	u	2	40 000	80 000
II.3.2	Carottage dans le sol meuble ou roche tendre de 0,00 à 10,00 m/TN de profondeur avec prélèvement d'échantillons	ml	40	60 000	2 400 000
II.3.3	Sondage carotté dans la roche saine	ml	4	120 000	480 000
<i>Sous total II</i>			12 820 000 XOF		
III. ESSAIS EN LABORATOIRE					

III.1	Identification visuelle, teneur en eau	u	4	7 500	30 000
III.2	Analyse granulométrique par tamisage	u	6	30 000	180 000
III.3	Analyse granulométrique par sédimentation	u	6	35 000	210 000
III.4	Limites d'Atterberg	u	6	25 000	150 000
III.5	Equivalent de sable	u	6	15 000	90 000
III.6	Mesure de densité apparente	u	4	20 000	80 000
III.7	Essai mécanique de compressibilité à l'odomètre	u	6	90 000	540 000
III.8	Essai de cisaillement rectiligne direct	u	4	70 000	280 000
Sous total III			1 560 000 XOF		
VI. LIVRABLES					
IV.2	Rapport mission géotechnique G12	ft	1	2 500 000	2 500 000
Sous total IV			2 500 000 XOF		
TOTAL GENERAL HT			19 980 000		
TVA (18%)			3 596 400		
TOTAL GENERAL TTC (F CFA)			23 576 400		

Le coût global de la campagne géotechnique du projet est estimé à :

Vingt-trois millions cinq cent soixante-seize mille quatre cent F.CFA TTC

CONCLUSION

La présente étude avait pour objectif de proposer pour un ouvrage d'art, des fondations capables de supporter les charges et surcharges de l'ouvrage ainsi que les risques d'instabilités qui seraient engendrés par le sol en place vis-à-vis des charges de l'ouvrage. Cette étude à caractère géotechnique, est une mission de type G12 mené par le LNBTP au sens de la norme NFP 94.500 relatives à l'élaboration et à la réalisation des projets géotechniques, pour le compte de l'Entreprise SORUBAT dans le cadre de l'étude de sol et fondation d'un ouvrage d'art située à boudiéri.

Nous proposons donc les fondations profondes sur pieux forés à la boue suivante :

- 02 pieux de 15 m de longueur et de diamètre 1500mm pouvant supporter jusqu'à 359,10 tonnes pour la culée C0 ;
- 02 pieux de 17m de longueur et de diamètre 1500mm pouvant supporter jusqu'à 389,00 tonnes pour la culée C3 ;
- 02 pieux de 12m de longueur et de diamètre 1800mm pouvant supporter jusqu'à 421,70 tonnes pour la pile P1 ;
- 02 pieux de 10m de longueur et de diamètre 1800mm pouvant supporter jusqu'à 395,00 tonnes pour la pile P2.
- des sections des sections d'acier nous donnent **18HA25** pour C0 et C1 ; **18HA32** pour P1et P2.

Tout cela a été rendu possible grâce d'une part à une documentation bien fournie mais aussi à l'aide des ingénieurs spécialistes ou expérimentés en géotechnique.

Afin que ce projet réponde aux exigences pour lesquels il est destiné, il est nécessaire qu'un certain nombre d'éléments soient respectés. Ainsi nous recommandons :

- Un meilleur suivi des travaux lors de la mise en œuvre des pieux ;
- L'entreprise devra signaler toutes modification qui pourrait changer la destination de l'ouvrage ou l'ensemble de la structure ;
- Effectuer des tests d'auscultations soniques selon NF P94-160-1 pour au moins 4 combinaisons par pieu après mise en œuvre afin de s'assurer de leur bonne exécution.
- Des essais de chargement statique sur les pieux selon NF P 94-150-1 pour évaluer la capacité portante des pieux après leur mise en œuvre.

Bibliographie

- [1]_ ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTATION (NF P 94-057)
- [2]_ _ ANALYSES GRANULOMETRIQUES PAR TAMISAGE (NF P 94-056)
- [3]_ CALCUL DES FONDATIONS PROFONDES FASCICULE 62 TITRE V P 94 – 262
- [4]_ CONSOLIDE SUR SOL SATURE (XP CEN ISO-TS 17892-8 / XP CEN ISO-TS 17892-9)
- [5]_ DESCRIPTION – IDENTIFICATION – DENOMINATION DES SOLS SUIVANT LA NORME
NF P 94-011
- [6]_ EQUIVALENT DE SABLE (NF P 18-597)
- [7]_ ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD, RECONNAISSANCE ET ESSAIS DE SOL, (NF P 94
- 110-1/NF EN ISO 22476-4);.
- [8]_ ESSAI MECANIQUE DE CISAILLEMENT RECTILIGNE (NF P 94-071-1)
- [9]_ ESSAI TRIAXIAL NON CONSOLIDE NON DRAINE / ESSAI TRIAXIAL
- [10]_ ESSAI MECANIQUE DE COMPRESSIBILITE A L'ODOMETRE (NF P94-090-1)
- [11]_ FORAGE EN CAROTTAGE CONTINU SUIVANT LA NORME (XP 94-202 et/ou NF-EN-ISO-
22475-1)
- [12]_ MESURE DE LA DENSITE APPARENTE DES SOLS (NF P 94-053)
- [13]_ MESURES DES LIMITES D'ATTERBERG (NF P 94-051)
- [14]_ MESURES DE TENEUR EN EAU NATURELLE (NF P 94-050)
- [15]_ M. TALEB Mohammed, et M. BENHABIB. « Analyse et interprétation des essais
pressiométriques », 2020 2019.
- [16]_ Moumouni IBRAHIM MOUMOUNI. « CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE
FONDATIONS : Cas de l'échangeur Mali Béro de Niamey », 2013 2012.

[17]_ KONE FATOUMATA. « Suivi piézométrique au Burkina Faso : Bilan de Vingt Années d'observations », 2002.

[18]_ Pr NGAPGUE F. *cours de géotechnique : Fondations et soutènements*, 2015.

ANNEXES

ANNEXE 1 : CALCUL DE L'EFFORT MOBILISABLE SOUS LA POINTE DES PIEUX

ANNEXE 2 : LES HYPOTHESES DE CALCUL DE PORTANCE NON VERIFIE.

ANNEXE 3 :PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUES

ANNEXE 4 :IMAGES DES ECHANTILLONS CARROTE ET DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

ANNEXE 1 Essais préssiométriques Ménard

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages ont permis d'établir les tableaux regroupent les valeurs des pressions limites nettes et modules pressiométriques suivants :

- Essai pression SP1 :

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

Z	P1*	Em
1	0,59	6,58
2	0,27	4,89
3	0,32	3,38
4	0,25	2,80
5	0,38	4,27
6	0,52	4,04
7	0,43	6,81
8	0,78	6,36
9	0,92	5,91
10	2,92	87,90
11	2,93	61,90
12	2,94	117,00
13	3,02	55,60
14	3,04	73,40
15	2,95	104,00
16	3,08	144
17	3,07	138
18	3,09	87,2
19	3,09	137
20	3,11	130
21	3,11	126

- Essai pression SP2 :

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

Z	Pl*	Em
1	0,39	5,97
2	0,25	4,52
3	0,56	7,48
4	0,48	8,81
5	1,15	11,50
6	0,68	10,60
7	1,28	22,70
8	1,48	57,70
9	1,39	11,90
10	2,68	59,40
11	3,03	52,80
12	2,86	48,00
13	2,94	115,00
14	2,95	16,00
15	3,17	90,60
16	3,6	128
17	2,7	148

– Essai pression SP3 :

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

Z	Pl*	Em
1		
2	0,63	4,60
3	0,58	4,13
4	0,88	11,50
5	0,57	13,60
6	0,58	11,90
7	0,87	8,34
8	1,35	14,60
9	1,20	12,50
10	3,40	73,70
11	3,05	63,80
12	2,99	197,00
13	3,07	147,00
14	3,09	123,00
15	3,09	108,00
16	2,98	108
17	3,28	145
18	2,93	179
19	3,03	179
20	2,9	93,1

– Essai pression SP4 :

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

Z	PI*	E
1	1,43	30,60
2	2,99	48,90
3	2,03	33,00
4	1,22	16,70
5	1,05	16,90
6	1,33	21,60
7	1,08	16,30
8	2,05	14,60
9	2,90	10,90
10	3,60	32,60
11	3,70	57,60
12	3,80	28,20
13	3,20	26,30
14	2,60	10,70
15	1,23	36,80
16	1,5	19,8
17	2,45	30,6

Tableau 14: Résultats des essais au laboratoire

Sondage	Profondeur	Nature des matériaux	Essais de cisaillement		Essais à l'œdomètres			Densité apparente humide	Teneur en eau naturelle
			c	φ	c_e	σ_p	e_o	$\gamma h(kN/m^3)$	$W_n(\%)$
SC1	3m	Limon argileux peu compact	0,02	42	0,142	0,47	0,597	21,53	11,56
	8m	Limon argileux peu compact	0,05	38	0,216	0,96	1,008	18,56	26,34
SC2	3m	Limon argileux peu compact Kaolinisé Compact	0,23	35	0,271	0,47	0,723	20,78	20,7
	6m	Limon Argileux peu Compact Kaolinisé	0,11	41	0,13	0,64	0,55	21,3	15,09
SC3	5,50 à 6,00m	Limon argileux peu compact			0,093	0,72	0,612		

	4,00 m	Limon argileux peu compact Kaolinisé			0,086	0,15	0,553		
SC4	3m	Limon argileux peu compact	0,04	39	0,108	0,55	0,561	19,7	27,59
	5m	Limon argileux peu compact	0,33	9	0,093	0,56	0,509	21,2	19

Tableau 15: Résultats des essais au d'indentification

Sondage	Profondeur (mm)	Nature des matériaux	Analyse granulométrique		Limites D'Atterberg			Classification Selon HRB
			inf à 80 μ m %	inf à 1 mm %	w _L	w _p	IP _o	
SC1	300/ 400	Limon argileux	75	97	19	10	9	A-4(0)
	600/700	Sable Argileux	50	94	20	10	10	A-4(0)
SC4	100/200	Grave Argileux latéritique	96	98	29	15	14	A-4-6(0)
	300/600	Limon argileux	74	90	28	13	15	A-4-6(0)

Ces essais d'identifications permettent l'étude des matériaux qui serviront pour remblai au niveau culée C0 et C3 pour éviter des surcharges sur fondation.

ANNEXE 2: Calcul de l'effort mobilisable sous la pointe des pieux

Calcul des efforts mobilisable sous pieu de la Culée C0 (Φ=1500) au toit du substratum rocheux à z=15,5m/TN

A.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

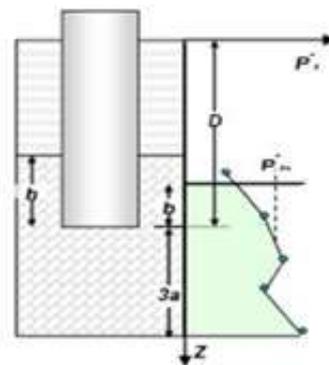
k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1$ m
 $a = 0.5$ m si $B < 1$ m
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

A-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

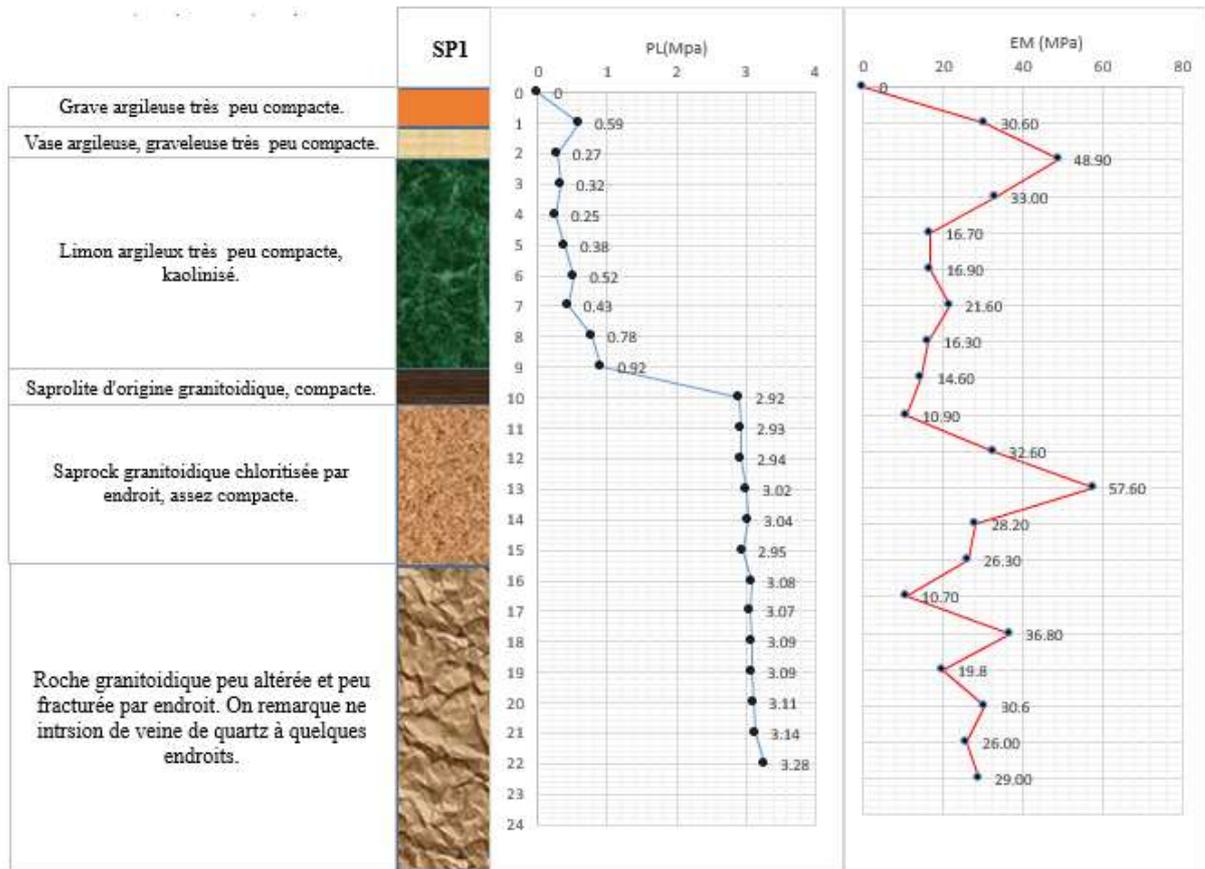
$$q_u = k_p Pl_e^*$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse et $a = 0,5$ et D la profondeur

$$D + 3a = 20 + 3 \times 0,5 = 21,5 \text{ m et } D - b = 20 - 0,5 = 19,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{19,5}^{21,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{19,5}^{21,5} P^* l(z) dz = \frac{2,95 + 3,08}{2} \times 0,5 + 3,08 \times 1,5 = 6,12 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 6,12 = 3,03 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,10 \times 3,03 = 3,34 \text{ MPa}$$

$$q_u = 3,34 \text{ MPa}$$

A-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,5^2}{4} = 1,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 1,76 \times 3,34 = 5,893 \text{ MN}$$

$$Q_p = 5,893 \text{ MN soit } 5893 \text{ KN}$$

A.2 - Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

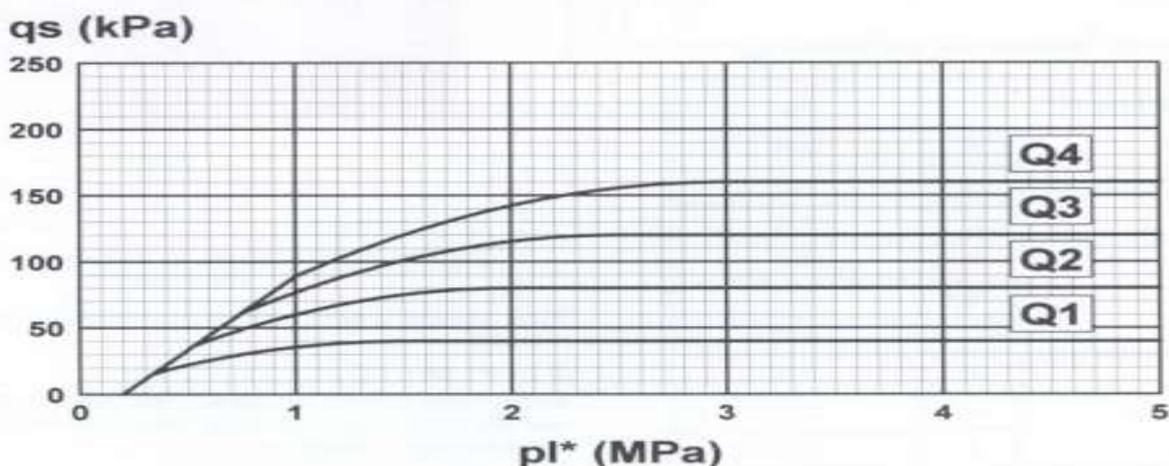
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec **P** : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

qs : le frottement latéral unitaire limite.

$$P : \text{périmètre du pieu} : P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,75 = 4,71 \text{ m}$$



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de PI^* :

– Courbes Q1 à Q4 (n désignant le numéro de la courbe) :

- $q_s = q_{sn} \frac{PI}{pn} \left(2 - \frac{PI}{Pn} \right)$ pour $\frac{PI}{Pn} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{PI}{Pn} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $Pn = (1+0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de PI^* :

Z (m)	PI*(MPa)	Type de Sol	Courbe Utilisée	pn (MPa)	qsn (MPa)	qs (MPa)
1	0,59	Grave argileuse très peu compacte	Q1	1	0,04	0,033
2	0,27	Vase argileuse graveleuse, très peu compacte	Q1	1	0,04	0,02
3	0,32	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
4	0,25	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,01
5	0,38	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
6	0,52	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
7	0,43	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,02
8	0,78	Limon argileux très peu compact, koalinisé	Q1	1	0,04	0,03

9	0,92	Saprolite d'origine granitiodique Compacte	Q1	2	0,04	0,03
10	2,92	Saprolite d'origine granitiodique Compacte	Q2	2	0,08	0,08
11	2,93	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
12	2,94	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
13	3,02	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
14	3,04	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,08
15	2,95	Saprock granitiodique chloritisée par endroit, assez compacte.	Q2	2	0,08	0,04

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = \rho_s \times P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = P \times \int_0^{15} q_s(z) dz + 4,71 \times \int_0^{15} 200 dz = 2972 \text{ KN} .$$

$$Q_s = 2972 \text{ KN soit } 2,972 \text{ MN}$$

▪ **Calcul de la charge limite en compression**

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q = 5893 + 2972 = 8865 \text{ KN}$$

$$Q_u = 8865 \text{ KN}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

$$Q_c = 0,5 \times 5893 + 0,7 \times 2972 = 5027 \text{ KN}$$

▪ **Charge nominale**

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{5027}{1,4} = 3591 \text{ KN soit } 359,1 \text{ tonnes}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{8865}{1,4} = 6332 \text{ KN Soit } 633,2 \text{ tonnes}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée C0 (*cf. tableau 13*).

B-Calcul des efforts mobilisables sous pieu de la Culée C3($\Phi=1500\text{mm}$) au toit du substratum rocheux à $z=17\text{m}/\text{TN}$

B.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

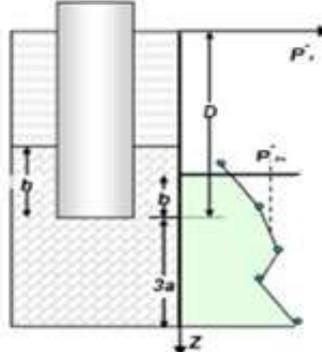
k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$
 $a = 0.5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

B-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

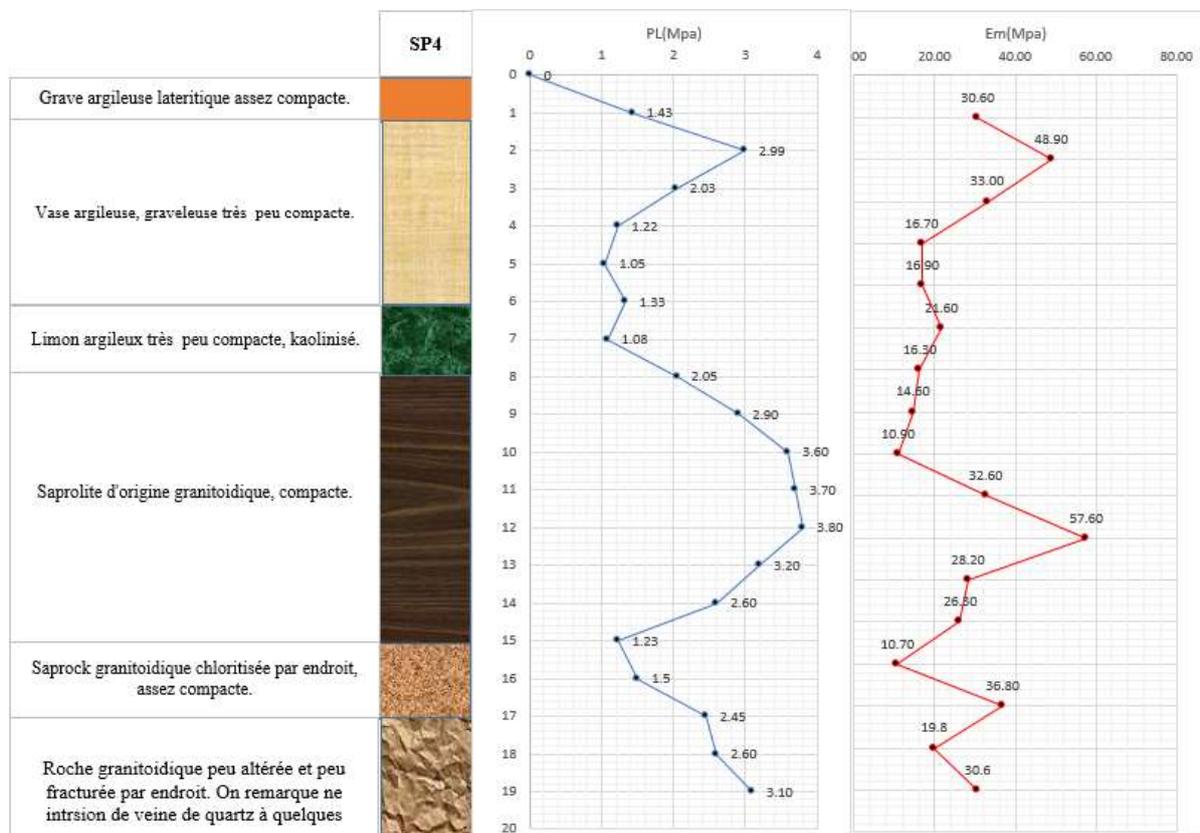
$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse et $a=0,5$ et D la profondeur

$h \geq 3\phi = 3 \times 1,5 = 4,5\text{m}$ on prendra $h = 5\text{m}$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 17 + h = 17 + 5 = 22 \text{ m}$

$D+3a = 22 + 3 \times 0,5 = 23,5 \text{ m}$ et $D-b = 22 - 0,5 = 21,5$



$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{22,5}^{23,5} P^* l(z) dz$$

$$\int_{22,5}^{23,5} P^* l(z) dz = \frac{3,18 + 2,45}{2} \times 0,5 + 1,5 \times 3,50 = 4,9 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 4,9 = 2,45 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,10 \times 2,45 = 2,70 \text{ MPa}$$

$$q_u = 2,70 \text{ MPa}$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 2^2}{4} = 3,14 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 3,14 \times 2,70 = 8,48 \text{ MN}$$

$$Q_p = 8,48 \text{ MN soit } 8480 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

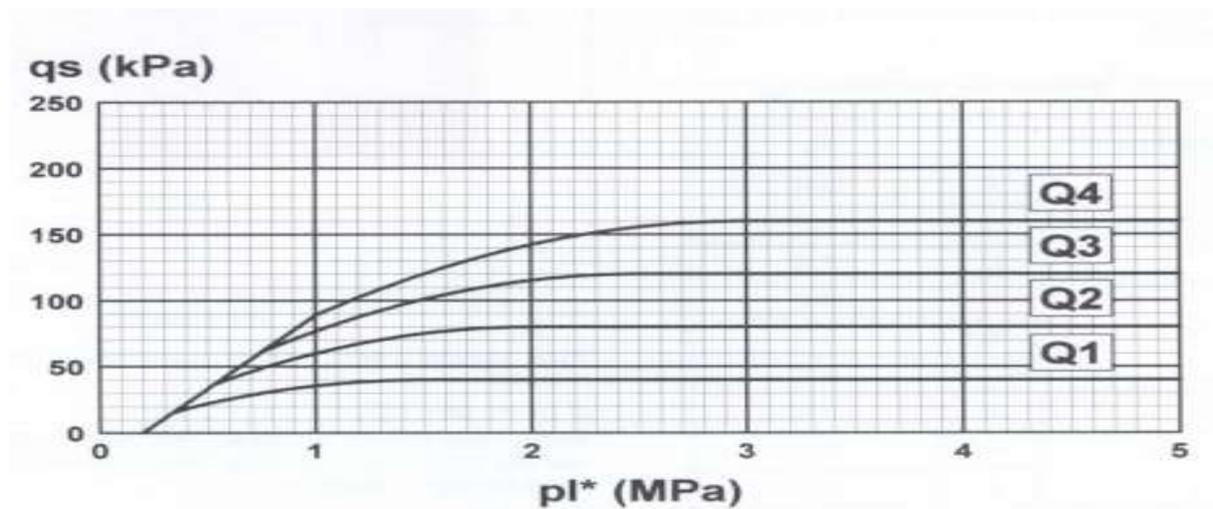
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

qs : le frottement latéral unitaire limite.

$$P : \text{périmètre du pieu} : P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,75 = 4,71 \text{ m}$$



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q1 et Q2

- $q_s = q_{sn} \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right)$ pour $\frac{p_l}{p_n} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{p_l}{p_n} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $P_n = (1+0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de P_l^* :

Z (m)	Pl*(MPa)	Type de Sol	Courbe Utilisée	Pn(MPa)	Qsn(MPa)	Qs (MPa)
1	1.43	Grave argileuse latéritique assez compacte	Q1	1	0,04	0,04
2	2.99	Vase argileuse assez compacte	Q1	1	0,04	0,04
3	2.03	Argile latéritique assez compacte, assez graveleuse plus intrusion de galets de quarts	Q1	1	0,04	0,04
4	1.22	Limon argileux compact	Q1	1	0,04	0,04
5	1.05	Limon argileux compact	Q1	1	0,04	0,04
6	1.33	Limon argileux compact	Q1	1	0,04	0,04
7	1.08	Sable argileux	Q1	1	0,04	0,04

		Compact				
8	1,3	Sable argileux Très peu compact	Q1	1	0,04	0,04
9	1,02	Saprolite d'origine granitodique compacte.	Q2	2	0,08	0,08
10	1.08	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,08
11	0.88	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,08
12	1.09	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,08
13	1.24	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,08
14	1.26	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,04
15	1.23	Saprolite d'origine granitodique compacte	Q2	2	0,08	0,04
16	1.49	Saprock granitodique assez compacte	Q2	2	0,08	0,04
17	1.45	Saprock granitodique assez compacte	Q2	2	0,08	0,02

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = \rho_s \times P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = P \times \int_0^{17} q_s(z) dz + 4,71 \times \int_0^{17} 228 dz = 4380 \text{ KN} .$$

$$Q_s = 4380 \text{ KN soit } 4,380 \text{ MN}$$

- **Calcul de la charge limite en compression**

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_P + Q_S$$

$$Q_u = 4760 + 4380 = 9140 \text{ KN}$$

$$Q_u = \mathbf{9140 \text{ KN}}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_C = 0,5Q_P + 0,75Q_S$

$$Q_C = 0,5 \times 4760 + 0,75 \times 4380 = \mathbf{5446 \text{ KN}}$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33Q_p + 0,5Q_s$

$$Q_u = 0,33 \times 4760 + 0,5 \times 4380 = \mathbf{4750 \text{ KN}}$$

▪ Charge nominale

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{5446}{1,4} = \mathbf{3890 \text{ KN soit } 389 \text{ tonnes}}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{9140}{1,4} = \mathbf{6529 \text{ KN Soit } 652,9 \text{ tonnes}}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée C1 (*cf. tableau 13*)

C-Calcul des efforts mobilisables sous le pieu ($\Phi=1800$) de la pile P1 au toit du substratum rocheux à $z=12\text{m}/\text{TN}$

C.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

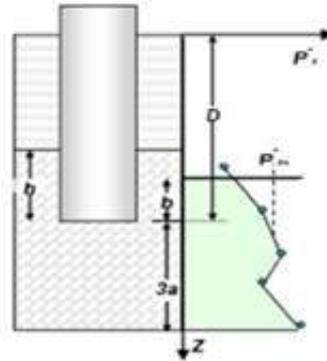
k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1$ m
 $a = 0.5$ m si $B < 1$ m
 $b = \min(a, h)$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

C-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

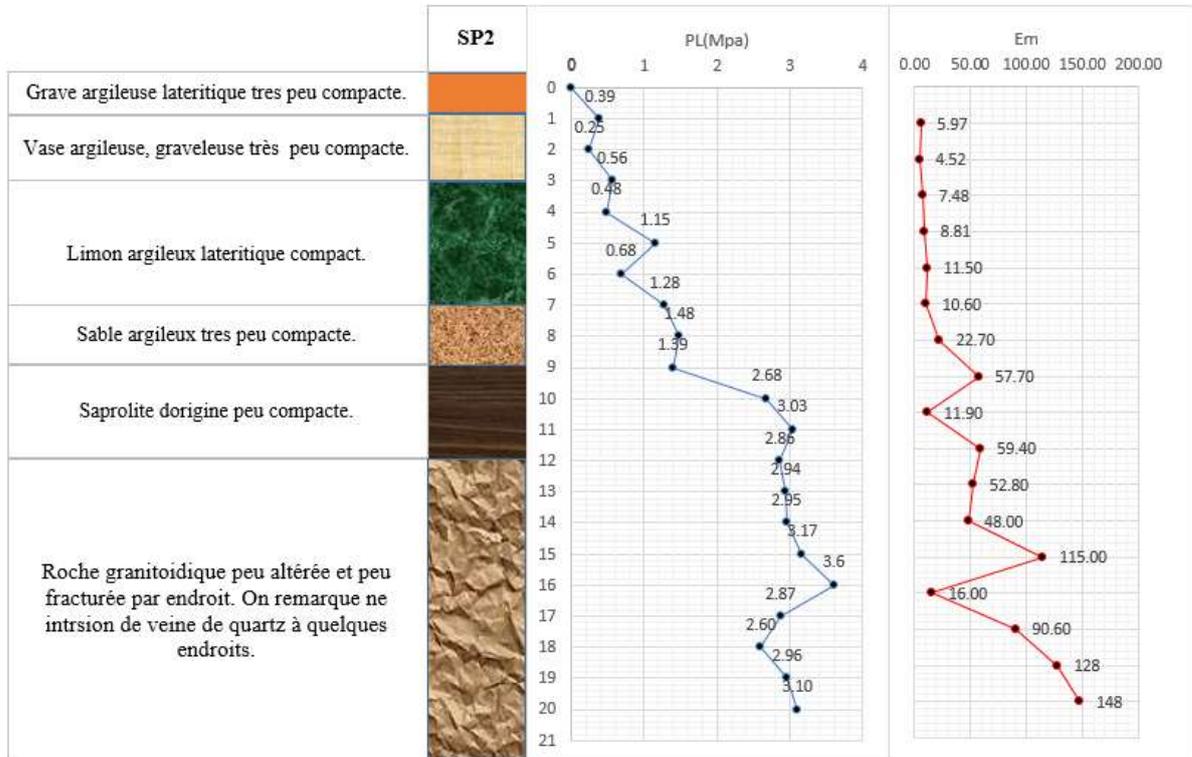
$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse et $a = 0,5$ et D la profondeur

$h \geq 3\phi = 3 \times 1,8 = 5,4$ m on prendra $h = 6$ m

D : hauteur d'encastrement ; $D = 12 + h = 12 + 6 = 18$ m

$$D+3a = 18+3 \times 0,5 = 19,5 \text{ m et } D-b = 18-0,5 = 17,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{17,5}^{19,5} P^*l(z)dz$$



$$\int_{17,5}^{19,5} P^*l(z)dz = \frac{2,70 + 2,60}{2} \times 0,5 + \frac{2,80 + 2,60}{2} \times 1,5 = 5,84 MPa$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 5,84 = 2,92 MPa$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,1 \times 2,92 = 3,21 MPa$$

$$q_u = 3,21 MPa$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,8^2}{4} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 2,54 \times 3,21 = 8,160 \text{ MN}$$

$$Q_p = 8,160 \text{ MN soit } 8160 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

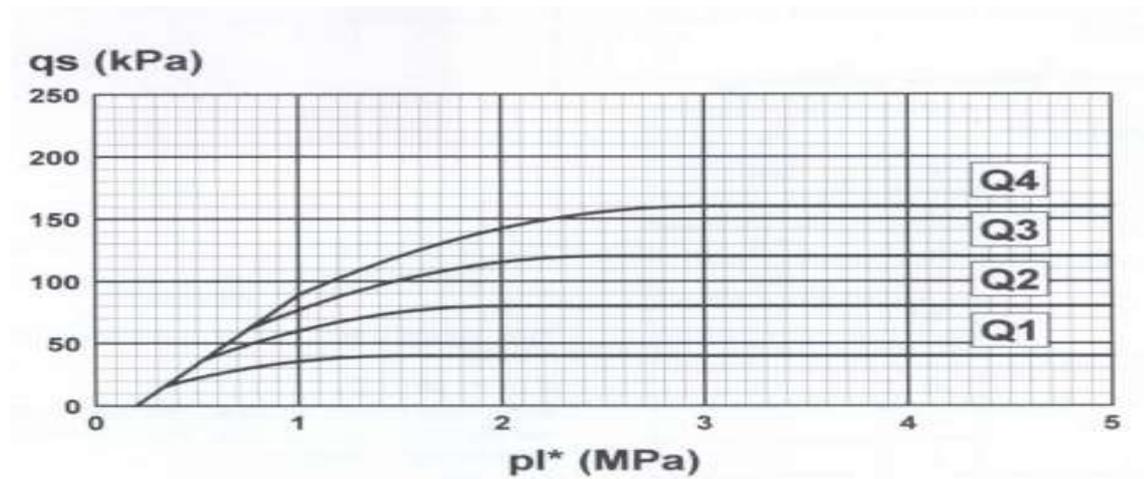
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec **P** : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

$$P : \text{périmètre du pieu} : P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,9 = 5,65 \text{ m}$$



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_i^* .

– pour les courbes Q1 et Q4

$$\bullet \quad q_s = q_{sn} \frac{p_i l}{p_n} \left(2 - \frac{p_i l}{p_n} \right) \quad \text{pour } \frac{p_i l}{p_n} \leq 1$$

$$\bullet \quad q_s = q_{sn} \quad \text{pour } \frac{p_i l}{p_n} \geq 1$$

Avec : $q_{sn} = 0,04n$; $P_n = (1+0,5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de PI^* :

Profondeur Z (m)	PI*(MPa)	Type de Sol	Courbe Utilisée	pn (MPa)	qsn (MPa)	qs (MPa)
1	0,39	Grave argileuse très peu compacte	Q1	1	0,04	0,02
2	0,25	Vase argileuse graveleuse, très peu compacte	Q1	1	0,04	0,01
3	0,56	Limon argileux latéritique compact	Q1	1	0,04	0,02
4	0,48	Limon argileux latéritique compact	Q1	1	0,04	0,02
5	1,15	Limon argileux latéritique compact	Q1	1	0,04	0,04
6	0,68	Limon argileux latéritique compact	Q1	2	0,04	0,03
7	1,28	Sable argileux Très peu compact	Q1	2	0,08	0,04
8	1,48	Sable argileux Très peu compact	Q2	2	0,08	0,04
9	1,39	Saprolite d'origine granitodique Compacte	Q2	2	0,08	0,04
10	2,68	Saprock granitodique assez compacte, couleur grise assez compacte	Q2	2	0,08	0,08
11	3,03	Saprock granitodique assez compacte, couleur grise	Q2	2	0,08	0,08
12	2,86	Roche granitodique peu altérée et assez fracturée par endroit	Q2	2	0,08	0,04

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_S = P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_S = P \times \int_0^{12} q_s(z)dz + 5,65 \times \int_0^{12} 180dz = 2605KN .$$

$$Q_S = 2605 KN \text{ soit } 2,605 MN$$

▪ Calcul de la charge limite en compression

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_P + Q_S$$

$$Q_u = 8160 + 2605 = 10765 KN$$

$$Q_u = 10765 KN$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_C = 0,5Q_P + 0,75Q_S$

$$Q_C = 0,5 \times 8160 + 0,75 \times 2605 = 5904 KN$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33 \cdot Q_p + 0,5 \cdot Q_s$

$$Q_u = 0,33 \times 8160 + 0,5 \times 2605 = 3995,3 KN$$

▪ Charge nominale

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{5904}{1,4} = 4217KN \text{ soit } 421,7 \text{ tonnes}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{10765}{1,4} = 7689. KN \text{ Soit } 768,9 \text{ tonnes}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée P1 (cf. *tableau 13*).

D-Calcul des efforts mobilisables sous le pieu ($\Phi=1800$) de la pile P2 au toit du substratum rocheux à $z=10m/TN$

C.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1$ m
 $a = 0.5$ m si $B < 1$ m
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

C-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

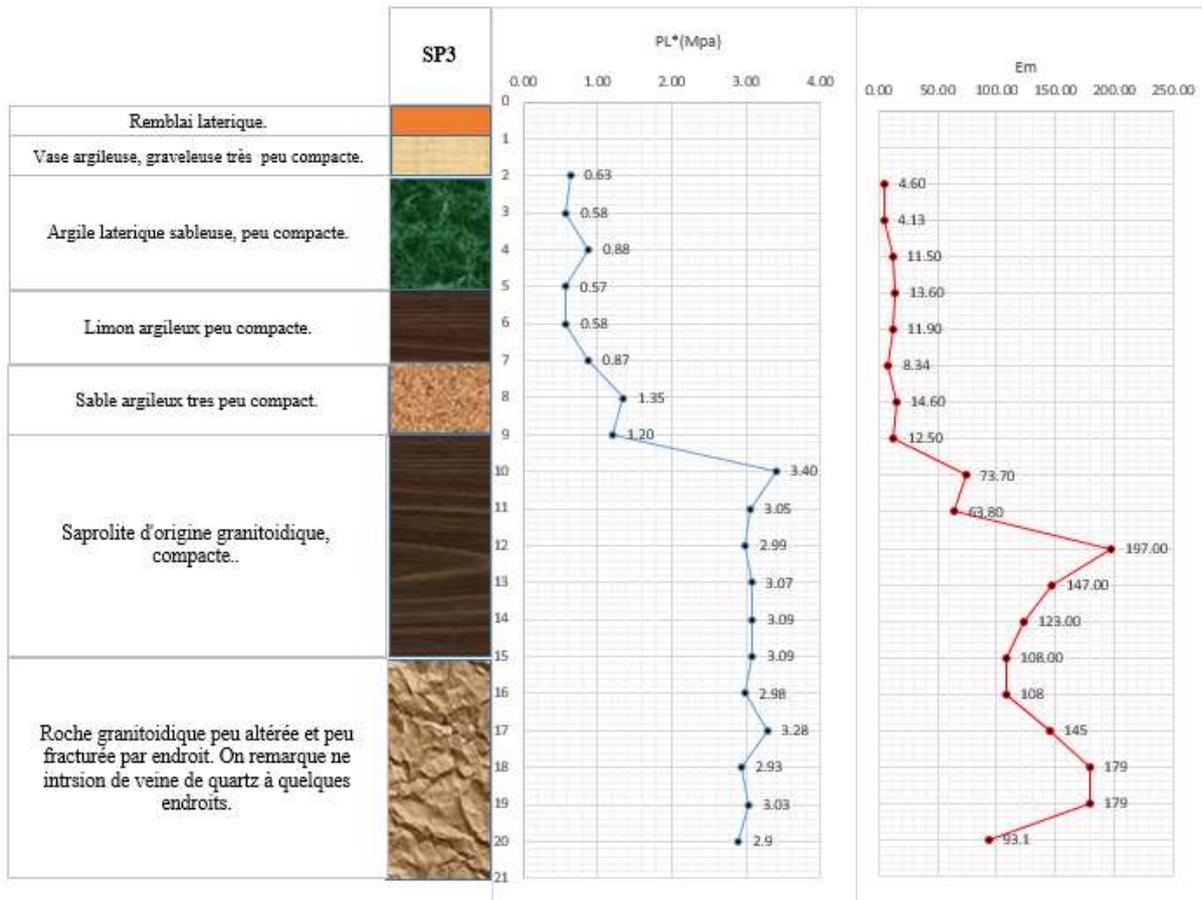
$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse et $a = 0,5$ et D la profondeur

$$h \geq 3\phi = 3 \times 1,8 = 5,4\text{m on prendra } h = 6\text{m}$$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 10 + h = 10 + 6 = 16 \text{ m}$

$D + 3a = 16 + 3 \times 0,5 = 17,5 \text{ m}$ et $D - b = 16 - 0,5 = 15,5$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{17,5}^{15,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{17,5}^{19,5} P^* l(z) dz = \frac{3,30 + 2,98}{2} \times 0,5 + \frac{3,28 + 2,98}{2} \times 1 + \frac{3,28 + 2,93}{2} \times 0,5 = 6,92 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 6,92 = 3,46 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,1 \times 3,15 = 3,46 \text{ MPa}$$

$$q_u = 3,46 \text{ MPa}$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,8^2}{4} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 2,54 \times 3,46 = 88,04 \text{ MN}$$

$$Q_p = 88,04 \text{ MN soit } 8804 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

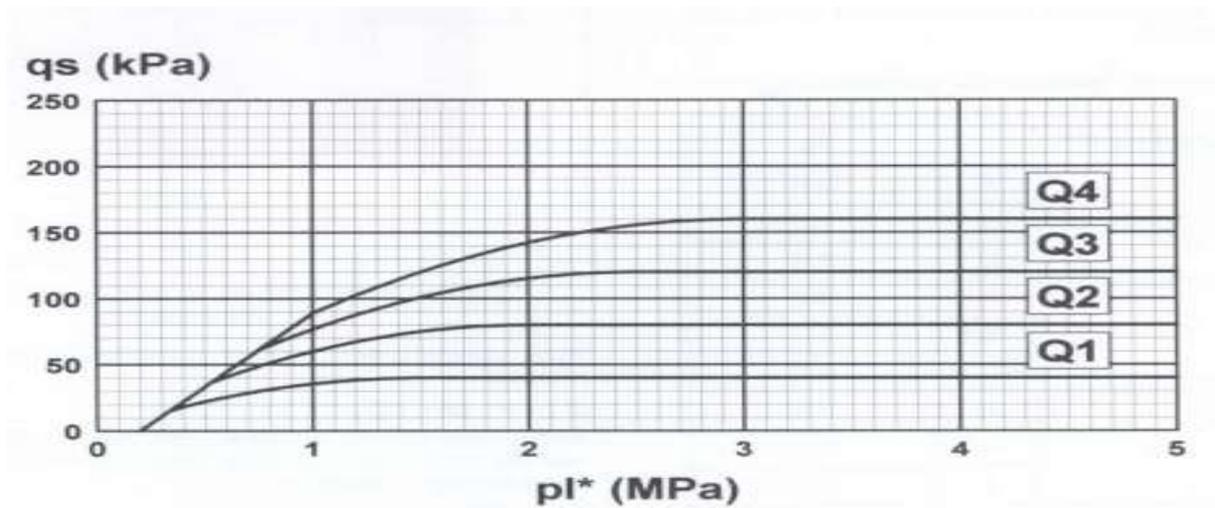
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec **P** : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,9 = 5,65 \text{ m}$



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_i^* . Ainsi on a pour les courbes Q1 et Q2

- $q_s = q_{sn} \frac{Pl}{pn} \left(2 - \frac{Pl}{Pn} \right)$ pour $\frac{Pl}{Pn} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{Pl}{Pn} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $Pn = (1+0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de Pl^* :

Profondeur Z (m)	PI*(MPa)	Type de Sol	Courbe Utilisée	Pn (MPa)	Qsn(MPa)	Qs (MPa)
1		Remblai latéritique				
2	0.63	Vase argileuse graveleuse, peu compacte	Q1	2	0,04	0.03
3	0,58	Argile latéritique sableuse, peu compacte.	Q1	2	0,04	0.03
4	0.88	Argile latéritique sableuse, peu compacte.	Q1	1	0,04	0.03
5	0.57	Limon argileux peu compact	Q1	1	0,04	0.02
6	0.58	Limon argileux peu compact	Q1	1	0,04	0.02
7	0.87	Limon argileux peu compact	Q1	1	0,04	0.03
8	1,35	Sable argileux Très peu compact	Q2	2	0,08	0.04
9	2,84	Sable argileux Très peu compact	Q2	2	0,08	0.04
10	2,57	Saprolite d'origine granitodique	Q2	2	0,08	0,04

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = P \times \int_0^{10} q_s dz + 5,65 \times \int_0^{10} 160 dz = \mathbf{1612KN}$$

$$Q_s = \mathbf{1612 KN soit 1,612 MN}$$

- **Calcul de la charge limite en compression**

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_P + Q_S$$

$$Q_u = 8804 + 1612 \text{ KN}$$

$$Q_u = \mathbf{10416 \text{ KN}}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_C = 0,5Q_P + 0,75Q_S$

$$Q_C = 0,5 \times 8804 + 0,75 \times 1612 = \mathbf{5530 \text{ KN}}$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33 \cdot Q_p + 0,5 \cdot Q_s$

$$Q_C = 0,33 \times 8804 + 0,5 \times 1612 = \mathbf{3711,32 \text{ KN}}$$

▪ **Charge nominale**

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{5530}{1,4} = \mathbf{3950 \text{ KN}} \text{ soit } \mathbf{395 \text{ tonnes}}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{10416}{1,4} = \mathbf{7440 \text{ KN}} \text{ Soit } \mathbf{744 \text{ tonnes}}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée P1 (*cf. tableau 13*).

ANNEXE 3 : Les Hypothèses de calcul de portance non vérifié

Culée 0 : détermination du diamètre D et la longueur L du pieu

Hypothèse 1 : L= 9m D = 1 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62										
Nom du chantier:		Culée 0			N° Dossier:		P.0064-02-2020.2		Sondage N° SP1	
Caractéristiques de la fondation:										
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme					L=	9 m.				
Diamètre					D=	1 m.		Section A m ²		
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai					H=	0 m.		Périmètre P m.		
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel					H1=	9 m.		(palplanches ou H)		
Type de pieu		Foré simple			1		Type N°:		2	
		Foré boue			2					
		Foré tubé à tube récupéré			3					
		Foré tubé à tube perdu			4		Tubulaire ouvert		10	
		Puits sans tubage ni virole			5		pieu H		11	
		Métal battu fermé			6					
		Battu préfabriqué béton			7					
		Battu moulé			8					
		Palplanches battues			9					
Mise en oeuvre		Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer SR			SR					
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3										
Nature du sol Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérées)					SG					
Classe de sol Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3					B					
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse										
indiquer SG si dominante sableuse										
Facteur de portance Kp					Kp=		1,10			
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2										
ple*=		1,92 MPa		Encastrement		A revoir		m.		
Contrainte de rupture qu sous la pointe					qu=		2,11 MPa			
Effort limite mobilisable sous la pointe					Qpu=		1658 KN.			
Effort limite mobilisable par frottement latéral					Qsu=		546 KN.			
Charge limite de compression					Qu=		2204 KN.			
Charge de fluage en compression					Qc=		1211 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol										
Charge de fluage en compression					Qc=		1211 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol										
ETATS LIMITES ULTIMES					Qmax		ETATS LIMITES DE SERVICE		Qmax	
Combinaisons fondamentales					1574 KN.		Combinaisons rares		1101 KN.	
Combinaisons accidentelles					1837 KN.		Combinaisons quasi-permanentes		865 KN.	

Hypothèse 2 : L = 10 m D = 1,5 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62							
Nom du chantier:	Culée 0			N° Dossier:	P.0064-02-2020.2	Sondage N°	SP1
Caractéristiques de la fondation:							
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme				L=	10	m.	
Diamètre				D=	1,5	m.	Section A m²
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai				H=	0	m.	Périmètre P m.
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel				H1=	10	m.	(palplanches ou H)
Type de pieu	Foré simple	1		Type N°:	2		
	Foré boue	2					
	Foré tubé à tube récupéré	3					
	Foré tubé à tube perdu	4	Tubulaire ouvert		10		
	Puits sans tubage ni virole	5	pieu H		11		
	Métal battu fermé	6					
	Battu préfabriqué béton	7					
	Battu moulé	8					
	Palplanches battues	9					
Mise en oeuvre	Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer SR			SR			
Calcul du facteur de portance k_p d'après tableau I de l'annexe C3							
Nature du sol	Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérées)			SG			
Classe de sol	Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3			B			
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse							
indiquer SG si dominante sableuse							
Facteur de portance K_p				$K_p=$	1,10		
Calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^* selon annexe E2							
$P_{le}^*=$	2,93	MPa	Encastremen	A revoir		m.	
Contrainte de rupture q_u sous la pointe				$q_u=$	3,22	MPa	
Effort limite mobilisable sous la pointe				$Q_{pu}=$	5693	KN.	
Effort limite mobilisable par frottement latéral				$Q_{su}=$	1088	KN.	
Charge limite de compression				$Q_u=$	6780	KN.	
Charge de fluage en compression				$Q_c=$	3608	KN.	
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
Charge de fluage en compression				$Q_c=$	3608	KN.	
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
ETATS LIMITES ULTIMES				Q_{max}			
Combinaisons fondamentales				4843	KN.		
Combinaisons accidentelles				5650	KN.		
ETATS LIMITES DE SERVICE				Q_{max}			
Combinaisons rares				3280	KN.		
Combinaisons quasi-permanentes				2577	KN.		

Pile 1 : détermination du diamètre D et la longueur du pieu

Hypothèse 1 : L = 7m D = 1,5 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62							
Nom du chantier:		Pile 1		N° Dossier:		P.0064-02-2020.2	
Sondage N°		SP2					
Caractéristiques de la fondation:							
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme				L=	7 m.		
Diamètre				D=	1,5 m.		Section A m ²
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai				H=	0 m.		Périmètre P m.
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel				H1=	7 m.		(palplanches ou H)
Type de pieu		Foré simple		1		Type N°: 2	
		Foré boue		2			
		Foré tubé à tube récupéré		3			
		Foré tubé à tube perdu		4		Tubulaire ouvert	
		Puits sans tubage ni virole		5		pieu H	
		Métal battu fermé		6		10	
		Battu préfabriqué béton		7		11	
		Battu moulé		8			
		Palplanches battues		9			
Mise en oeuvre		Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer S SR					
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3							
Nature du sol Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée) SG							
Classe de sol Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3 B							
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse							
indiquer SG si dominante sableuse							
Facteur de portance Kp				Kp= 1,10			
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2							
ple*=		1,38 MPa		Encastrement A revoir		m.	
Contrainte de rupture qu sous la pointe				qu= 1,52 MPa			
Effort limite mobilisable sous la pointe				Qpu= 2688 KN.			
Effort limite mobilisable par frottement latéral				Qsu= 761 KN.			
Charge limite de compression				Qu= 3449 KN.			
Charge de fluage en compression				Qc= 1876 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
Charge de fluage en compression				Qc= 1876 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
ETATS LIMITES ULTIMES				ETATS LIMITES DE SERVICE			
Combinaisons fondamentales		Qmax 2463 KN.		Combinaisons rares		Qmax 1706 KN.	
Combinaisons accidentelles		2874 KN.		Combinaisons quasi-permanentes		1340 KN.	

Hypothèse 2 : L = 9m D = 1,8m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62								
Nom du chantier:	Pile 1			N° Dossier:	P.0064-02-2020.2	Sondage N°	SP2	
Caractéristiques de la fondation:								
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme				L=	9 m.			
Diamètre				D=	1,8 m.	Section A	m ²	
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai				H=	0 m.	Périmètre P	m.	
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel				H1=	9 m.	(palplanches ou H)		
Type de pieu	Foré simple		1	Type N°:	2			
	Foré boue		2					
	Foré tubé à tube récupéré		3					
	Foré tubé à tube perdu		4	Tubulaire ouvert	10			
	Puits sans tubage ni virole		5	pieu H	11			
	Métal battu fermé		6					
	Battu préfabriqué béton		7					
	Battu moulé		8					
	Palplanches battues		9					
Mise en oeuvre	Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer S			SR				
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3								
Nature du sol	Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée)			SG				
Classe de sol	Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3			B				
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse								
indiquer SG si dominante sableuse								
Facteur de portance Kp				Kp=	1,10			
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2								
ple*=	2,37	MPa	Encastrement	A revoir			m.	
Contrainte de rupture qu sous la pointe	qu=				2,60	MPa		
Effort limite mobilisable sous la pointe	Qpu=				6621	KN.		
Effort limite mobilisable par frottement latéral	Qsu=				1362	KN.		
Charge limite de compression	Qu=				7983	KN.		
Charge de fluage en compression	Qc=				4264	KN.		
Vérification aux états limites de mobilisation du sol								
Charge de fluage en compression	Qc=				4264	KN.		
Vérification aux états limites de mobilisation du sol								
ETATS LIMITES ULTIMES				Qmax	ETATS LIMITES DE SERVICE			Qmax
Combinaisons fondamentales				5702	KN.	Combinaisons rares		3877
Combinaisons accidentelles				6653	KN.	Combinaisons quasi-permanentes		3046

Pile 2 : détermination du diamètre D et la longueur du pieu

Hypothèse 1 : L = 7 m D = 1,5 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62							
Nom du chantier:	Pile 2			N° Dossier:	P.0064-02-2020.2	Sondage N°	SP3
Caractéristiques de la fondation:							
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme		L=	7	m.			
Diamètre		D=	1,5	m.	Section A		m ²
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai		H=	0	m.	Périmètre P		m.
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel		H1=	7	m.	(palplanches ou H)		
Type de pieu	Foré simple	1			Type N°:	2	
	Foré boue	2					
	Foré tubé à tube récupéré	3					
	Foré tubé à tube perdu	4	Tubulaire ouvert	10			
	Puits sans tubage ni virole	5	pieu H	11			
	Métal battu fermé	6					
	Battu préfabriqué béton	7					
	Battu moulé	8					
	Palplanches battues	9					
Mise en oeuvre	Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer S			SR			
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3							
Nature du sol	Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée)			SG			
Classe de sol	Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3			B			
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse							
indiquer SG si dominante sableuse							
Facteur de portance Kp		Kp=	1,10				
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2							
ple*=	1,14	MPa	Encastremen	A revoir			m.
Contrainte de rupture qu sous la pointe		qu=	1,25	MPa			
Effort limite mobilisable sous la pointe		Qpu=	2215	KN.			
Effort limite mobilisable par frottement latéral		Qsu=	710	KN.			
Charge limite de compression		Qu=	2925	KN.			
Charge de fluage en compression		Qc=	1604	KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
Charge de fluage en compression		Qc=	1604	KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol							
ETATS LIMITES ULTIMES				Qmax	ETATS LIMITES DE SERVICE		
Combinaisons fondamentales				2089	KN.	Combinaisons rares	
Combinaisons accidentelles				2437	KN.	Combinaisons quasi-permanentes	
						1146 KN.	

Hypothèse 2 : L=9 m D = 1,8 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62									
Nom du chantier:		Pile 2		N° Dossier:		P.0064-02-2020.2		Sondage N° SP3	
Caractéristiques de la fondation:									
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme				L=		9 m.			
Diamètre				D=		1,8 m.		Section A m ²	
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai				H=		0 m.		Périmètre P m.	
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel				H1=		9 m.		(palplanches ou H)	
Type de pieu		Foré simple		1		Type N°:		2	
		Foré boue		2					
		Foré tubé à tube récupéré		3					
		Foré tubé à tube perdu		4		Tubulaire ouvert		10	
		Puits sans tubage ni virole		5		pieu H		11	
		Métal battu fermé		6					
		Battu préfabriqué béton		7					
		Battu moulé		8					
		Palplanches battues		9					
Mise en oeuvre		Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer S SR							
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3									
Nature du sol Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée) SG									
Classe de sol Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3 B									
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse									
indiquer SG si dominante sableuse									
Facteur de portance Kp				Kp=		1,10			
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2									
ple*=		2,55 MPa		Encastrement		A revoir		m.	
Contrainte de rupture qu sous la pointe				qu=		2,81 MPa			
Effort limite mobilisable sous la pointe				Qpu=		7134 KN.			
Effort limite mobilisable par frottement latéral				Qsu=		1277 KN.			
Charge limite de compression				Qu=		8411 KN.			
Charge de fluage en compression				Qc=		4461 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol									
Charge de fluage en compression				Qc=		4461 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol									
ETATS LIMITES ULTIMES				Qmax		ETATS LIMITES DE SERVICE			
Combinaisons fondamentales				6008 KN.		Combinaisons rares			
Combinaisons accidentelles				7010 KN.		Combinaisons quasi-permanentes			
						4056 KN.			
						3187 KN.			

Culé 3 : détermination du diamètre D et la longueur du pieu

Hypothèse 1 : L = 8 m D = 1,5 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62										
Nom du chantier:		Culée 3			N° Dossier:		P.0064-02-2020.2		Sondage N°	SP4
Caractéristiques de la fondation:										
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme					L=	8 m.				
Diamètre					D=	1,5 m.		Section A	m ²	
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai					H=	0 m.		Périmètre P	m.	
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel					H1=	8 m.		(palplanches ou H)		
Type de pieu	Foré simple			1	Type N°:	2				
	Foré boue			2						
	Foré tubé à tube récupéré			3						
	Foré tubé à tube perdu			4	Tubulaire ouvert	10				
	Puits sans tubage ni virole			5	pieu H	11				
	Métal battu fermé			6						
	Battu préfabriqué béton			7						
	Battu moulé			8						
	Palplanches battues			9						
Mise en oeuvre	Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer SRSR									
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3										
Nature du sol	Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée) SG									
Classe de sol	Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3 B									
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse										
indiquer SG si dominante sableuse										
Facteur de portance Kp					Kp=	1,10				
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2										
ple*=	2,85 MPa		Encastrement	A revoir				m.		
Contrainte de rupture qu sous la pointe					qu=	3,14 MPa				
Effort limite mobilisable sous la pointe					Qpu=	5537 KN.				
Effort limite mobilisable par frottement latéral					Qsu=	1560 KN.				
Charge limite de compression					Qu=	7097 KN.				
Charge de fluage en compression					Qc=	3861 KN.				
Vérification aux états limites de mobilisation du sol										
Charge de fluage en compression					Qc=	3861 KN.				
Vérification aux états limites de mobilisation du sol										
ETATS LIMITES ULTIMES					Qmax			ETATS LIMITES DE SERVICE		
Combinaisons fondamentales					5070 KN.			Combinaisons rares	3510 KN.	
Combinaisons accidentelles					5915 KN.			Combinaisons quasi-permanentes	2758 KN.	

Hypothèse 2 : L= 15 m D = 1,5 m

CALCUL DE PORTANCE SELON PRESCRIPTIONS DU FASCICULE N° 62								
Nom du chantier:	Culée 3			N° Dossier:	P.0064-02-2020.2	Sondage N°	SP4	
Caractéristiques de la fondation:								
Longueur pieu par rapport au niveau général de la plateforme				L=	15 m.			
Diamètre				D=	1,5 m.	Section A	m ²	
Niveau général plateforme par rapport au niveau du sol lors de l'essai				H=	0 m.	Périmètre P	m.	
Niveau d'arrêt par rapport au terrain naturel				H1=	15 m.	(palplanches ou H)		
Type de pieu	Foré simple		1	Type N°:	2			
	Foré boue		2					
	Foré tubé à tube récupéré		3					
	Foré tubé à tube perdu		4			Tubulaire ouvert	10	
	Puits sans tubage ni virole		5			pieu H	11	
	Métal battu fermé		6					
	Battu préfabriqué béton		7					
	Battu moulé		8					
	Palplanches battues		9					
Mise en oeuvre	Avec refoulement indiquer R, sans refoulement indiquer SR			SR				
Calcul du facteur de portance kp d'après tableau I de l'annexe C3								
Nature du sol	Indiquer AL (Argile ou Limon) SG (Sables ou Graves) R (Roches altérée)			SG				
Classe de sol	Indiquer A ou B ou C selon classification de l'annexe E1 paragraphe 3			B				
Pour la roche altérée, indiquer AL si dominante argileuse								
				indiquer SG si dominante sableuse				
Facteur de portance Kp				Kp=	1,10			
Calcul de la pression limite nette équivalente Ple* selon annexe E2								
ple*=		1,73 MPa	Encastrement	A revoir			m.	
Contrainte de rupture qu sous la pointe				qu=	1,90 MPa			
Effort limite mobilisable sous la pointe				Qpu=	3355 KN.			
Effort limite mobilisable par frottement latéral				Qsu=	4006 KN.			
Charge limite de compression				Qu=	7361 KN.			
Charge de fluage en compression				Qc=	4482 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol								
Charge de fluage en compression				Qc=	4482 KN.			
Vérification aux états limites de mobilisation du sol								
ETATS LIMITES ULTIMES				Qmax		ETATS LIMITES DE SERVICE		
Combinaisons fondamentales				5258 KN.		Combinaisons rares		
Combinaisons accidentelles				6134 KN.		4074 KN.		
						Combinaisons quasi-permanentes		
						3201 KN.		

Récapitulatifs des Hypothèses de calcul des portances aux différentes couches non vérifiées

APPUIS	Diamètre du pieu (mm)	Longueur du pieu Z (m)	Charge nominale		Effort en tête du pieu		Observations
			Q(ELU) combinaison d'action fondamentale (t)	Q(ELS)combinaison quasi permanentes (t)	Q _{ELU} (t)	Q _{ELS} (t)	
Culée C0	1000	9,00	157,40	865,00	395,98	300,67	Non Vérifiée
	1500	10,00	484,30	257,70			
Pile P1	1500	7,00	246,30	134,00	518,49	385,33	Non Vérifiée
	1800	9,00	570,20	304,60			
Pile P2	1500	7,00	208,90	114,60	518,49	385,33	Non Vérifiée
	1800	9,00	600,80	318,70			
Culée C3	1500	8,00	507,00	275,80	395,98	300,67	Non Vérifiée
	1500	15,00	525,80	320,10			

ANNEXE4 : Echantillons de carotte prélevés





ANNEXE 5 : Réalisation des Sondages



ANNEXE 6 : Matériaux et conditions de fissuration

Béton de qualité QF400

Béton dosé à 400kg de ciment CP I 42.5HRS. il est réservé exclusivement aux pieux

Résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} / (1.2 * 1.05) = 19.84 \text{ Mpa}$

Résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 1.79$

Module de déformation instantanée : $E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 29776 \text{ Mpa}$

Module de déformation différée : $E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10007 \text{ Mpa}$

Contrainte de compression limite du béton à l'ELS : $f_{bc} = 0.3 f_{c28} = 5.95 \text{ Mpa}$

Contrainte tangentielle limite : Taux Min $(0.15 f_{c28} / \gamma_b)$, $4 \text{ Mpa} = 1.98 \text{ Mpa}$

Coefficient de poisson 0.20

Acier

Armatures a hautes adhérence : $f_e \text{ E40 A} : f_e = 400 \text{ Mpa}$

Diamètre nominal (en mm) 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32

Acier doux $f_e \text{ E235} : f_e = 235 \text{ Mpa}$

Module d'élasticité : $E = 200000 \text{ Mpa}$

Résistance caractéristique des aciers : $f_{ed} = f_e / \gamma_s$ avec

$\gamma_s = 1.00$ combinaisons accidentelles et 1.15 pour tous les autres cas

- Coefficient de fissuration

$\eta = 1.0$ pour les rl 1.3

= 1.3 pour les fils HA avec diamètre <6mm

= 1.6 barres HA et fils Ha diamètres >6mm

- Coefficient de scellement :

$\phi_s = 1.0$ pour le rl

= 1.5 pour les barres et fils HA

Enrobages

Enrobages des armatures Pieux : $a=0.07\text{m}$

Semelles de fondations : $a=0.04\text{m}$

Autres : $a=0.03\text{m}$

Conditions de fissurations

Fissuration préjudiciable

Les fissurations sont considérées préjudiciables pour tous les éléments des ouvrages autres que les pieux forés

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_a = \text{Min} (2/3f_e, \text{Max} (1/2f_e, 110(\eta f_{tj}) 1/2))$

Eléments $\sigma_a = 202\text{Mpa}$

Fissuration très préjudiciable

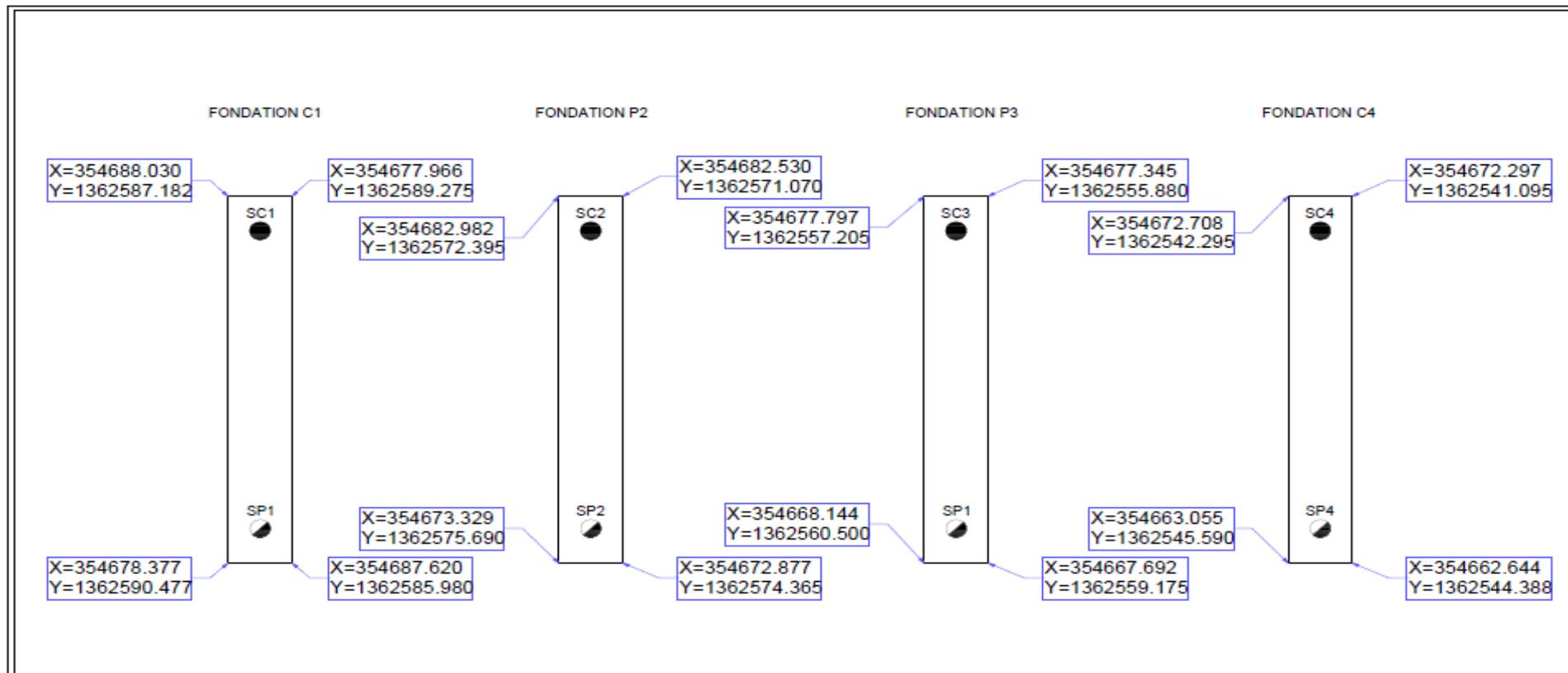
LA fissuration est considérée très préjudiciable pour les pieux forés

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_a = 0.8 \text{ Min} (2/3f_e, \text{Max} (1/2f_e, 110(\eta f_{tj}) 1/2))$

Pieux forés $\sigma_a = 160\text{Mpa}$

ANNEXE 7 : Les plans

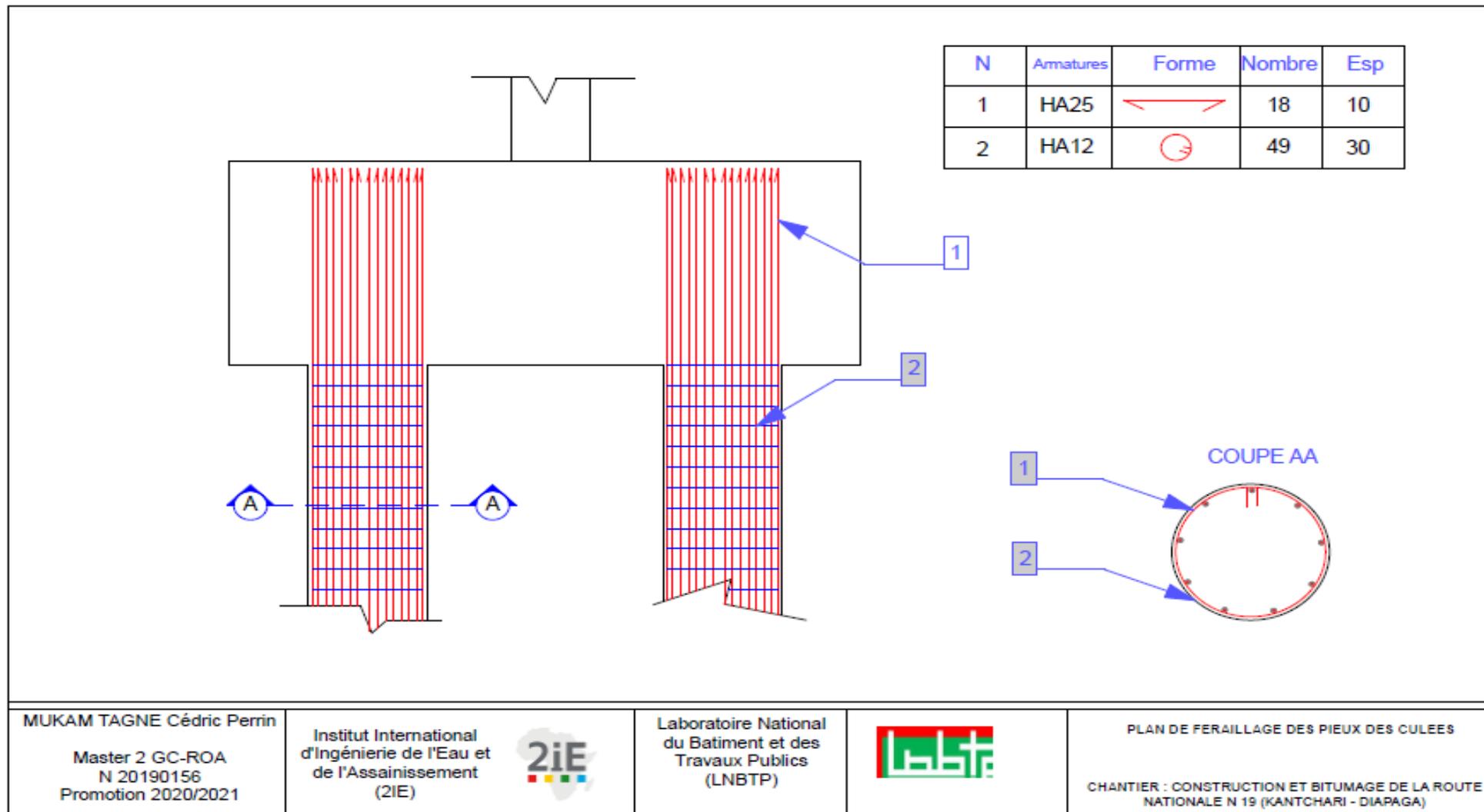
- 1- Plan d'implantation
- 2- Plans de ferrailage



MUKAM TAGNE Cédric Perrin Master 2 GC-ROA N 20190156 Promotion 2020/2021	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Assainissement (2iE)		Laboratoire National du Batiment et des Travaux Publics (LNBTP)	DIRECTION DES ETUDES ET DU CONTROLE DES SOLS, DES FONDATIONS ET DES OUVRAGES		PLAN D'IMPLANTATIONS DES ESSAIS CHANTIER : CONSTRUCTION ET BITUMAGE DE LA ROUTE NATIONALE N 19 (KANTCHARI - DIAPAGA)
---	--	--	--	---	--	---

● Sondage Pressiométrique

◐ Sondage Carotté



MUKAM TAGNE Cédric Perrin
 Master 2 GC-ROA
 N 20190156
 Promotion 2020/2021

Institut International
 d'Ingénierie de l'Eau et
 de l'Assainissement
 (2iE)

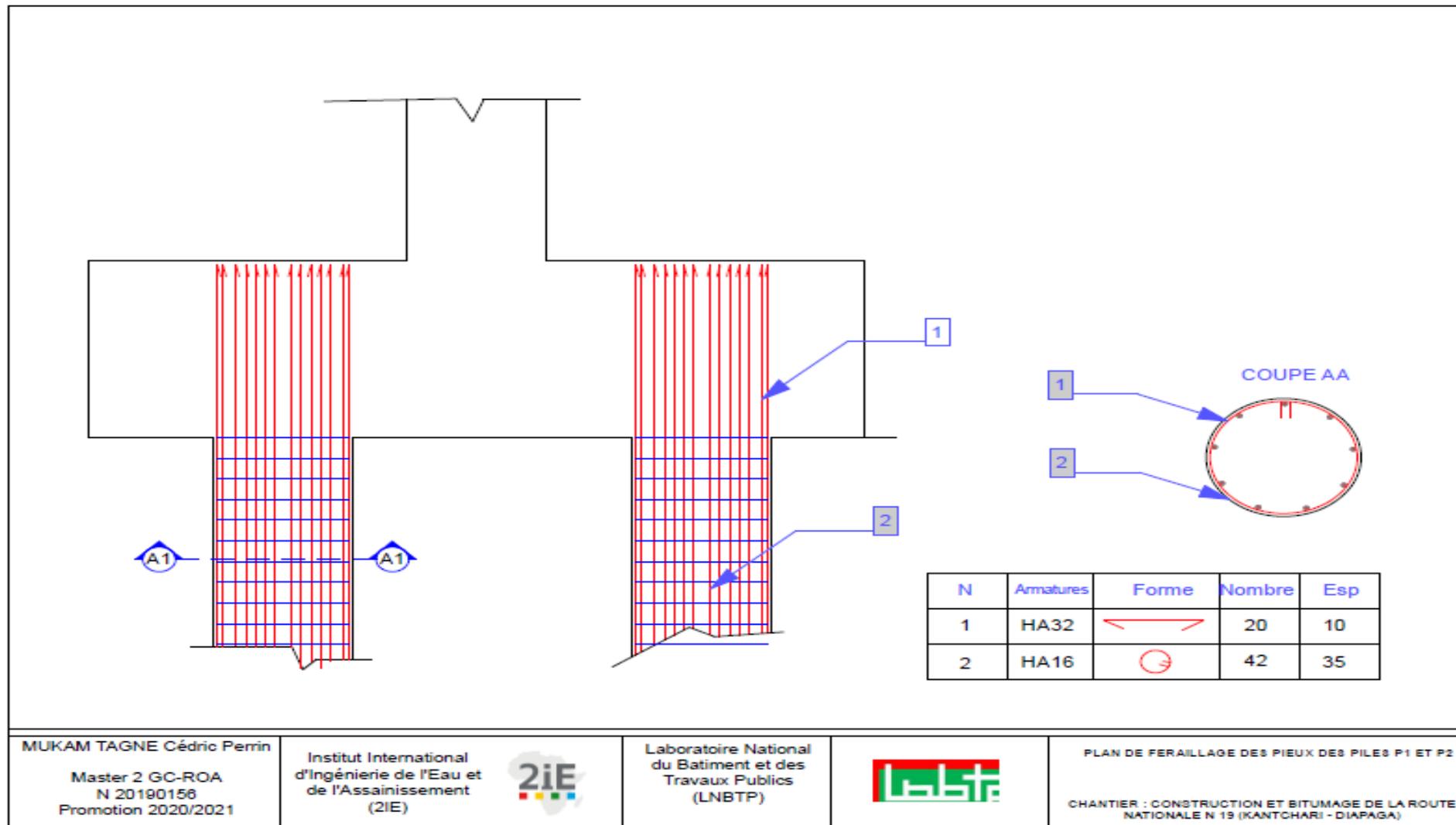


Laboratoire National
 du Batiment et des
 Travaux Publics
 (LNBTP)



PLAN DE FERRAILLAGE DES PIEUX DES CULEES

CHANTIER : CONSTRUCTION ET BITUMAGE DE LA ROUTE
 NATIONALE N 19 (KANTCHARI - DIAPAGA)



MUKAM TAGNE Cédric Perrin
 Master 2 GC-ROA
 N 20190156
 Promotion 2020/2021

Institut International
 d'Ingénierie de l'Eau et
 de l'Assainissement
 (2iE)



Laboratoire National
 du Batiment et des
 Travaux Publics
 (LNBTP)



PLAN DE FERRAILLAGE DES PIEUX DES PILES P1 ET P2
 CHANTIER : CONSTRUCTION ET BITUMAGE DE LA ROUTE
 NATIONALE N 19 (KANTCHARI - DIAPAGA)