



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REBUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABEDRRAHMANE MIRA - BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option: Géotechnique

THEME

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
D'UN BATIMENT(HÔTEL R+12) SIS A
SAKET - BEJAIA**

Réalisé par:

M_r: AKIF Idir

M_r: ATMANIOU Bilal

Encadré par:

M^{me}: BOUCHE Leila

Jury: M^{elle}: BOUAYAD. Dj

M_r: BENDADOUCHE.H

Promotion 2015

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} L. Bouaiche : Notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{er} M. Abdous: Pour son bon accueil au sein du laboratoire LMTPB et à tous les membres .

A M^{er} Athmane : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Méridja et à tous les membres de ce bureau.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long
de mes années d'études.*

A mes très chères sœurs Fairouz et Célia.

A toute la famille AKIF et LAIB.

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Billal et toute sa famille

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GEOTHECNIQUE
2014/2015.*

IDIR



Dédicaces



Je dédie ce travail à :

*A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long
de mes années d'études.*

A mes très chers frères Yacine et Anis .

A mes très chères sœurs Siham, Wissam et Nihad .

A toute la famille ATMANIOU .

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Idir et toute sa famille

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GEOTHECNIQUE
2014/2015.*

BILLAL



Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I: Généralité sur les fondations profondes

I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition	2
I.3. Rôles des fondations	2
I.4. Les différents types de fondations	3
I.4.1. Les fondations superficielles.....	4
I.4.2. Les fondation semi-profondes.....	5
I.4.3. Fondations spéciales.....	5
I.4.4. Fondations profondes.....	5
I.4.4.1. Introduction.....	5
I.4.4.2. Définition d'un pieu.....	7
I.4.4.3. Choix du type de pieux.....	9
I.4.4.4. Typologie des pieux.....	9
I.4.4.4.1. Pieux refoulent le sol à la mise en place.....	10
I.4.4.4.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place.....	13
I.4.4.4.3. Pieux particuliers.....	16
I.5. Les avantages et les inconvénients des fondations sur pieux.....	18
I.6. Conclusion.....	18

Chapitre II: Etude géotechnique

II.1. Introduction	19
II.2. Description du projet	19
II.3. Situation géographique.....	19
II.3.1. Topographie.....	20

Sommaire

II.4. GEOLOGIE REGIONALE	20
II.4.1. Contexte géologique du site d'étude :	20
II.5. SISMICITE.....	21
II.5.1. Contexte sismologique de la zone d'étude :	22
II.6. Essais sur site :(in-situ)	23
II.6.1. Sondages de reconnaissance	23
II.6.1.1 L'objectif de l'essai:	23
II.6.1.2. Principe de l'essai:	23
II.7. Sondage carotté	23
II.7.1. objectifs:	24
II.7.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd	28
II.7.2.1. Interprétation des essais pénétrométriques	28
II.7.3. Essai au Pressiomètre	29
II.7.3.1. Caractéristiques pressiométriques :	29
II.8. Reconnaissance géophysique.....	31
II.8.1. Essais de sismique réfraction.....	31
II.8.1.1. Principe.....	31
II.8.1.2. Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de compression '' Vp''	32
II.8.1.3. Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement '' Vs''	33
II.9. Généralités et principe de la méthode Wenner	35
II.9.1. Mesure de la résistivité des sols	35
II.9.2. La méthode de WENNER	36
II.9.2.1 Interprétation des résultats	36
II.10. Essais au laboratoire	37
II.10.1. Essais d'identifications.....	37
II.10.2. Interprétation	41
II.11. Analyses chimiques	42
II.11.1 Interprétation	43
II.12. Conclusion.....	43

Sommaire

Chapitre III: Dimensionnement des fondations superficielles

III.1. Présentation de la structure	44
III.2. Conception architecturale	44
III.3. Descente de charge	44
III.4. Calcul de la capacité portante du sol	45
III.4.1. Capacité portante à partir des essais en laboratoire.....	45
III.4.1.1. Calcul de la contrainte admissible.....	47
III.4.1.1.1. A partir des essais au laboratoire.....	47
III.4.2. A partir des essai in-situ.....	48
III.5 Calcul de tassement	50
III.5.1. Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique.....	50
III.6. Conclusion	53

Chapitre IV: Dimensionnement des fondations profondes

IV.1. Introduction	54
IV.2. Buts de choix de ce type de fondation	54
IV.3. Définitions	54
IV.4. Détermination de la charge limite du pieu	56
IV.4.1. Evaluation à partir de l'essai pressiométrique	56
IV.5. Tassement d'un pieu isolé	66
IV.6. Ferrailage des fondations	67
IV.6.1. Ferrailage des pieux.....	67
IV.7. Etude du radier	69
IV.7.1. Dimensionnement du radier.....	69
Conclusion générale	75

Liste des figures

Chapitre I:

Figure I. 1: Types de fondations superficielles.....	4
Figure I. 2: Le domaine de la fondation profonde.....	6
Figure I. 3: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	8
Figure I. 4: Action entre sol et fondation profonde.....	9
Figure I. 5: Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.....	10
Figure I. 6: Pieu en béton armé.....	11
Figure I. 7: Pieu battus en acier.....	12
Figure I. 8: Exécution d'un pieu battu moulé.....	12
Figure I. 9: Exécution d'un pieu foré simple.....	14
Figure I. 10: Exécution d'un pieu sous la boue.....	15
Figure I. 11: Exécution d'un pieu foré tubé.....	15
Figure I. 12: Exécution d'un pieu a la tarière creusée.....	16

Chapitre II:

Figure II. 1: Image satellitaire indiquant le site du projet.....	19
Figure II. 2: Carte géologique de la région de Bejaia.....	21
Figure II. 3: sondage carotté réalisé sur le site.....	24
Figure II. 4: Les limites d'Atterberg.....	40

Chapitre III:

Figure III. 1: Vue générale du projet.....	44
---	----

Liste des figures

Chapitre IV:

Figure IV.1: les valeurs du frottement latéral unitaire.....	59
Figure IV.2: Répartition des pieux sous le radier.....	66
Figure IV.3: Schéma de ferrailage du pieu.....	68
Figure IV.4: Schéma de ferrailage du radier.....	74
Figure IV.5: Coupe en appui.....	74

Liste des tableaux

Chapitre I:

Tableau I. 1: Résumé des informations traitées concernant l'exécution des pieux.....	17
---	----

Chapitre II:

Tableau II. 1: Le coefficient d'accélération.....	22
Tableau II. 2: Sondage carotté N°01.....	25
Tableau II. 3: Sondage carotté N°02.....	25
Tableau II. 4: Sondage carotté N°03.....	25
Tableau II. 5: Sondage carotté N°04.....	26
Tableau II. 6: Sondage carotté N°05.....	26
Tableau II. 7: Sondage carotté N°06.....	26
Tableau II. 8: Sondage carotté N°07.....	26
Tableau II. 9: Sondage carotté N°08.....	27
Tableau II. 10: Sondage carotté N°09.....	27
Tableau II. 11: Les essais pénétrométriques.....	28
Tableau II. 12: Les résultats pressiométriques.....	30
Tableau II. 13: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-01.....	32
Tableau II. 14: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.....	33
Tableau II. 15: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-01.....	33
Tableau II. 16: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.....	34
Tableau II. 17: Caractéristiques physiques.....	40
Tableau II. 18: Analyses chimiques.....	42

Liste des tableaux

Chapitre III:

Tableau III. 1: résultat de la reconnaissance pénétrométrique (PDL) pour l'essai 01.....49

Tableau III. 2: Valeurs numériques de λ_c et λ_d 50

Chapitre IV:

Tableau IV.1: Charges nominales à prendre en compte sur le pieu.....55

Tableau IV.2: Les valeurs du coefficient de portance $[K_p]$58

Tableau IV.3: La Détermination des abaques.....60

Tableau IV.4: Résultat de l'essai pressiométrique.....65



γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

γ_d : Poids volumique sec (t/m^3).

γ_w : Poids volumiques de l'eau (t/m^3).

γ_s : Poids volumique des grains solides (t/m^3).

γ' : Poids volumiques déjaugé de sol (t/m^3).

P : Poids total de l'échantillon (t).

P_s : Poids total des grains solides (t).

P_w : Poids de l'eau (t).

V : Volumes total de l'échantillon (m^3).

V_v : Volume des vides (m^3).

V_s : Volume des grains solides (m^3).

V_w : Volume des l'eau (m^3).

n : La porosité.

e : L'indice des vides.

S_R : Degrés de saturation (%).

W : La teneur en eau naturelle (%).

W_L : Limite de liquidité (%).

W_p : Limites de plasticité (%).

I_p : Indice de plasticité (%).

I_c : Indice de consistance (%).

q_u : La capacité portante du sol (bars).

D : L'ancrage de la fondation (m).

N_p , N_c et N_q : Facteurs de portance.

S_p , S_c et S_q : Facteurs adimensionnels.

F : Coefficient de sécurité.

σ_{adm} : La contrainte admissible du sol.

K_p : Facteur de portance pressiométrique.

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

D_e : La hauteur d'encastrement équivalente (bars).

Δ_σ : Contrainte verticale (bars).

σ'_{vo} : La contrainte verticale des terres (bars).

α : Coefficient rhéologique.

E_c et E_d : Modules pressiométrique moyens (bars).

E_{oed} : Module oedométriques (bars).

B_0 : Largeur de référence(m).

λ_c et λ_d : Coefficients de forme.

E_{i-j} : La moyenne harmonique (bars).

S_d : Tassement déviatorique (m).

S_c : Tassement sphérique (m).

σ : La contrainte appliquée sur le sol (bars).

σ_s : La contrainte du sol (bars).

E_c : Module de Young (bars).

Q_{pu} : La charge limite de pointe (bars).

A_p : Surface droite de la pointe (m^2).

q_{pu} : La contrainte de rupture (bars).

Q_{su} : La charge limite en frottement latérales (bars).

P : Périmètre(m).

Q_l : La charge limite (bars).

Q_c : La charge de fluage (bars).

Q_n : La charge admissible (bars).

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente (bars).

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges-permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

La différence existant entre le nombre de programmes de calcul des fondations superficielles et ceux de calcul des fondations profondes est surprenante. Si les programmes de calcul de fondations superficielles sont assez nombreux et vulgarisés.

Actuellement, il existe des entreprises qui réalise ce genre de fondations et la plupart des fondations réalisées dans notre région, même celles de certains grands ouvrages telles que les ponts, sont superficielles leur réalisation est plutôt facile et assez bien maîtrisée, compte tenu des désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement parfois imprévisible du sol, il est préférable de recourir à des fondations profondes pour un meilleur ancrage et une fiabilité accrue.

La présente étude a pour but d'adapter le projet de réalisation d'un hôtel sis à Saket wilaya Bejaia.

Ce projet consiste à étudier le renforcement du sol ou de définir le système de fondation assurant la stabilité de l'ouvrage.

A fin de mener à bien ce travail, nous allons adopter une démarche méthodologique qui comportera quatre chapitres, dont l'enchaînement sera réalisé en fonction de l'objectif recherché dans cette étude.

Ainsi, le premier chapitre sera consacré aux généralités sur les fondations, le second s'étalera sur l'étude géotechnique qui a été faite par le laboratoire d'étude géotechnique afin d'avoir une idée sur les caractéristiques du sol à étudier pour prévoir une étude de dimensionnement des fondations superficielles dans le troisième chapitre.

Le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement des fondations profondes à partir des résultats des essais effectués par le laboratoire.

I.1. Introduction

Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur.

Si la fondation est exécutée directement sur ces couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire. Il est donc naturel, et parfois nécessaire, de fonder l'ouvrage sur le substratum «bed rock».

L'étude des fondations a pour but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante du sol, et à l'importance de l'ouvrage à réaliser.

Le dimensionnement d'une fondation doit satisfaire trois conditions:

- Il faut absolument que la forme et l'emplacement de la fondation puissent assurer la sécurité de la construction.
- La fondation ne doit pas exercer des contraintes excédant la capacité portante du sol.
- Enfin la valeur maximale du tassement, ainsi que celle du tassement différentiel doivent être limitée en fonction de la destination de l'ouvrage.

I.2. Définition

On appelle une fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables les charges provenant de la superstructure.

Le comportement du sol de fondation est en particulier lié aux dimensions de l'ouvrage, à sa charge, à sa stabilité et aux déformations induites.

I.3. Rôles des fondations

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

1)- Celles dûes à la superstructure : on distingue principalement :

- Les forces verticales (charge et surcharge) ;
- Les forces horizontales (efforts dus au vent, séisme,....) ;
- Les moments de flexion ou de torsion (exemple : moment d'encastrement en pied de poteau).

2)- Celles dûes au sol de fondation :

- Les forces verticales ascendantes (sous pression,....etc.) ;
- Les forces horizontales et obliques (poussées, frottement,....etc.) ;
- Les forces hydrostatiques.

I.4. Les différents types de fondations

Suivant l'importance des charges, et la résistance du terrain, on opte pour :

- **Fondation superficielles**, lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur (Avec $H/B < 1,5$).
- **Fondation profondes**, lorsque les couches du terrain sont capables de supporté l'ouvrage sont à une grande profondeur (et $H/B > 5$ ou 6).

H : la profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

B : largeur ou diamètre de la fondation

Entre les deux types de fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes, avec $1,5 < H/B < 5$.

Le choix de l'une ou de l'autre dépend directement de la nature du terrain et de la taille de l'ouvrage.

Il faut respecter autant que possible l'homogénéité des fondations lors d'un projet de construction. Tous les éléments doivent être fondés sur le même système afin de limiter principalement les tassements. En revanche, on associe les systèmes par exemple on installe généralement un radier sur un groupe de pieux formant un bloc homogène (fondations spéciales).

Toutefois, il ne faut décider de fondations profondes qu'après avoir examiné la solution de fondations superficielles.

I.4.1. Les fondations superficielles

Une semelle est considérée comme superficielle lorsque le rapport D/B est faible, et surtout lorsque la justification de la fondation ne prend en compte que la résistance du sol sous le niveau d'assise.

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface.

On distingue selon la relation entre la largeur B et la longueur L : (figure I.1)

- **Les semelles filantes** : elles se trouvent sous un mur porteur, on peut trouver aussi ce type de fondations sous une file de poteaux très rapprochés.
Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (généralement $L/B > 10$). [2]
- **Les semelles isolées** : elles sont les plus courantes, Cependant si la distance entre deux semelles voisines est trop faible on peut les associer et aboutir dans le cas ultime à un radier général sous l'ouvrage, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$), les semelles rectangulaires ($B < L < 5 B$) et les semelles circulaires (de diamètre B).
- **Les radiers ou dallages** : de dimensions B et L importantes, supportant plusieurs poteaux et murs ou la structure toute entière.

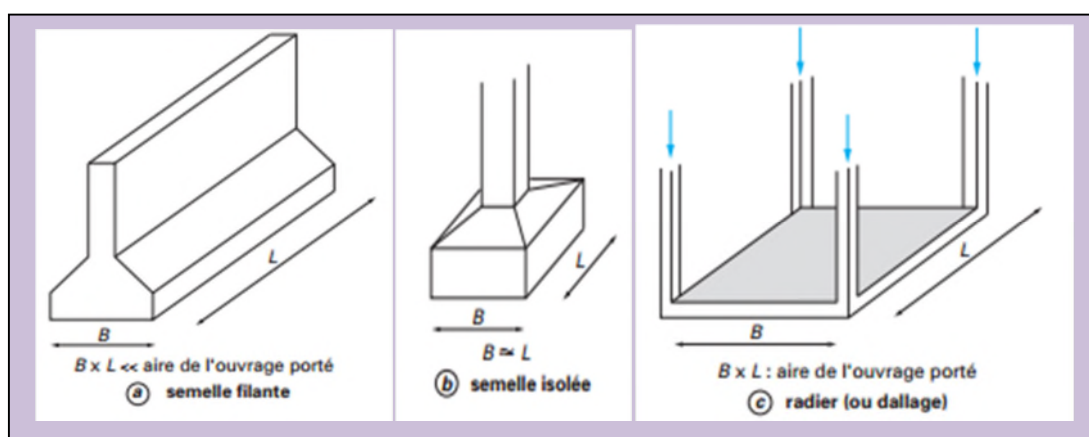


Figure I. 1: Types de fondations superficielles.[2]

I.4.2. Les fondations semi-profondes

Les fondations semi-profondes sont constituées par des massifs en béton ou en béton armé coulés en pleine fouille, du moins de leur partie inférieure. Généralement, leur profondeur est comprise entre 2 et 6 mètres et leur encastrement relatif D_e/B est inférieur à 5.

Ce mode de fondation est très utilisé lorsqu'une couche, située au-dessus du niveau de la nappe et présentant des caractéristiques mécaniques intéressantes, est rencontrée à une profondeur modérée.

Dans un sol homogène, les fondations semi-profondes permettent d'augmenter la capacité portance et réduire les tassements sous les charges verticales ; elles permettent la reprise d'efforts latéraux importants et dans certaines conditions la reprise d'efforts d'arrachement. Elles permettent également de se mettre à l'abri des risques de retrait-gonflement.[1]

I.4.3. Fondation spéciales

- **Double radier avec une semelle amortissante** : les mouvements sont absorbés par les semelles amortissantes et les joints glissants permettent de désolidariser le double radier.
- **Fondations combinées** : Dans certains sols, la mise en place de pieux en béton armé, superposé par une structure en radier commun, permet une légère compaction du sol et ainsi de réduire l'effet sismique de 25 à 30 %.
- **Fondations sur pieux d'après la méthode chilienne** : les bâtiments lourds sont installés sur des semelles amortissantes lesquelles reposent sur un cadre très rigide composé par des pieux en béton armé. [3]

I.4.4. Fondations profondes

I.4.4.1. Introduction

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

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, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessus duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, ont leur base situées au-dessus de cette profondeur critique sont :

- **Les barrettes:** Ce sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage. Une barrette est donc un pieu foré de section allongée ou composite(en H ou en croix par exemple).
- **Les puits:** Ce sont des fondations massives appelées aussi caisson réalisées dans forage, ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armatures.
- **Les pieux :** Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. [1]

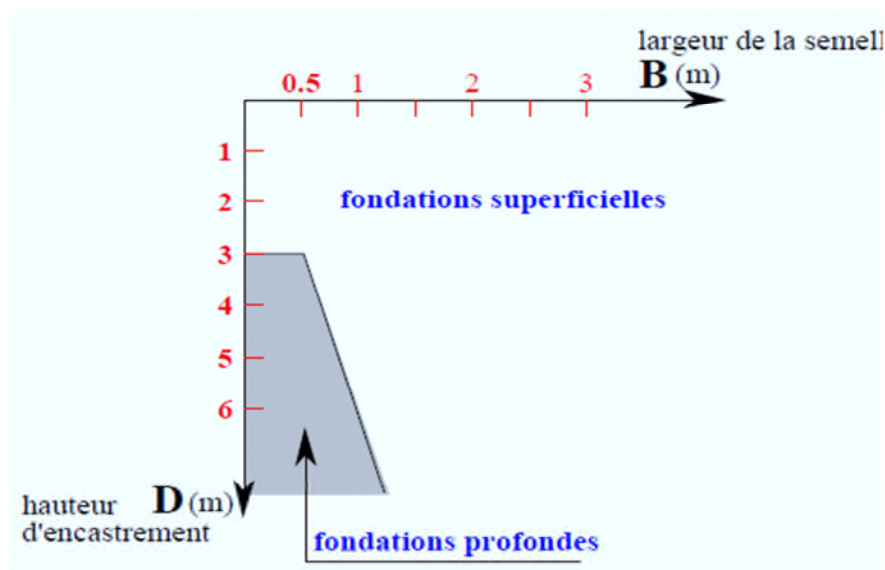


Figure I. 2: Le domaine de la fondation profonde. [4]

Selon le (D.T.R. B.C. 2.33.2) :[13]

- Pour les fondations superficielles, la condition suivante est respectée ;

$$H/B < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

- Et pour les fondations profondes, on a :

$$H/B > 6 \text{ ou } H > 3 \text{ m}$$

Avec :

B : largeur de la fondation ;

D : l'encrage de la fondation dans le sol.

I.4.4.2. Définition d'un pieu

« Pieu » élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, vérinage ou vissage (pile).

Les pieux sont d'après le D.T.U. des fondations creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20m, voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle, les diamètres peuvent varier de 0.10 à 1.60 m, voire plus.

Les autres sections possibles des pieux sont des carrées et des polygones (exemple : pieux préfabriqué), et des rectangles (exemple : les barrettes).

D'un point de vue mécanique, on distingue la largeur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e , cette valeur tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.

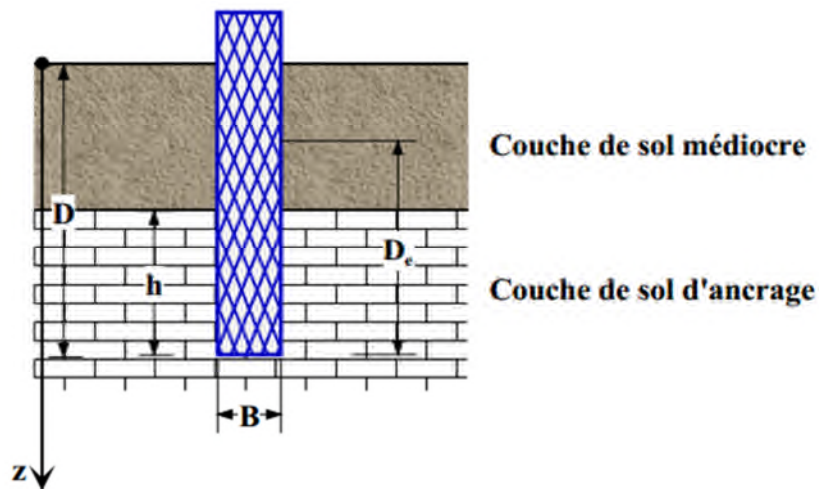


Figure I. 3: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e .

La résistance peut être fournie par deux critères :

- L'ancrage à la base de la fondation : c'est la résistance de pointe. La charge est transmise directement dans le bon sol (en général on traverse au moins 30cm du sol d'assise)
- La qualité des frottements le long des faces latérales de la fondation : les charges sont absorbées par le terrain qui entoure le fût des pieux. Le risque majeur avec ce critère est le frottement négatif ; si le terrain tasse, le pieu est entraîné par le sol et s'enfonce.

Elles sont caractérisées par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées

- **Par résistance en pointe :**

Considérons un pieu pénétrant d'une hauteur (h) dans la couche d'ancrage. Si une charge croissante est transmise à la base de ce pieu ; la courbe charge/enfoncement aura une allure identique à celle correspondant au chargement d'une fondation superficielle. Des tassements de plus en plus importants se produiront et la résistance limite (Q_u) sera atteinte conventionnellement pour un enfoncement de $B/10$, B étant la largeur ou le diamètre du pieu.

- **Par frottement latéral :**

En fonction du déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant, la mobilisation du frottement latéral unitaire (τ), obéit à un comportement tout à fait différent puisque le déplacement n'est plus dû à un tassement du sol mais à une distorsion par cisaillement.

Il apparaît que le frottement latéral se mobilise rapidement, et proportionnellement au déplacement, pour atteindre une quasi-stabilisation correspondant au frottement unitaire limite.

- **Par combinaison des deux actions**

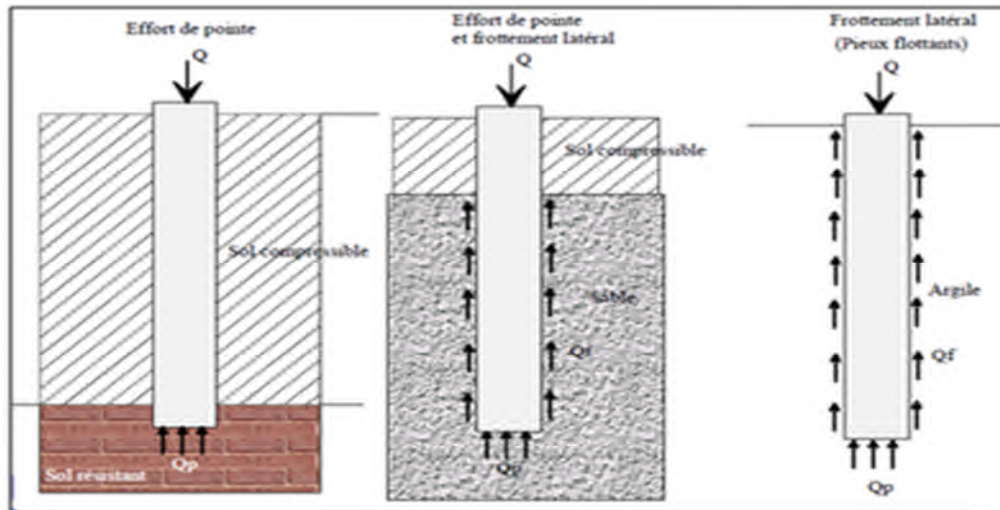


Figure I. 4: Action entre sol et fondation profonde.

I.4.4.3. Choix du type de pieu

Le choix de types de pieu dépend de plusieurs critères qui sont :

- La nature des couches rencontrées dans le terrain,
- La présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- Les surcharges et les efforts à reprendre,
- L'environnement de chantier,
- Le cout d'exécution,
- La technicité de l'entreprise.

I.4.4.4. Typologie des pieux

Parmi les fondations profondes, nous pouvons distinguer les pieux préfabriqués, les pieux exécuté sur place.

La force portante d'un pieu dépend à la fois de la résistance au poinçonnement du sol sous sa pointe et de la mobilisation du frottement latéral entre son fut et le sol.

La résistance de pointe est peu influencée par le type de pieu sauf dans des cas très particuliers. Il est de même pour le frottement latéral qui dépend étroitement du matériau constitutif du pieu ainsi que de son mode de mise en place.

Les pieux sont classés suivant le matériau constitutif (Bois, Métal ou Béton) et suivant le mode d'exécution :

- La nature du matériau constitutif: béton, bois ou métal.
- Le mode de fabrication et de mise en place:
 - ✓ 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, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu.

Dans ce qui suit on s'intéresse aux catégories de pieux principales:(figure I.5)



Figure I. 5: Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.

I.4.4.4.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les pieux mis en place avec refoulement du sol repoussent le sol et le compriment le long du fut, mobilisant ainsi un frottement maximal.

Dans les argiles sensibles et dans certains sols à structure fragile (sable carbonaté par exemple), le battage du pieu provoque un remaniement du sol autour du fut qui diminue le frottement dans des proportions qui peuvent être très importantes.[1]

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- **Pieu battu préfabriqué** : Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, Sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.
- **Pieu en béton foncé** : Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

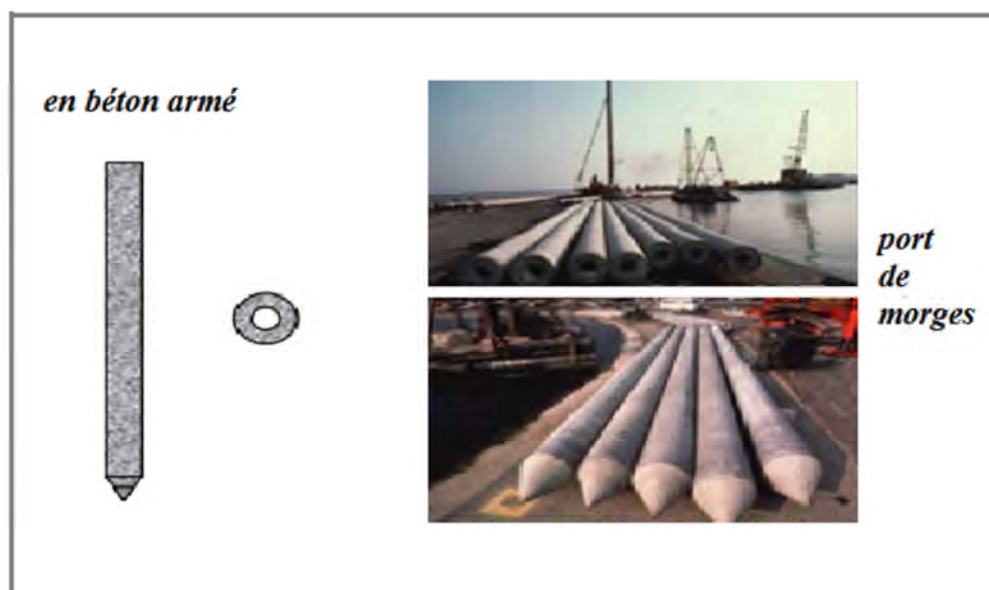


Figure I. 6: Pieu en béton armé. [4]

- **Pieu en métal foncé** : Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

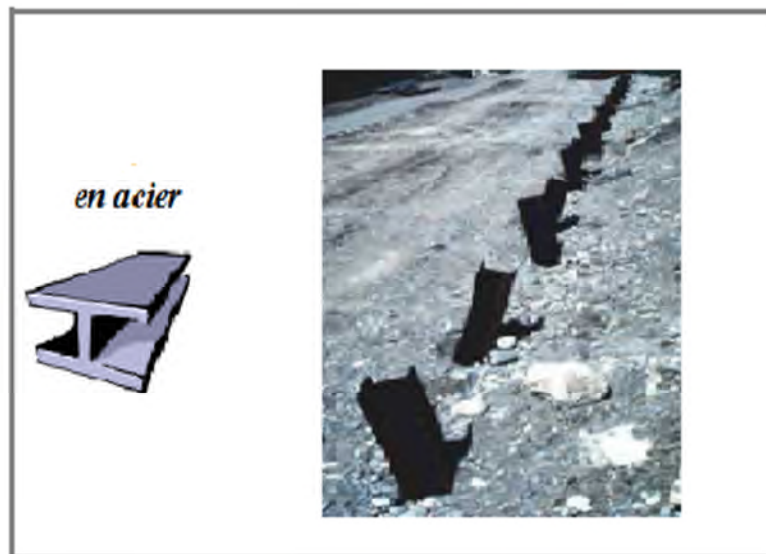


Figure I. 7: Pieux battus en acier.

- **Pieu battu pilonné** : Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.
- **Pieu battu moulé** : Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

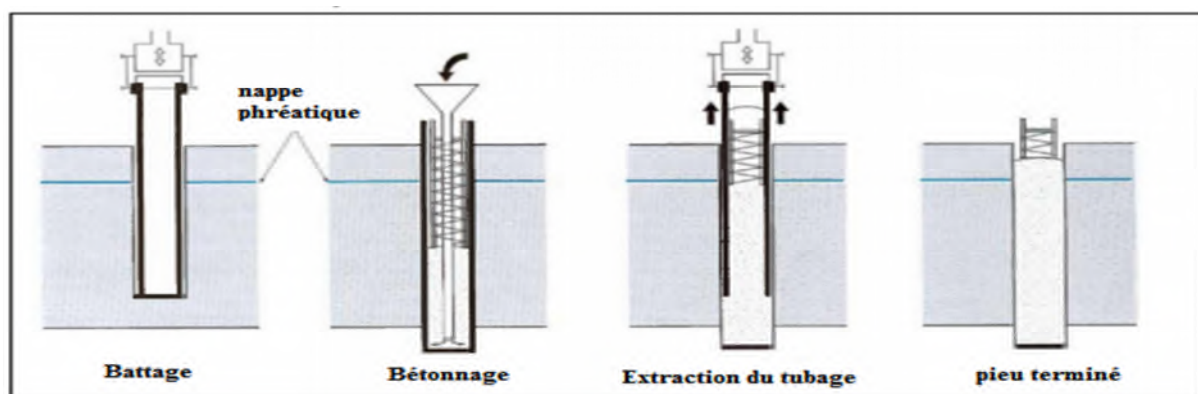


Figure I. 8: Exécution d'un pieu battu moulé. [2]

- **Pieu battu enrobé** : Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :
 - de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
 - de profilés H ;
 - de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

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

- **Pieu tubulaire précontraint** : Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

I.4.4.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

Ils sont réalisés par substitutions. Pendant la phase de forage ou de creusement, le sol a donc tendance à se décompresser à proximité du contact. A rugosité égale, le frottement latéral mobilisé est généralement plus faible qu'avec les pieux mis en place par refoulement. [2]

Ces pieux sont les suivants :

- **Pieu foré simple** : (et barrette exécutée dans les mêmes conditions) Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.[2]

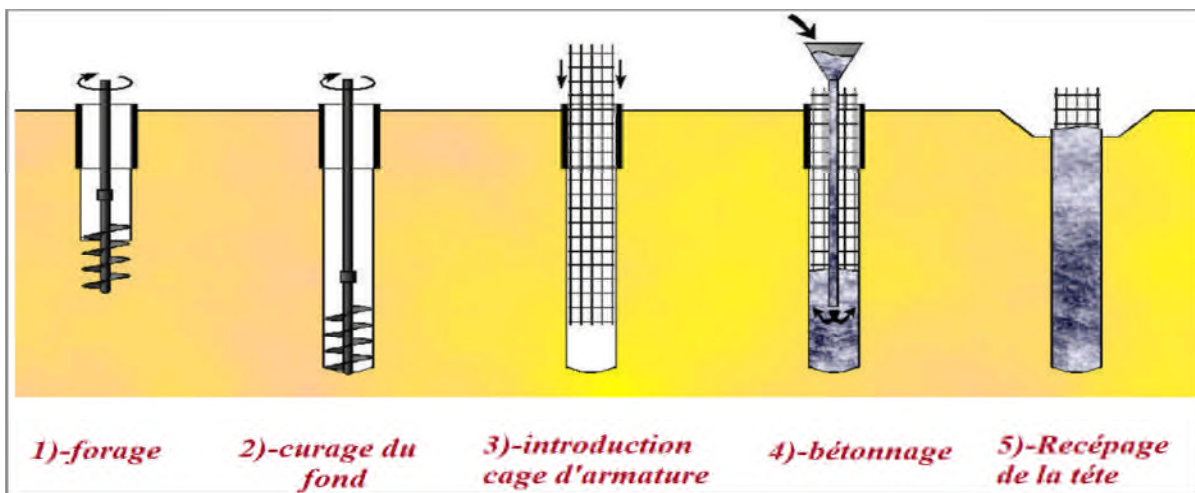


Figure I. 9: Exécution d'un pieu foré simple.

- **Pieu foré à la boue et barrette** : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

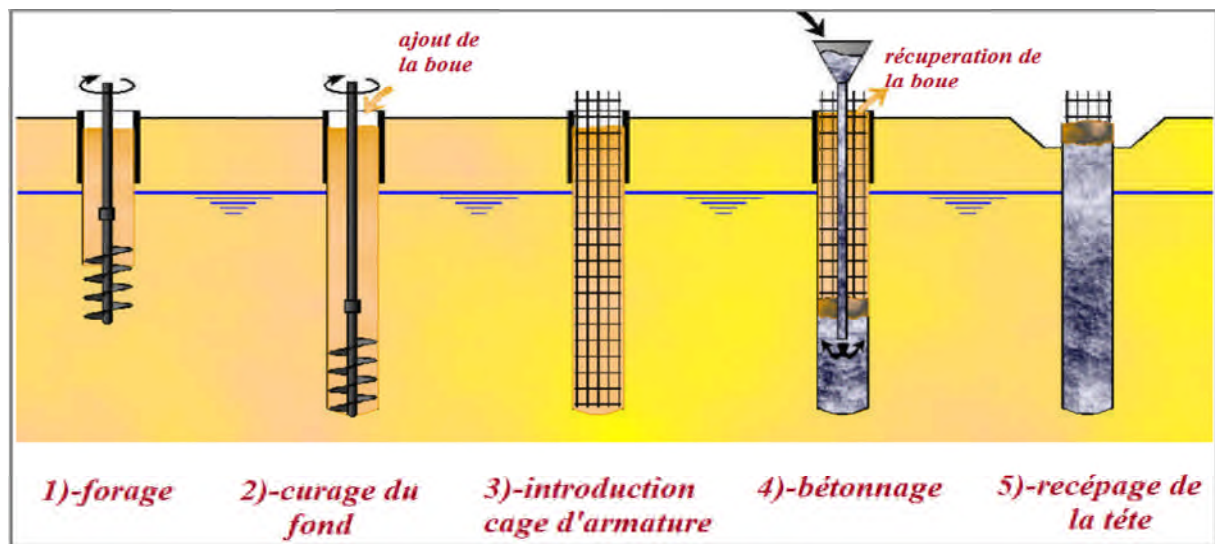


Figure I. 10: Exécution d'un pieu sous la boue.

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

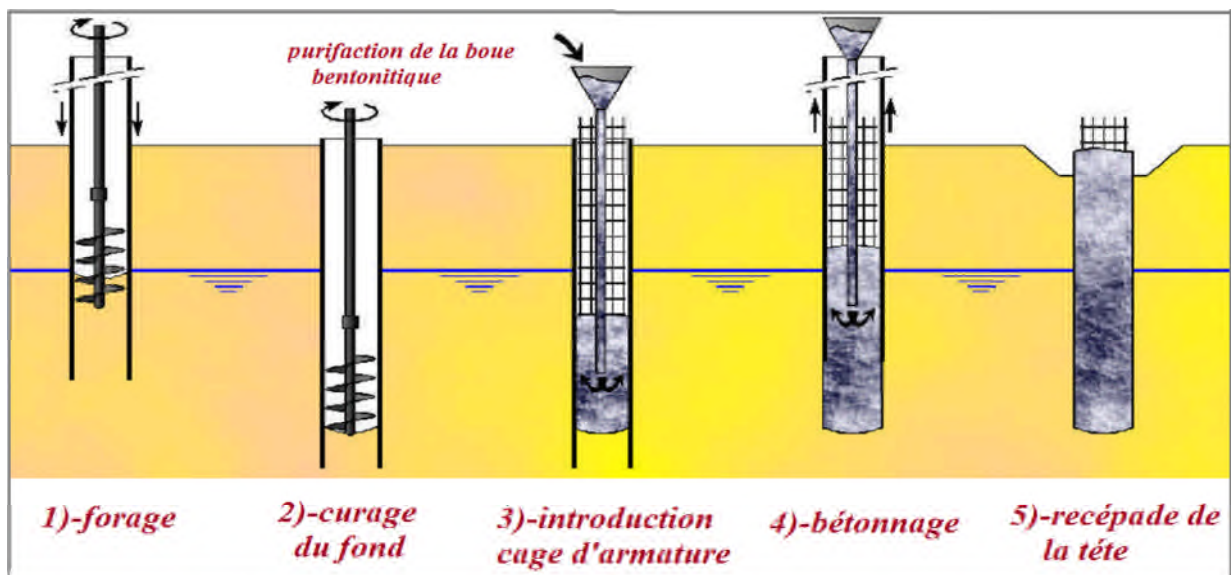


Figure I. 11: Exécution d'un pieu foré tubé.

- **Puits :** Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.
- **Pieu tarière creuse :** Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

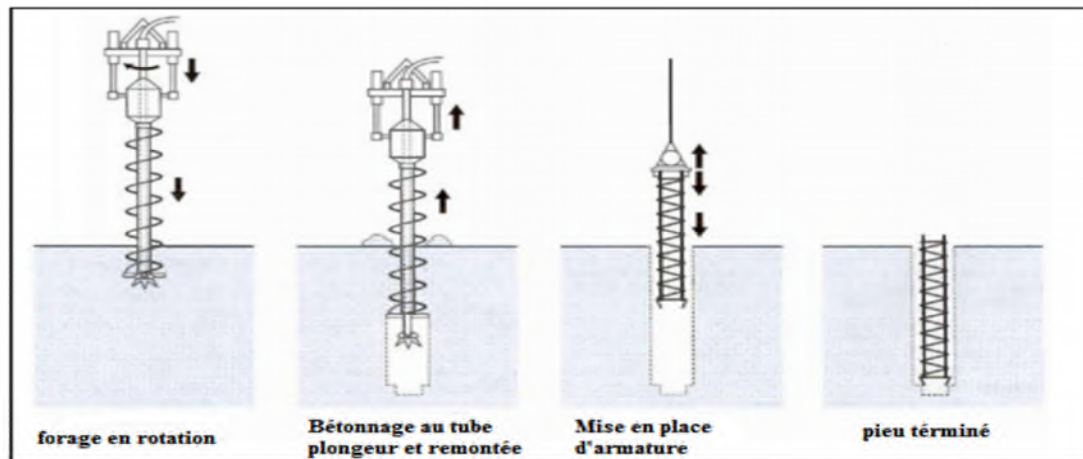


Figure I. 12: Exécution d'un pieu a la tarière creusée. [2]

I.4.4.3. Pieux particuliers

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux) mais qui sont battus, sans obturation de la base.

Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur.

➤ **Tableau résumant les cas précédents**

Le tableau ci-dessous résume les principaux types de pieux :

Tableau I. 1: Résumé des informations traitées concernant l'exécution des pieux.

	Type du pieu	Procédé de mise En œuvre	Utilisation Du tubage	Domaine d'utilisation (type de sol)
Pieu mis en œuvre avec refoulement du sol	Battu Moulé	Battage	Oui	Argile et Marne
	Battu Pilonné	Battage et Pilonnage	Oui	Terrains à faible résistance
	Vissé Moulé	Vissage	Oui	Terrains cohérents
Pieu mis en œuvre sans refoulement du sol	Foré simple	Forage	Non	Terrains cohérents
	Foré Sous boue	Forage et utilisation de La boue	Non	Tous les terrains et Particulièrement les terrains instables
	Foré tubé	Forage et Tubage	Oui	Travaux fluviaux Maritimes et les ponts De rivières

I.5. Les avantages et les inconvénients des fondations sur pieux

Les fondations sur pieux présentent un certain nombre d'avantages suivant leur mode d'exécution, qui sont les suivant :

- La recherche d'un sol d'assise à grande profondeur, suivant son sondage, suffisamment résistant pour reprendre la charge de l'ouvrage ou suffisamment homogène pour bénéficier des efforts de frottement.
- Un travail facile en terrain aquifère, sans réserves de quelques précautions.
- La formation d'un bulbe et l'amélioration des effets de frottement dans les pieux pilonnés.
- Une réalisation rapide des travaux et une facilité d'emplois en terrains aquifères lorsqu'ils sont préfabriqués.
- Une exécution par basse température sans gêne excessive.

I.6. CONCLUSION

Les fondations étant le point faible des constructions, il faut donc les élaborer avec soins. Différentes méthodes permettant déjà de bien percevoir les caractéristiques du terrain sur lequel on souhaite fonder. On se rend compte qu'à chaque terrain peut correspondre une fondation mais que globalement c'est toujours sur le terrain le plus stable et souvent celui possédant une teneur en eau stable dans le temps qui sont les plus aptes à servir de base.

On peut alors maintenant se demander s'il n'est pas possible de concevoir qui, sur n'importe quel type de sol, assurent toujours leur pouvoir de transmission de charge et d'équilibre de la structure.

II.1. Introduction

Suite à la demande Maître de l'ouvrage, le laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments (*L.M.T.P.B*), antenne de Bejaia, a procédé à l'étude géotechnique du terrain destiné au projet relatif à la réalisation d'un « Village touristique à Saket », wilaya de Bejaia.

Le présent rapport a pour but de déterminer ;

- Les conditions d'assises des sols en place.
- La contrainte admissible.
- Les déformations éventuelles de la couche du sous sol rencontrée.

II.2. Description du projet

D'après le plan de masse qui nous a été transmis, le projet consiste en la réalisation d'un Village touristique comportant des blocs en R+4, administration, bungalows collectifs et individuels et un Bâtiment (Hôtel en R+12).

Le présent de travail que nous allons traiter consiste à étudier les fondations du Bâtiment (Hôtel en R+12).

II.3. Situation géographique

Du point de vue géographique, le terrain retenu pour servir d'assiette au futur projet se trouve à Saket sur la rive droite de la RN24, qui relie Bejaia et Tizi-Ouzou suivant le littoral, à une centaine de mètres de la côte Ouest du port de pêche de Talla Ilef.



Figure II. 1:Image satellitaire indiquant le site du projet.

II.3.1. Topographie

Du point de vue topographique, le terrain d'étude est pratiquement plat et jonché de remblais avec un accès facile aux engins d'investigation géotechnique, à l'exception de l'assiette de l'hôtel. D'où les travaux de terrassement devront atteindre le bon sol.

II.4. GEOLOGIE REGIONALE

Du point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des Babors occidentaux qui comprend :

- Les formations post - nappes du Mio-pliocène.
- Le domaine des flyschs allochtones.
- Les unités telliennes d'âge Trias à crétacé supérieur.

Les Babors appartiennent au domaine tellien nord-oriental. Constituant la côte du golfe de Bejaia, leurs chainons calcaires séparent Petite et Grande Kabylie. Les parties les plus internes du domaine tellien y sont visibles. L'essentiel des déformations continues est acquis à la fin du Crétacé. L'évolution tectonique mésozoïque, complexe, est considérée comme représentative de celle de tout l'orogène tellien. Elle est liée à la position particulière de ce domaine sur la marge nord de la plaque africaine et peut être assimilée à une vaste zone les effets du coulisage sénestre de l'Afrique par rapport à l'Europe durant la première partie du Mésozoïque. [11]

II.4.1. Contexte géologique du site d'étude :

D'après la carte géologique détaillée (feuille n°26 au 1/50,000) de Bejaia, la région d'étude fait partie des formations géologiques des terrains sédimentaires « Quaternaire ancien ».

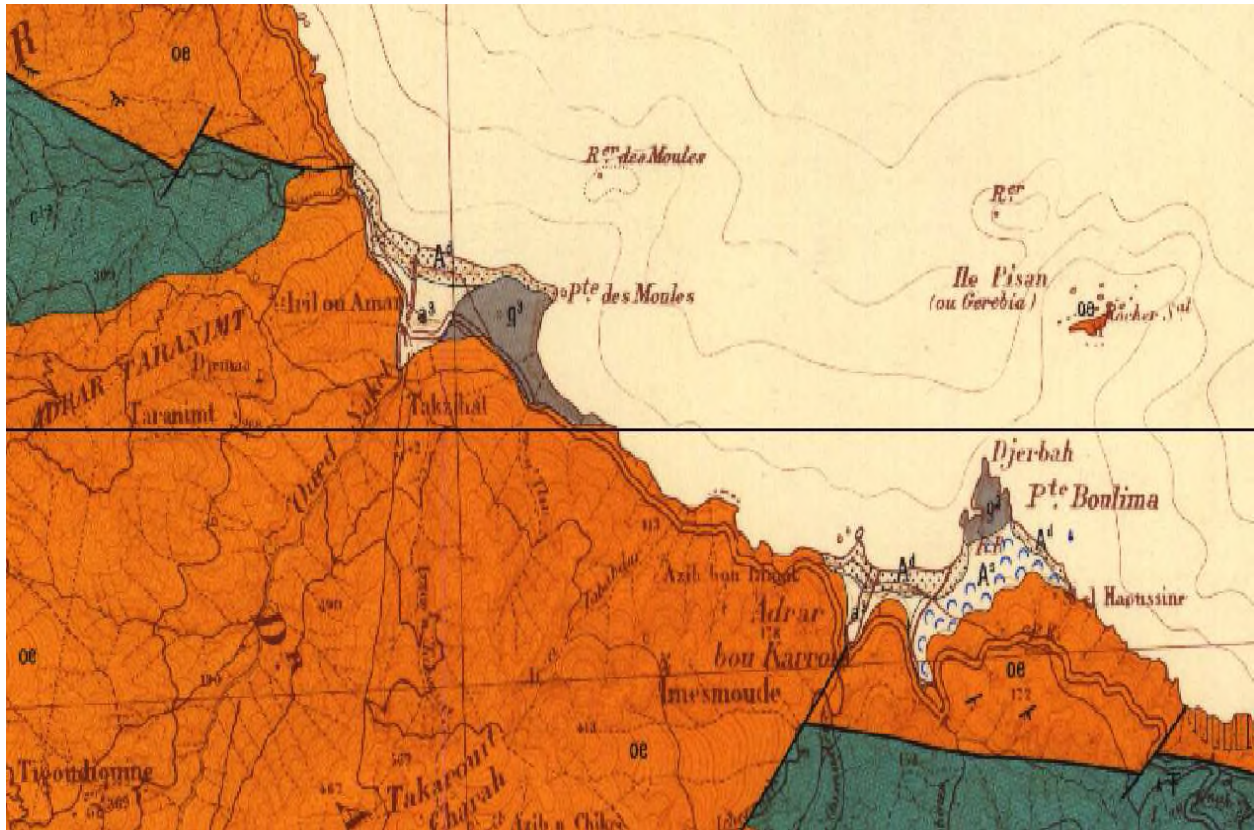


Figure II. 2: Carte géologique de la région de Bejaia.

(Extrait de la carte géologique de Bougie au 1/50,000)

Zone verte ———> flysch albo-aptien.

Zone orange ———> flysch nummulitique supérieure.

Zone grise ———> Quaternaire ancien.

II.5. SISMICITE

Suite au tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS) a donné une classification sismique nouvelle du territoire national, dont il a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante

- Zone 0Sismicité négligeable.
- Zone ISismicité Faible
- Zone II a et II b.....Sismicité Moyenne
- Zone III.....Sismicité Elevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la localité.

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

- **Groupe 1A** : Ouvrage d'importance vitale
- **Groupe 1B** : Ouvrage de grande importance
- **Groupe 2** : Ouvrage courants ou d'importance moyenne
- **Groupe 3** : Ouvrage de faible importance.

Le coefficient d'accélération (A) est donné sous forme du tableau ci-dessous:

Tableau II. 1: Le coefficient d'accélération.

ZONE				
Groupe	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.12	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

II.5.1. Contexte sismologique de la zone d'étude :

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone II a, qui correspond à une zone de sismicité moyenne.

Les paramètres pour le dimensionnement du projet :

- Zone sismique **II a**
- Ouvrage de groupe **1B**
- Accélération **A = 0,20** (Tableau II.1)

II.6. Essais sur site :(in-situ)

A cause de certaines difficultés liées à l'opération des prélèvements d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport d'échantillons au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développés les ESSAI IN-SITU qui permettent d'appliquer des sollicitations sur le sol dans un milieu naturel et de s'affranchir du remaniement inévitable avec les échantillons.

II.6.1. Sondages de reconnaissance**II.6.1.1. L'objectif de l'essai:**

Les sondages sont des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface du sol des échantillons de terrain prélevés en profondeur.

Les sondages visent essentiellement à reconnaître les couches des terrains, les nappes d'eau éventuelles à traverser et à rechercher la zone de terrain valable (bon sol) pour assoir la fondation.

➤ Les sondages peuvent être exécutés:

- Soit à ciel ouvert: puits, tranchées, gradins.
- Soit par forage mécanique réalisé à l'aide de matériels divers, plus ou moins perfectionnés.

II.6.1.2. Principe de l'essai:

Dans notre étude on s'intéresse aux forages mécaniques (sondage carotté), où la première tâche de la sondeuse est de faire tourner le train de tige, le carottier et la couronne. Elle transmet également la pression nécessaire à l'outil de forage (couronne).

II.7. Sondage carotté

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire: soit par poinçonnement (percussion, battage ou pression), soit par rotation, le fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. Les échantillons de sol, appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leur identité, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés. Les échantillons destinés aux essais de laboratoire sont immédiatement conditionnés de manière à préserver leur intégrité. [14]

II.7.1. objectifs:

La colonne continue de sols remontée lors d'un sondage carotté permet d'effectuer des observations d'ordre géologique (pétrographie, stratigraphie, données structurales,... etc.) et des essais de laboratoire destinés à l'identification des sols et à la mesure de leurs caractéristiques mécaniques.

Compte tenu du contexte géologique du site et de la nature du projet, le programme de reconnaissance a été basé sur la réalisation :

- Un (01) sondage carotté de 20m au niveau de l'assiette de l'Hôtel et Huit (08) sondages carottés de 10m de profondeur repartis sur l'ensemble de l'assiette, notés SC01 à SC09, afin d'établir des coupes lithologiques de terrain et de prélever des échantillons pour essais de laboratoire. (voir l'annexe 05)
- Un (01) sondage destructif de 10 m avec un (01) essai pressiométrique chaque 1,5 m. (Voir annexe 07)
- Onze (11) essais au pénétromètre dynamique lourd, notés PDL1 à PDL11, repartis sur l'ensemble de l'assiette, exécutés au moyen d'un équipement pénétrométrique de caractéristiques techniques :
 - Poids de mouton 63,5kg
 - Hauteur de chute 0,60m
 - Section de la pointe 16cm²

Ils ont permis la mesure de la résistance dynamique de pointe (qd) des terrains traversés.

- Des essais géophysiques à savoir deux (02) profils sismiques de 52 m et un (01) profil tomographique de 124 m de longueur. [11]



Figure II. 3: sondage carotté réalisé sur le site.

- **Les résultats** : les résultats des sondages carottés sont résumés dans les tableaux ci dessous.

Les coupes de sondages carottés montrent que les sols sont constitués par : [11]

Tableau II. 2: Sondage carotté N°01.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°1	00,00 à 01,50 m	Remblai.
	01,50 à 04,50 m	Argile avec passage de galets (éboulis) limoneuse, couleur rougeâtre.
	04,50 à 08,50 m	Schiste verdâtre argileux graveleux.
	08,50 à 16,50 m	Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés.
	16,50 à 20,00 m	Schiste grisâtre faiblement marneux avec passage de blocs de grés.

Tableau II. 3: Sondage carotté N°02.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SN° 2	00,00 à 01,00 m	Remblai.
	01,00 à 03,40 m	Argile sombre limoneuse graveleuse.
	03,40 à 06,00m	Argile limoneuse sableuse graveleuse avec passage de galets, couleur marron à beige.
	06,00 à 08,50 m	Schiste verdâtre graveleux.
	08,50 à 10,00 m	Schiste grisâtre.

Tableau II. 4: Sondage carotté N°03.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°03	00,00 à 00,40 m	Remblai.
	00,40 à 01,50 m	Argile sombre limoneuse graveleuse.
	01,50 à 03,00 m	Argile rougeâtre graveleuse avec passage de galets.
	03,00 à 06,80 m	Sable argileux avec passage de galets et blocs de grés.
	06,80 à 10,00 m	Schiste grisâtre argileux.

Le Sondage carottée concernant notre étude (Hôtel) est SC 01.

Tableau II. 5: Sondage carotté N°04.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°04	00,00 à 00,60 m	Terre végétale.
	00,60 à 04,50 m	Argile limoneuse marron sableuse graveleuse avec galets.
	04,50 à 06,00 m	Schiste argileux verdâtre graveleux avec passage de galets.
	06,00 à 10,00 m	Schiste grisâtre.

Tableau II. 6: Sondage carotté N°05.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°05	00,00 à 03,00 m	Remblai.
	03,00 à 04,50 m	Argile sableuse graveleuse, couleur sombre.
	04,50 à 06,50 m	Schiste verdâtre argileux graveleux.
	06,50 à 10,00 m	Schiste grisâtre graveleux.

Tableau II. 7: Sondage carotté N°06.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°06 :	00,00 à 01,00 m	Remblai.
	01,00 à 04,00 m	Argile limoneuse sableuse graveleuse, couleur beige a rougeâtre.
	04,00 à 10,00 m	Schiste grisâtre argileux graveleux.

Tableau II. 8: Sondage carotté N°07.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°07 :	00,00 à 00,60 m	Remblai.
	00,60 à 02,50 m	Argile sombre limoneuse sableuse.
	02,50 à 06,50 m	Argile beige avec passage de galets (éboulis) sableuse.
	06,50 à 10,00 m	Schiste grisâtre argileux graveleux.

Tableau II. 9: Sondage carotté N°08.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°08	00,00 à 00,80 m	Remblai.
	00,80 à 01,80 m	Argile sombre limoneuse
	01,80 à 05,50 m	Argile beige a rougeâtre limoneuse graveleuse avec galets (éboulis).
	05,50 à 07,00 m	Argile schisteuse verdâtre graveleuse.
	07,00 à 10,00 m	Schiste grisâtre graveleux.

Tableau II. 10: Sondage carotté N°09.

Sondage carotté	Profondeurs	Lithologie
SC N°09	00,00 à 02.00m	Terre végétale (remblais).
	02,00 à 04,80 m	Argile limoneuse avec gros sables, couleur marron a beige.
	04,80 à 07,00 m	Argile schisteuse verdâtre sableuse avec passage de gros galets.
	07,00 à 10,00 m	Schiste grisâtre argileux.

➤ Eau dans le sol

Lors de la réalisation des essais au pénétromètre dynamique et au cours de l'extraction des tiges, pas décelé une humidification de ces dernières. Ce qui laisse à supposer une présence d'eau au-delà des profondeurs testées.

Enfin, des infiltrations d'eau superficielles peuvent se produire en période pluvieuse.

La saturation des sols superficiels est possible en conditions climatiques défavorables.

II.7.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd

L'essai de pénétration dynamique consiste à battre un train de tiges métalliques cylindriques, terminé par une pointe débordante, au moyen d'une masse appelée "Mouton" tombant d'une hauteur constante à chute libre.

La technique utilisée permet de mesurer la résistance dynamique du sol, dénommée R_d opposée par le sol à la pénétration de la pointe par la formule dite "Hollandais" combinée avec la formule qui tient compte de la section droite du cône. [11]

Tableau II. 11: Les essais pénétrométriques.

N° Essai	Profondeur (m)	Rp minimale moyenne (bars)
PDL1	>2,20	>43
PDL2	>1.40	>52
PDL3	>1.00	>85
PDL4	>1.00	>85
PDL5	>1.00	>85
PDL6	>1.40	>52
PDL7	>0.80	>58
PDL8	>1.00	>62
PDL9	>1.00	>85
PDL10	>1.20	>62
PDL11	>1.20	>43

II.7.2.1. Interprétation des essais pénétrométriques

La campagne d'essais menée sur site montre que :

Pour l'ensemble des points pénétrométriques PDL réalisés dans cette zone, l'allure des diagrammes et les résistances à la pénétration (R_p) sont en conformité avec l'examen de la lithologie des sondages carottés et montrent que le sol en place présente une homogénéité verticale et horizontale.

De façon générale, nous constatons que les valeurs de la résistance à la pénétration dynamique sont relativement élevées, elles dépassent les 43 bars. Dû probablement à la présence des cailloux à blocs rocheux, l'ensemble des refus sont enregistrés prématurément entre 1,4m et 6,2m.

II.7.3. Essai au Pressiomètre

L'essai pressiométrique (SP) consiste à faire descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volumes du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

- L'appareil est constitué des éléments suivants:
 - Les sondes, nous distinguons en effet la sonde de mesure, qui est la sonde centrale et deux sondes extrêmes appelées sondes de garde.
 - Le Contrôleur Pression Volume (CPV)
 - Les tubes de connexion

- Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites:
 - Le module pressiométrique (E_M) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
 - La pression limite (P_l) qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
 - La pression du fluage (P_f) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Un (01) essai pressiométrique conformes à la norme EN ISO 22476-4 procédure B a été réalisé dans le sondage destructif par pas de 1,5 m dans l'assiette de l'hôtel à côté du sondage carotté SC01 (essai d'expansion en forage conforme à la norme NFP 94-110-1). [11]

II.7.3.1. Caractéristiques pressiométriques :

Les valeurs des caractéristiques pressiométrique E_M et P_l dans les différents sols rencontrés sont les suivantes :

- Argile avec passage de galets (éboulis) limoneuse (1.5m à 4.5m)
 $18,25 \text{ bars} < P_l < 19,58 \text{ bars}$ et $188 \text{ bars} < E_M < 571 \text{ bars}$

- Schiste verdâtre argileux graveleux (4.5m à 8.5m)
 $48,89 \text{ bars} < P_l < 57,73 \text{ bars}$ et $1063 \text{ bars} < E_M < 3182 \text{ bars}$

- Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés (8.5m à 16.5m)
 $P_l = 48,71 \text{ bars}$ et $E_M = 1281 \text{ bars}$

➤ Les résultats détaillés figurent dans (Tableau II.12)

Tableau II. 12: Les résultats pressiométriques.

Profondeur (m)	E (bars)	P ₀ (bars)	Pl (bars)	Pl* (bars)	Lithologie
1.5	188,21	0,26	19,04	18,78	Argile avec passage de galets (éboulis) limoneuse.
3	571,50	0,52	19,58	19,06	
4.5	416,66	0,80	18,25	17,45	
6	1063,60	0,99	57,73	56,74	Schiste verdâtre argileux graveleux.
7.5	3182,83	1,23	48,89	47,66	
9.5	1281,15	1,54	48,71	47,17	Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés.

Avec :

Pl* : Pression limite nette,

P₀ : contrainte totale horizontale du sol au niveau concentré et où moment l'essai est réalisé

($P_0 = K_0 \times q_0$),

K₀ : coefficient de poussée des terres au repos,

q₀ : contrainte verticale des terres à la profondeur envisagée ($q_0 = \gamma \cdot h$),

γ : poids volumique du sol.

h: profondeur considérée [11]

II.8. Reconnaissance géophysique**II.8.1. Essais de sismique réfraction**

La méthode de sismique réfraction, par le calcul des vitesses de propagation des ondes dans les différentes couches de terrains, permet d'obtenir une image précise de l'arrangement structural du sous-sol.

Deux (02) profils sismiques, d'une longueur de 52,0 mètres, et un pas régulier de 4,0 mètres entre géophones, ont été effectués, chaque base est constituée par l'arrangement de 12 géophones.

Un (01) profil de tomographie électrique de 124,0 mètres de longueur, a 32 électrodes espacées de 4,0 mètres, codifiés PTE-01.

La campagne de reconnaissance géophysique réalisée sur le site de Saket, le 15 mai 2014, avec des conditions climatiques favorables au déroulement de l'acquisition des données. [11]

II.8.1.1. Principe

La méthode consiste à provoquer un choc à la surface du sol, l'onde de déformation ainsi induite se propage dans le milieu, est soit réfractée ou réfléchi au niveau des interfaces. Un système de capteurs à la surface du sol recueille les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés de l'onde entre le choc et les capteurs.

On mesure ainsi des temps de propagation, qui permettent de calculer des vitesses sismiques des différentes couches et leurs épaisseurs.

Les vitesses sont des paramètres qui caractérisent les propriétés élastiques des terrains et en particulier leur compacité. Plus les vitesses sont faibles, plus les terrains sont meubles et peu consolidés (les vitesses varient entre quelques centaines et plusieurs milliers de m/s).

- L'objectif de ces essais est de déterminer :
 - L'épaisseur du recouvrement.
 - L'état d'altération et la compacité des terrains.
 - La présence d'accident géologique éventuel.
 - La rippabilité des terrains pour les terrassements.
 - La vulnérabilité sismique du site et sa classification.

II.8.1.2. Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de compression " Vp "

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P ; les résultats des enregistrements figurent en annexe 09, ainsi que les hodochrones. [11]

➤ **PROFIL SISMIQUE PS-01 :**

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-01.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-01	TN 4.0 m	510	1290	2690	1.91-1.97	6.84-7.29
	TI N (G3 et G4)	570	1210	/	2.09-2.35	/
	TI R (G3 et G4)	610	1180	2660	2.13-2.53	8.04-8.35
	TC N	480	1190	/	1.63-1.83	/
	TC R	480	1180	/	1.20-1.24	/
	TI N(G9et G10)	700	1000	2350	1.27-1.47	6.42-7.18
	TI R(G9et G10)	590	1070	/	1.59-1.61	/
	TR 4.0 m	400	1130	2750	1.45-1.51	8.16-8.51

- Les résultats obtenus par ce profil montrent la présence de trois marqueurs :
- Le premier marqueur, atteint une puissance moyenne de 1,70 mètres, les vitesses des ondes de compression sont lentes de l'ordre de 480 m/s à 700 m/s ;
 - Le second marqueur : mis en évidence, des vitesses des ondes de compression atteignant 1000 – 1290 m/s, les épaisseurs calculées allant de 6,40 m à 8,50 mètres; Ce faciès représente les argiles et limoneuses sableuses ;
 - Le dernier marqueur, correspond aux faciès schisteux compacts, atteint des vitesses rapides, oscillant autour de 2350 m/s – 2690 m/s. Ce faciès a été recoupé entre les profondeurs 8,00 m et 10,50m.

➤ PROFIL SISMIQUE PS-02 :

Tableau II. 14: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-02	TN 4.0 m	550	1000	2710	1.64-3.23	5.19-5.43
	TI N (G3 et G4)	540	1000	/	0.64-0.82	/
	TI R (G3 et G4)	670	1050	2260	0.58-0.73	5.71-6.76
	TC N	700	1260	2630	1.81-1.87	3.93-4.83
	TC R	690	1240	2480	2.69-3.20	3.75-4.50
	TI N(G9et G10)	/	/	/	/	/
	TI R(G9et G10)	/	/	/	/	/
	TR 4.0 m	680	1190	2670	1.98-2.08	5.90-6.85

➤ L'analyse des dromochroniques du PS-02 révèle :

- Le recouvrement superficiel apparait avec des vitesses lentes : $540 \text{ m/s} < V_p < 700 \text{ m/s}$, et une épaisseur variant entre 0,60 m et 3,23 mètres ;
- Le terrain intermédiaire composé par les argiles limono-sableux, mis en évidence, présente des vitesses de l'ordre de 1000 m/s – 1260 m/s avec une puissance de 3,80 m à 6,80 m ;
- En profondeur, on recoupe les schistes compacts, les vitesses sismiques deviennent rapides de l'ordre de 2260 - 2710 m/s, dont le toit est localisé à partir d'une profondeur moyenne de 7,30 mètres.

II.8.1.3. Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement " Vs".

➤ PROFIL SISMIQUE PS-01- Vs :

Tableau II. 15: Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-01.

Numéro base	Tir	Vs1(m/s)	Vs2(m/s)	Vs3(m/s)
PS-01 Vs	TN 4.0 m	202	517	1000
	TR 4.0 m	190	500	1110

➤ **PROFIL SISMIQUE PS-02- Vs :****Tableau II. 16:** Tableau récapitulatif des résultats du profil PS-02.

Numéro base	Tir	Vs1(m/s)	Vs2(m/s)	Vs3(m/s)
PS-02	TN 4.0 m	270	480	1140
Vs	TR 4.0 m	380	550	1010

TN: tir normale.

TR: tir reverse.

TIN: tire interne normale.

TIR: tire interne reverse.

TC N: tire au centre normale.

TC R: tire au centre reverse.

II.9. Généralités et principe de la méthode Wenner

II.9.1. Mesure de la résistivité des sols

La méthode de Wenner permet de connaître, à l'aplomb d'un point O, la résistivité des sols en fonction de la profondeur. On génère un courant I entre deux piquets de terre X et Z, disposés symétriquement par rapport au point O.

On prévoit deux électrodes supplémentaires Y et Xv, au voisinage du point O, pour mesurer la différence de potentiel ΔV . Il est alors possible de calculer la résistivité apparente ρ des couches cumulées du sol sous le point O à partir de la résistance donnée par un ohmmètre de terre.

Par rapport à la méthode classique à quatre électrodes, la méthode de Wenner impose un positionnement précis des électrodes les unes par rapport aux autres : en ligne et équidistantes (distance A), ce qui simplifie la formule de la résistivité apparente :

Où ρ est la résistivité [exprimée en Ωm], ZY, YX, ZXv et XvX sont les distances entre les quatre sondes [en m] et $\Delta V/I = R$ est la résistance affichée sur l'appareil de mesure.

Un courant électrique continu d'intensité I connue est injecté dans le sol considéré comme un conducteur de résistance R au moyen d'électrodes C₁ et C₂. Entre deux autres électrodes P₁ et P₂, on mesure la différence de potentiels Δv provoquée par le passage du courant dans le sol, après compensation manuelle ou automatique du potentiel spontané.

où :

ΔV : est la différence de potentiel enregistrée en millivolts;

I : l'intensité du courant électrique injecté en milliampères;

R : la résistance électrique en ohms.

Le dispositif de mesure le plus fréquemment utilisé en tomographie électrique est le dispositif de Wenner.

Avec ce dispositif, les résistivités apparentes sont moins affectées par les variations latérales superficielles. Pour ce dispositif, l'écartement entre électrodes est constant (distance a) et les électrodes de courant entourent les électrodes de potentiel.

II.9.2. La méthode de WENNER

Elle impose un positionnement précis des électrodes les unes par rapport aux autres. On dispose les quatre piquets de terre en ligne, en les espaçant de manière équidistante (distance "a" variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres), selon un intervalle qui dépend de la profondeur p à tester.

D'autre part, les électrodes ne doivent pas être enfoncées de plus du tiers de la distance qui les sépare.

La résistivité apparente calculée par la méthode de Winner est une moyenne des résistivités réelles du terrain, chaque valeur étant pondérée par la densité de courant à la profondeur considérée.

En pratique, les mesures sont souvent faussées par l'influence d'éléments métalliques présents dans le sol. C'est pourquoi il est recommandé de renouveler les mesures de résistivité en déplaçant les quatre piquets de terre pour former un nouvel alignement perpendiculaire au premier. On peut aussi faire varier la profondeur et la distance entre les sondes de mesure afin d'obtenir des profils de résistivité.

Des courants parasites qui circulent dans la terre peuvent également perturber les mesures de résistivité des sols : Ce sont des courants telluriques, des courants de défaut et leurs harmoniques.

II.9.2.1. Interprétation des résultats

Les résultats ont été traités par le logiciel Res2Dinv qui va permettre à partir des valeurs de résistivités apparentes mesurées sur le terrain de trouver par méthode itérative les vraies résistivités calculées du terrain:

- Le profil du haut représente les valeurs brutes des résistivités apparentes, l'axe des Z représente les pseudo-profondeurs et l'axe des X la distance horizontale en mètres ;
- Le profil du milieu indique l'effet que produirait le modèle calculé, plus l'écart entre les coupes 1 et 2, est faible meilleure est le résultat de l'inversion, le taux d'erreur (RMS error) correspond à la moyenne de cette différence ;
- Le profil du bas est le modèle calculé en résistivité et profondeurs calculées, c'est cette coupe qui représente le résultat final du processus d'inversion.

Le modèle calculé n'est pas unique, on peut obtenir d'autres en faisant varier quelques paramètres, cette ambiguïté provient du fait que le modèle est calculé en 2D alors que les mesures de terrain sont influencées par les 3 dimensions.

➤ L'analyse du Profil de Tomographie Electrique PTE-01 montre :

- La présence d'un contact anormal entre le milieu du dispositif 64.0 m et 96.0 m sur une

profondeur de 20m ; on distingue bien un remplissage argileux conducteur ou bien un chenal

oued avec un écoulement en direction de la mer. Voir la figure du TPE-01 en annexe 10 [11]

II.10. Essais au laboratoire

Ces essais consistent à prélever des échantillons les moins remaniés possibles de chacune des couches rencontrées, puis les envoyer au laboratoire pour des essais qui déterminent les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Il y a lieu de rappeler qu'un programme d'essais de laboratoire a été établi sur les prélèvements en particulier au niveau des formations où seront implantées les fondations. Les essais effectués

sont les suivants :

- Mesure de la masse volumique sèche γ_d (t/m) ;
- Mesure de la masse volumique humide γ_h (t/m) ;
- Mesure de la teneur en eau naturel ;
- Mesure des limites d'Atterberg ;
- Analyses granulométriques et sedimentométriques;
- Essais mécaniques : essais de cisaillement et essais oedométriques ;
- Analyses chimiques.

II.10.1. Essais d'identifications

Le sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules est d'air ou de gaz . Il est donc, on général constitué de trois phases:

Sol = squelette solide(grains minéraux) + Eau + Gaz

Entre les grains du squelette les vides peuvent être remplies par de l'eau, par un gaz, ou les deux à la fois.

V_s: Volume des grains solides.

V_v: Volume des vides entre les grains.

V_w: Volume de l'eau.

V_a: Volume de l'air.

V: volume total.

W_s: poids des grains solides.

W_w: poids de l'eau.

W: poids total du sol.

Avec les relations:

$$W = W_s + W_w \qquad V = V_v + V_s \qquad V_v = V_a + V_w \quad [14]$$

- **Densités (NF P94-064)**

Elles donnent une indication utile sur la capacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autre, de la capacité portante de sol.

Poids volumique (total) du sol : $\gamma = W / V$

Poids volumique des grains solides : $\gamma_s = W_s / V_s \quad [14]$

Poids volumique du sol sec : $\gamma_d = W_s / V$

Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = W_w / V_w \quad (\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3)$

poids volumique déjaugé : $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ (lorsque le sol est entièrement immergé).

- **La teneur en eau (NF P94-065)**

C'est le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume du sol, elle s'exprime en pourcentage.

$$W = W_w / W_s \quad (\%) \qquad [14]$$

▪ L'indice des vides

Permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire si le sol est en état lâche ou serré. Il est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides:

$$e = V_v / V_s \quad [14]$$

L'indice des vides peut être supérieure à 1.

▪ Le degré de saturation

Indique dans quelle proportion les vides sont remplis par de l'eau. Il est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des vides.

Il s'exprime en pourcentage:

$$S_r = (V_w / V_v) \times 100 \quad [14]$$

Lorsque le sol est saturé, **Sr = 100%**

▪ Limites d'Atterberg (NF P94-051)

Sont des constantes physiques conventionnelle qui marquent les seuils entre:

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité: WL).
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité: WP).

Sur la base des résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants du tamis 0,4mm), la limite de liquidité WL varie de 25,18 à 56,44% et l'indice de plasticité IP varie de 9,23 à 30,58%.

Selon le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est classé dans la catégorie des argiles peu a très plastiques avec une consistance dure.

La différence $IP=WL-WP$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

L'indice de consistance est défini comme étant le rapport de $(WL-W)$ et l'indice de plasticité.

$$I_c = (WL - W) / I_p$$

Les essais s'effectue en deux phases:

- Recherche de la limite de liquidité.
- recherche de la limite de plasticité. [14]

a)-Recherche de la limite de liquidité

A l'aide de l'appareil de casagrande à une teneur en eau pour laquelle une rainure pratique dans un sol placé dans une coupelle se referme sur 1cm lorsque celle-ci est soumise à 25 chocs répétés.

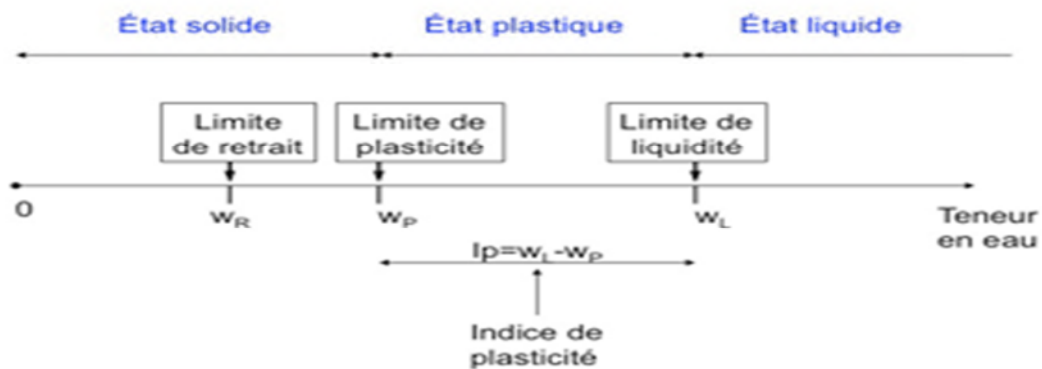


Figure II.4: Les limites d'Atterberg.

Résultats:

Le tableau dans l'annexe 06 résume les résultat des limites d'Atterberg et la classification des sols selon le diagramme de casagrande.

Les résultats de cet essai est inséré dans le tableau suivant: (Tableau II.17)

Tableau II. 17: Caractéristiques physiques.

Echantillons	Profondeur (m)	W (%)	Limites		Indices		Densités	
			Wl(%)	Wp(%)	Ip(%)	Ic	γ_h / γ_w	γ_d / γ_w
Sc 01	06 à 06.5	10.24	36.61	21.17	17.45	1.63	1.76	1.54
	07.5 à 8	10.99	31.58	20.07	11.52	1.79	1.83	1.47

II.10.2. Interprétation

Sur la base des données des essais au laboratoire et les coupes lithologiques des sondages carottes réalisés, on peut subdiviser le sol en deux (02) unités géotechniques ;

Unité (I) : Argiles limoneuses graveleuses avec présence de galets (1.5m à 8.5m).

Unité (II) : Schistes grisâtres (8.5m à 20.00m).

➤ **Unité (I) :**

Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 – 050) / (NF P 94 – 053):

La densité sèche moyenne (γ_d / γ_w) varie entre 1.47 et 1.54 et la densité humide (γ_h / γ_w) varie entre 1,76 et 1.83 ce qui confère aux formations rencontrées, un état peut dense.

(NF P 94-011) Description des sol.

Les teneurs en eau naturelles fluctuent entre 5,24 et 18,49%. Ces teneurs en eau sont moyennement faibles.

▪ **Analyses granulométriques (NF P 94 – 057):**

Les analyses granulométriques effectuées dénotent un sol fin, selon la classification du L.C.P.C, dont plus de 50% des particules sont inférieures à 80 μm .

Les analyses sedimentométriques donnent une teneur en éléments inférieurs à 2 μm variant de 13 à 49%.

▪ **Essais de Cisaillement (Cu et ϕ_u) (NF P 94 - 071 – 1):**

Les essais de cisaillement direct de type non consolidé non drainé ont montré que les caractéristiques du sol sont assez faibles, avec une cohésion de l'ordre de 0,2 à 0,9 bar et un angle de frottement ϕ de l'ordre de 7,07 à 18,44°.

➤ **Unité (II) :**

Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 – 050) / (NF P 94 – 053):

La densité sèche moyenne (γ_d / γ_w) varie entre 1,87 et 2,20 et la densité humide (γ_h / γ_w) varie entre 2,05 et 2,32, ce qui confère aux formations rencontrées, un état dense à très dense.

Les teneurs en eau naturelles fluctuent entre 10,24 et 10,99%. Ces teneurs en eau sont moyennement faibles.

- **Analyses granulométriques (NF P 94 – 057):**

Les analyses granulométriques dénotent un sol grenu, selon la classification du L.C.P.C, dont moins de 50% des particules sont inférieures à 80 μm .

Les analyses sedimentometriques donnent une teneur en éléments inférieurs à 2 μm variant de 1,2 à 14%.

- **Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051):**

Sur la base des résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants du tamis 0,4mm), la limite de liquidité WL varie entre 25,63 et 44,09% et l'indice de plasticité IP varie entre 9,53 et 20,85%.

Selon le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est classé dans la catégorie des argiles peu à très plastiques avec une consistance dure.

- **Essais de Cisaillement (Cu et ϕ_u) (NF P 94 - 071 – 1):**

Les essais de cisaillement de type non consolidé non drainé ont montré que les caractéristiques du sol sont assez faibles, avec une cohésion de l'ordre de 0,47 bar et un angle de frottement ϕ de l'ordre de 13,63°. Voir (l'annexe 08)

II.11. Analyses chimiques

Les échantillons de sols, récupérés à partir des sondages carottés, sont soumis à des analyses chimiques au laboratoire dans une optique de déterminer le degré d'agressivité du sol et d'éventuelles dispositions à mettre en œuvre. [11]

Tableau II. 18: Analyses chimiques.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Ph	Chlorures	Mg /Kg SO4
Sc 01	3.50 /3.00	6.56	0.2092	Traces
	6.00 / 6.50	6.87	0.2270	Traces

L'analyse de ces résultats montre que le sol présente une agressivité due aux acides « un PH inférieur à 7 » est indicative des solutions agressives qui dissolvent le liant du béton et s'attaquent aux granulats contenant du calcium (D'après DTR BE 1.31). Il est vivement recommandé de prévoir un ciment imperméable.

II.11.1. Interprétation

Selon la norme NA 778 de 2010 relatif à la norme NFT 18-011 Classification des environnements agressifs (Juin 2009). L'échantillon est classé comme suit :

Spécification Sulfates mg/kg	Classe D'agressivité	Niveau De protection
≥ 2000 et ≤ 3000	XA1 Environnement à faible agressivité chimique	pas de recommandations particulières

Selon le DTR BE1.31 :

pH	> 7	Agressivité due aux acides	Ciment imperméable
----	-----	----------------------------	--------------------

Selon la norme XP P 94-011 (Août 1999), Les sols analysés sont classés comme suit :

Teneur en carbonate (%)	Classification
< 10	Non marneux

II.12. Conclusion:

Le site destiné à la réalisation d'un hôtel en R+12 présente une topographie plates.

Le site est constitué par des argiles avec passage des galets couleur rougeâtre, des schistes verdâtres argileux graveleux, des schistes grisâtres avec passage de bloc de grés et des schistes grisâtres faiblement marneux avec passage de bloc de grés. Ces formations sont surmontées par une couche de remblais de 1.5m.

- les sols sont des schistes en profondeur;
- Les sols sont peu dense
- Les sols sont de consistance dure.
- Les sols sont agressifs vis-à-vis des bétons de fondations due aux acides (PH<7) .

Les résultats des essais pressiométriques montrent que les pression limites variant de 18.25 à 57.73 bars.

- de 0 à 4.5m de profondeur: présente des résistances variables de 18.25 à 19.58 bars.
- de 4.5 à 7.5m de profondeur: présente des résistances variables de 18.25 à 57.73bars.
- de 7.5 à 9.5m de profondeur: présente des résistances de l'ordre de 48.71 bars.

III.1. Présentation de la structure

D'après le plan de masse qui nous a été transmis, le projet consiste en la réalisation d'un Hôtel en R+12. L'hôtel est contreventé totalement par voiles avec planchers en dalle pleines, les cloisons de séparation sont en béton armé d'épaisseur de 15 cm .

Le présent travail que nous allons traiter consiste à dimensionner, calculer et choisir le type de fondation à adopter.

III.2. Conception architecturale :

Notre hôtel est composé d'un RDC et 12 étages avec un sous sol

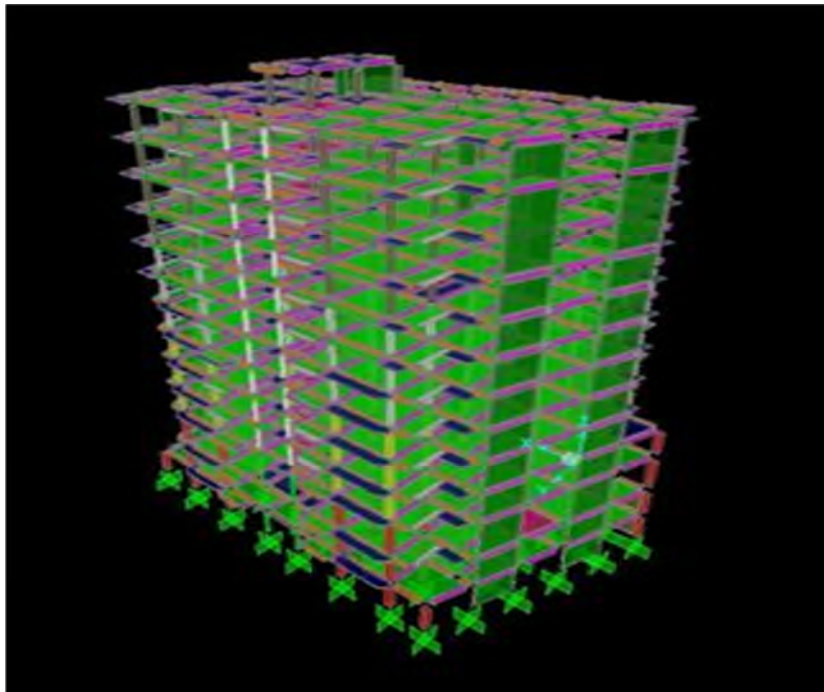


Figure III. 1: Vue générale du projet.

Les dimensions en plan et en élévation voir annexe 13.

III.3 Descente de charges :

L'évaluation de la descente charge en fonction de la progression de réalisation des planchers nous permettra dans les chapitres suivants d'effectuer les calculs des tassements du sol.

D'après le B.E.T les résultats de la descente de charge sont donnés comme suit :

- La surface du radier :

$$L = 20 \text{ m} , B = 31.15 \text{ m}$$

$$S_d = L \times B = 20 \times 31.15 \rightarrow S_d = 623 \text{ m}^2$$

- poids de radier : $\rightarrow P_{(\text{radier})} = 5482.40 \text{ t}$

- poids de la structure : $\rightarrow N_{st} = 9125.99 \text{ t}$

l'effort total est de l'ordre de : $\rightarrow N_{ser} = 14608.39 \text{ t}$

La contrainte engendrée par l'effort N est :

$$\sigma_{ELS} = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{14608,39}{623} 10^{-1} \rightarrow \sigma_{ELS} = 2.34 \text{ bars}$$

Avec :

L : largeur du radier.

B : longueur du radier.

S_d : surface du radier.

III.4. Calcul de la capacité portante du sol

III.4.1. capacité portante à partir des essais en laboratoire

La capacité portante d'un sol représente la susceptibilité de celui-ci (le sol) à reprendre les charges sans risque de rupture et/ou sans risque de tassements excessifs, elle est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques du terrain mesurées soit au laboratoire soit in situ.

La formule générale qui nous permet d'avoir la charge limite de la fondation est due à Terzaghi : [2]

$$q_u = 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + q N_q S_q \quad (III.1)$$

Avec :

γ : le poids volumique du sol.

q : surcharge verticale à la fondation.

($q = \gamma \times D$).

D : est la profondeur d'ancrage

S_γ , S_c et S_q : sont des coefficients de forme, qui dépendent des dimensions de la fondation (facteurs de forme)

N_γ , N_c , N_q : facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement interne (φ) du sol.

N_γ : Terme de surface proportionnel à B .

N_c : terme de cohésion proportionnel à C .

N_q : terme de profondeur proportionnel à D .

B : la largeur de la fondation.

➤ **Dans notre cas on a un radier :**

On a : $D = 5.00 \text{ m}$; $B = 31.15 \text{ m}$; $C = 0.2 \text{ bars}$; $\varphi = 7.07^\circ$; $\gamma = 17.6 \text{ KN/m}^3$ [11]

- La contrainte vertical du sol :

$$q = \gamma \times D = 17.6 \times 5 \rightarrow$$

$$q_0 = 88 \text{ KN/m}^2$$

Facteur de portance selon le DTR-BC 2.33.1

Si $\varphi_1 < \varphi < \varphi_2$: $N_{(\varphi)} = N_{(\varphi_1)} + \frac{\Delta N}{\Delta \varphi} (\varphi - \varphi_1)$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_q = 1.97 \\ N_c = 7.29 \\ N_\gamma = 0.27 \end{array} \right. \quad \text{Voir (annexe 04)}$$

et :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1.31 \\ S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 0.68 \\ S_q = 1 \end{array} \right.$$

Alors :

$$q_u = (0.5 \times 31.15 \times 17.6 \times 0.27 \times 0.68) + (20 \times 7.29 \times 1.31) + (88 \times 1.97 \times 1)$$

→ **$q_u = 414.68 \text{ KN/m}^2 = 4.14 \text{ bars}$**

III.4.1.1 Calcul de la contrainte admissible

III.4.1.1.1 A partir des essais au laboratoire

La contrainte admissible d'un sol est la pression maximale que l'on peut supporter avant sa rupture, elle est donnée par :

$$\sigma_{adm} = \gamma * D + \frac{q_u - \gamma * D}{F} \quad (III.2)$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol.

D : Profondeur d'ancrage de la fondation.

F : Coefficient de sécurité (F= 3 à l'els).

q_u : Capacité portante du sol.

➤ Application numérique :

$$\sigma_{adm} = 0.88 + \frac{4.14 - 0.88}{3} \longrightarrow \sigma_{adm} = 1.96 \text{ bars}$$

III.4.2. A partir des essais in situ

a)-A partir des essais pressiométriques [1]

La contrainte de rupture du sol (q_u) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est calculée selon L. Ménard à partir des résultats de l'essai pressiométrique par la relation suivante :

$$q_u = K_p \cdot P_{le}^* + q_0 \quad (III.3)$$

Avec :

K_p : Facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. (Voir annexe 3).

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne géométrique des pressions limites nettes sur une profondeur égale à 1,5 B située sous la semelle (DTR- BC 2.33.1).

q_0 : Représente la contrainte due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation.

On a :

$$P_{le}^* = P_1 - P_0 \quad (III.4)$$

P_0 : contrainte totale de sol au niveau concentre et au moment où l'essai est réalisé

$h = 1.5 B = 46.725 \text{ m}$ Domaine d'influence de la fondation

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times \dots \times P_{ln}^*} \quad (III.5)$$

$P_{l1}^* + P_{l2}^* + \dots + P_{ln}^*$: étant les pressions limites nettes dans les couches.

$$P_{le}^* = \sqrt[6]{(18.78)(19.06)(17.45)(56.74)(47.66)(47.17)} \longrightarrow P_{le}^* = 30.44 \text{ bars}$$

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.

D_e : est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{Pl_{e^*}} \int_0^D Pl^* \cdot (Z) dz \quad (III.6)$$

D'où :

$$D_e = \frac{1}{30.44} \int_0^5 18.43 \cdot (Z) dz \longrightarrow D_e = 3.02m$$

D'après (G. Philipponnat. 2002) : $K_p = 0.8 [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{L}{B}) \cdot \frac{D_e}{B}]$ (IV.7) Voir (Annexe 03).

$$K_p = 0.8 [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \times 0,642) \times 0.17] \longrightarrow K_p = 0.83$$

$$q_0 = \gamma \times h = 17.6 \times 5 = 88 \text{ KN/m}^2 = 0.88 \text{ bars}$$

$$q_u = q_0 + (k_p \times Pl_{e^*}) = 0.88 + (0.83 \times 30.44) \longrightarrow qu = 26.14 \text{ bars}$$

D'où la contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} = 0.88 + \frac{26.14 - 0.88}{3} \longrightarrow \sigma_{adm} = 9.30 \text{ bars}$$

b)-A partir des essais pénétromètres dynamiques lourds (P D L) :

La contrainte limite de calcul q_l à prendre en compte est évaluée à partir de résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule empirique suivante : [17]

$$Q_a = \frac{R_p}{21} \quad (III.8)$$

Avec

R_p : la résistance en pointe [11]

Tableau III. 1: résultat de la reconnaissance pénétrométrique (PDL) .

N° : essai	Profondeur (m)	Rp minimale moyenne (bars)
PDL 01	> 2.20	> 43

$$Qa = \frac{Rp}{21} = \frac{43}{21} \longrightarrow \boxed{Qa = 2.05 \text{ bars}}$$

III.5. Calcul des tassements

III.5.1. Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique

Le calcul des tassements à partir des essais pressiométriques proposé par le fascicule 62-V, déduit que la méthode de calcul Menard : [1]

- ✓ Un domaine « sphérique » où le sol tasse par consolidation (tassement de consolidation S_c) ;
- ✓ Un domaine « déviatorique », situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement déviatorique S_d).

Le tassement total s'obtient par addition de ces deux tassements : $S_f = S_c + S_d$ (III.9)

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \times E_c} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \quad (III.10)$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot (\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0})^\alpha \quad (III.11)$$

E_c et E_d : modules pressiométrique moyens pondérés dans les domaines sphérique et déviatorique.

λ_c et λ_d : coefficients de forme fonction du rapport L/B de la semelle.

Les valeurs de λ_c et λ_d sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 2: Valeurs numériques de λ_c et λ_d .

L/B	Cercle	Carre	2	3	5	20
λ_c	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Dans le cas d'un « sol hétérogène », E_c : Représente la valeur de (E_1) mesurée dans la couche d'épaisseur B/2 située immédiatement sous la fondation, $E_c = E_1$;

E_d : Est donné par la formule suivante basée sur les moyennes harmoniques :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}}$$

Si E_9 à E_{16} ne sont pas connus, E_d est donné par :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}}$$

Si E_6 à E_8 ne sont pas connus, E_d est donné par :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

Avec :

- ✓ E_{i-j} : la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i-j ;
- Application numérique :

Remblais		Profondeur (m)
Argile avec passage de galets limoneuse.	Radier	-4.5
Schiste verdâtre argileux graveleux		-5.00
Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés.		-8.5
		-9.5

On a aussi :

Type de sol : Schiste verdâtre argileux graveleux : $\alpha=2/3=0.66$.

$L/B = 1.51m$

d'après le tableau : $\lambda_c = 1.15$ et $\lambda_d = 1.325$

La contrainte due au poids des terres :

$$6'v_o = \gamma h \times D = 17,6 \times 5 \longrightarrow 6'v_o = 0.88 \text{ bars}$$

q' = contrainte verticale appliquée par la fondation

$6'v_o$ = contrainte verticale effective au niveau de la fondation

λ_c et λ_d = coefficient de forme de fondation du rapport L/B

α = coefficient rhéologique

B = largeur de la fondation

B_o = largeur de référence égale à 0.60 m

E_c = module harmonique.

E_d = module déviatorique.

Calcul du module harmonique :

$$\frac{9}{E_l} = \frac{0.75}{188.21} + \frac{1.5}{571.50} + \frac{1.5}{416.66} + \frac{1.5}{1063.60} + \frac{1.5}{3182.83} + \frac{0.75}{1281.15}$$

$$E_c = 709.97 \text{ bars.}$$

Calcul du module déviatorique :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{188.21} + \frac{1}{322.88} + \frac{1}{494.08} + \frac{1}{5308.0375} + \frac{1}{3182.83} + \frac{1}{3202.875}$$

$$E_d = 365.8 \text{ bars.}$$

On a ainsi :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 E_c} \times (q' - 6'v_o) \lambda_c \times B$$

$$S_c = \frac{0.67}{9 \times 709.97} \times (2.34 - 0.88) 1.15 \times 31.15 \longrightarrow \text{Sc} = 5.485 \text{ mm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 E_d} \times (q' - 6' v_o) \times B_o \left(\lambda d \times \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times 365.8} \times (2.34 - 0.88) \times 0.6 \left(1.325 \times \frac{31.15}{0.6} \right)^{0.67} \longrightarrow \text{S}_d = 9.064 \text{ mm}$$

$$S_f = S_d + S_c = 5.485 + 9.064 \longrightarrow \text{S}_f = 14.55 \text{ mm}$$

Le tassement finale calculé par l'essai pressiométrique de l'ordre de : **14.55 mm**.

- **Discussion du résultat :** D'après les résultats le tassement est négligeable, ces tassements seront absorbés au cours de construction de l'ouvrage.

III.6. Conclusion

Nous avons trouvé la contrainte admissible du sol à partir des essais au laboratoire égale à 1.96 bars, et elle est inférieure à celle apporté par le bâtiment qui égale à 2.34 bars. Donc nous déduisons qu'une fondation superficielle n'est pas une solution adéquate ce qui nous conduit de faire appel à une méthode pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

IV.1. Introduction

Les fondations profondes sur pieux sont conçues pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante.

Un pieu transmet au sol, dans lequel il est fiché, les charges qui sont appliquées en tête par la mise en jeu de trois mécanismes, qui sont le frottement latéral ; l'effet de la pointe et la butée latérale.

IV.2. Buts du choix de ce type de fondation

Ce mode de fondation permet de :

- Fonder des immeubles lourds avec le minimum de tassement.
- Transmettre et reporter les charges sur un bon sol profond recouvert de couches très compressibles.

IV.3. Définitions

➤ **Profondeur critique : [2]**

Dans un sol homogène, la charge limite de pointe Q_{pl} augmente avec la profondeur D , jusqu'à une profondeur dite critique D_c , au-delà de laquelle elle reste constante. Cette dernière varie en principe en fonction de :

- Type de sol ;
- La résistance du sol ;
- Le diamètre du pieu

➤ **La charge limite du pieu :** $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$ (IV.1)

➤ **La charge de fluage Q_c :**

C'est la charge à partir de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus sous une charge constante. Elle est liée à la résistance de pointe et celle du frottement par les relations suivantes :

• $Q_c = \frac{Q_{pl}}{1.5} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \frac{Q_l}{1.5}$ Pour les pieux refoulant le sol (pieux battus) (IV.2)

• $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5}$ Pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) (IV.3)

• $Q_c = \frac{Q_{sl}}{1.5}$; $Q_{pl} = 0$ pour les pieux qui travaillent à l'arrachement. (IV.4)

➤ **La charge nominale Q_a :**

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Elle doit tenir compte :

- De la charge intrinsèque des matériaux constitutifs du pieu.
- Des effets de frottement négatifs.
- Des effets du groupe.
- Des tassements absolus et différentiels à l'intérieur d'un groupe de pieux ou entre le groupe.

Le tableau suivant nous montre les charges nominales que peut supporter le pieu (DTR-BC 2 33 2) : (voir tableau IV.1)

Tableau IV. 1: Charges nominales à prendre en compte sur le pieu.

	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
	Combinaison Fondamentales	Combinaison Accidentelles	Combinaison rares	Combinaisons Quasi-permanentes
<i>Essai de sol sur place</i>	$\frac{Q_1}{1.40}$	$\frac{Q_1}{1.25}$	$\frac{Q_c}{1.1}$	$\frac{Q_c}{1.40}$
<i>Essai de sol au laboratoire</i>	$\frac{Q_1}{3.0}$	$\frac{Q_1}{2.5}$	$\frac{Q_c}{2.20}$	$\frac{Q_c}{3.0}$

IV.4. Détermination de la charge limite du pieu

Le calcul de la charge limite peut se faire par plusieurs méthodes.

IV.4.1. Evaluation à partir de l'essai pressiométrique

Le D.T.R BC 2.33.2 précise que la fondation est dite profonde si: [13]

$$D / B > 6 \quad \text{et} \quad D > 3$$

avec:

D: Longueur du pieu (la distance entre la surface du sol et la base du pieu).

B: diamètre de pieu.

D'après le **fascicule 62**, la charge limite Q_u d'un élément de fondation (pieu) est obtenu en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol à la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisant les frottements entre le fut de pieu et le sol : [1]

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (IV.5)$$

Q_{pu} : la charge limite mobilisable sous la pointe du pieu ;

Q_{su} : la charge limite mobilisable par frottement de fut du pieu et le sol.

➤ La hauteur d'encastrement équivalente D_e est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{le*}} \int_0^D p_{l*}(z) \cdot dz$$

Avec :

p_{le*} : pression limite nette équivalente.

$p_{l*}(z)$: pression limite équivalente à la profondeur z ,

d : pris égale à 0,

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

a)-Détermination de la charge limite de pointe Q_{pu} :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A_p \cdot q_{pu} \quad (IV.6)$$

Tel que :

$$q_{pu} = K_p \cdot P_{le}^*$$

Avec :

ρ_p : coefficient réducteur de l'effort de pointe

$$\rho_p = 1$$

A_p : aire de la section droite du pieu tel que:

$$A_p = \pi \cdot R^2$$

q_{pu} : contrainte limite de pointe

K_p : coefficient de portance, qui dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu. Il est donnée par le tableau IV.2 ci-après:

Tableau IV. 2: Les valeurs du coefficient de portance[Kp].

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile - Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable -Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes		1,8	2,6
Roches altérées ⁽¹⁾		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
<i>(1) La valeur de k_p pour ces formations est pris égale à celle de la formation meuble du tableau a la quelle le matériau concérne s'apparente le plus.</i>			

➤ La pression limite nette équivalente est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

a : max (B/2 et 0,5m)

b : min (a et h)

h : ancrage dans la couche ou se situe la pointe du pieu.

b)-Détermination de La charge limite en frottement latéral Q_{su}

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s (Z). dz \quad (IV.7)$$

La valeur du frottement latéral unitaire q_s , est donnée par les courbes de frottement latéraux Q1 à Q7 et le choix de la courbe est lié à la nature lithologique de chaque couche traversée par le pieu ainsi que le type de pieu.

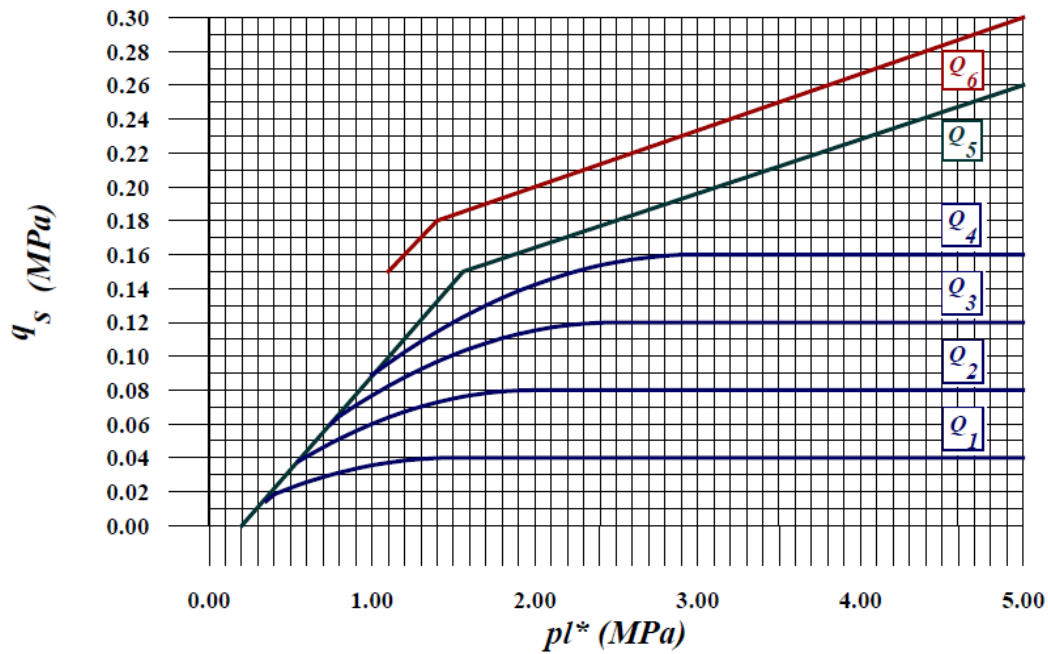


Figure IV. 1: les valeurs du frottement latéral unitaire

Tableau IV. 3: La Détermination des abaques.

	<i>Argiles, limons</i>			<i>Sables, graves</i>			<i>Craies</i>			<i>Marnes</i>	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
<i>Fores simple</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
<i>Foré boue</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
<i>Foré tubé (tube récupéré)</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
<i>Foré tubé (tube perdu)</i>	Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)			Q ₂	Q ₃
<i>Puits</i>	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
<i>Métal battu fermé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		(4)			Q ₃	Q ₄
<i>Battu préfabriqué en béton armé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄
<i>Battu moulé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
<i>Battu enrobé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₄					Q ₃	Q ₄
<i>Injecté basse pression</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
<i>Injecté haute pression</i>		Q ₄	Q ₅	Q ₅	Q ₆			Q ₅	Q ₆	Q ₆	

- (1) : réalésage et rainurage en fin de forage.

- (2) : pieux de grandes longueur (>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 rugueuse).

-(6) : Injection sélective et répétitive à faible débit.

Application du calcul dans l'ouvrage

Lithologie	Profondeur (m)	P1*
Remblais		18,78
Argile avec passage de galets (éboulis) limoneuse	1,5	19.06
	3,0	17.45
	4,5	56.74
Schiste verdâtre argileux graveleux.	6,0	47.66
	7,5	47.17
	8,5	47.17
Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés.	9,5	

The diagram illustrates a pile foundation with a diameter B . The embedment depth is h . The effective length of the pile is $3a$, and the effective length of the pile tip is b . The total depth of the pile is D .

B=1.20m

D=9m

h=1.5m

b=0.60m

B: le diamètre de pieu.

D: l'ancrage.

h: hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée.

a et b: paramètre géométrique définissant la zone utile de la résistance en pointe.

- Application numérique

Pour : B = 1.2 m et D = 9 m

- Calcul de la charge de pointe Q_{pu}

$$Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_p$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R = \frac{B}{2} = 0.6 \text{ m} \\ A_p = \pi \times R^2 = \pi \times 0.6^2 \end{array} \right. \rightarrow A_p = 1.130 \text{ m}^2$$

- Calcul de P_{le}^* :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \max \left[\frac{1.2}{2}, 0.5 \right] = 0.6 \\ b = \min(a, h) = \min(0.6, 1.5 \text{ m}) = 0.6 \text{ m} \\ D+3a = 10.8 \text{ m} \\ D-b = 8.4 \text{ m} \\ b+3a = 2.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Une lithologie schisteuse
 - Élément mis en œuvre sans refoulement de sol
- } **Kp = 1,8** (voir tableau IV.2)

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \int_{8.4}^{10.8} 47.415 dz$$

→

$P_{le}^* = 47.415 \text{ bars}$

- $A_p = 1,130 \text{ m}^2$
- Section pleine tube fermé

} →

$\rho_p = 1$

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

$$Q_{pu} = 1 \times 1.130 \times 1.8 \times 47.415 \times 100 = 9644.21 \text{ KN}$$

$$De = \frac{1}{pl_{e*}} \int_0^D pl * (z) dz$$

D'ou la hauteur d'encastrement équivalente:

$$De = \frac{1}{47.415} \int_0^9 34.48 dz \longrightarrow \boxed{De=6.54m}$$

- La charge limite en frottement latérale est donnée par la formule suivante :

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_s \cdot e_i \quad (IV.8)$$

Avec :

ρ_s : coefficient réducteur de frottement latérale,

P : périmètre de la section droite du pieu,

q_s : frottement latérale unitaire de la couche i,

e_i : épaisseur de la couche i.

- La charge limite en frottement latérale :

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} + Q_{su3}$$

- Ancrage dans les formations argileuses

$$Q_{su1} = \rho_{s1} \cdot P \cdot q_s \cdot e_1$$

$$P = \pi \times B = 3,768 \text{ m}$$

- Argile
- Pieu foré tubé (tube récupéré)
- $Pl^* = 17,45 \text{ bars}$

} La courbe Q2 (tableau IV.3) q_{s1} = 0,8 bars

$$Q_{su1} = 1 \times 3,768 \times 0,8 \times 4,50 \times 100 = 1356,48 \text{ KN}$$

- **Ancrage dans les formations schisteuses verdâtres argileuses**

- Schistes fragmentées
 - Pieu foré tubé (tube récupéré)
 - $Pl^* = 47,66$ bars
- } La courbe Q6 $q_{s2} = 2,8$ bars

$$Q_{su2} = 1 \times 3,768 \times 2,8 \times 4,00 \times 100 = 4220,16 \text{ KN}$$

- **Ancrage dans les formations schisteuses grisâtres**

- Schistes fragmentées
 - Pieu fore tube (tube récupéré)
 - $Pl^* = 47,17$ bars
- } La courbe Q6 $q_{s3} = 2,8$ bars

$$Q_{su3} = 1 \times 3,768 \times 2,8 \times 1,50 \times 100 = 1582,56 \text{ KN}$$

D'où :

$Q_{su} = 7159.2 \text{ KN}$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \longrightarrow \text{ } Q_u = 16803.41 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge admissible :**

La détermination des charges admissibles sous les états limites de service fait référence à la charge de fluage qui est donnée pour les pieux mis en œuvre sans refoulement du sol (pieux forés) par la formule suivante :

$$Q_c = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{1.5} \longrightarrow \text{ } Q_c = 9594.91 \text{ KN}$$

- la charge admissible du pieu:

$$Q_n = \frac{Q_c}{1.4} \longrightarrow \text{ } Q_n = 6888.72 \text{ KN}$$

- Le nombre de pieux :

$$N = \frac{R}{\frac{Q_c}{1.4}}$$

Résultats de calcul d'un pieu isole tubulaire ferme sont insérés dans le tableau V.4 suivant:

Tableau IV. 4: Résultat de l'essai pressiométrique.

B (m)	Q _{pu} (KN)	Q _{su} (KN)	Q _u (KN)	Q _c (KN)	Q _n (KN)		Nombre de pieux	
					ELU	ELS	ELU	ELS
1.2	9644.21	7159.2	16803.41	9544.9	12000	6817.8	12	23

Discussion des résultat: On opte pour le pieu de diamètre B=1.20m de longueur L=9m qui correspond à la charge nominale 12000KN la plus défavorable.

- Répartition des pieux sous le radier:

Pour une bonne répartition on prend n=24 pieux (Voir la figure IV.2)

la transmission des charges de la superstructure aux pieux se fera par l'intermédiaire du radier .

Il faut que la distance entre axe de deux pieux soit au moins égale 4*B.

$d \geq 4 \times B$. Avec B est le diamètre de pieux pour B = 1.2 $\Rightarrow d \geq 4.8$ m [18]

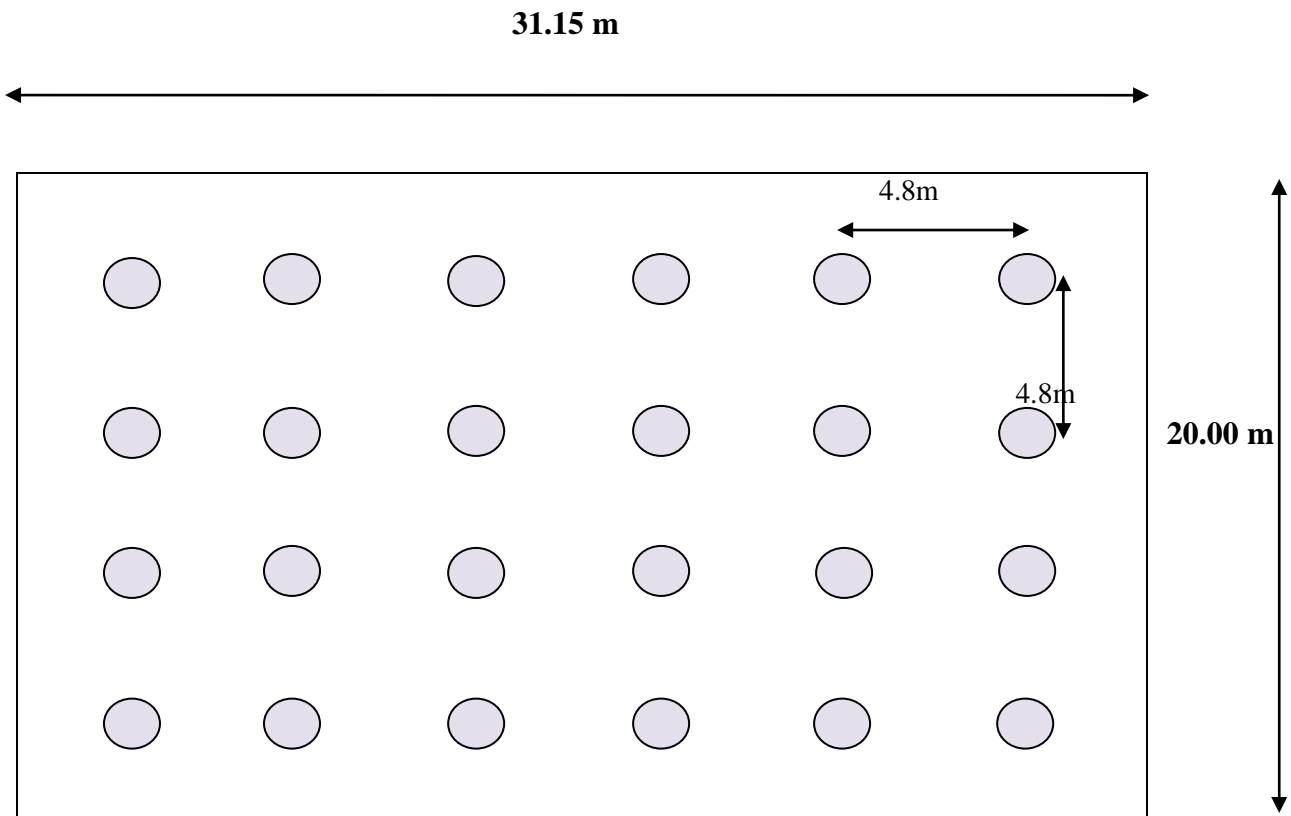


Figure IV. 2: Répartition des pieux sous le radier

IV.5. Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu sous les charges usuelles (combinaison quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil.

Selon le DTR BC 2.33.2 le tassement est donné comme suit: [13]

Pour les pieux forés :

- $S_{ref} = 0.006B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010B). (IV.9)

Pour les pieux battus :

- $S_{ref} = 0.008B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012B). (IV.10)

Application numérique : dans notre cas on a un pieu foré de diamètre $B=1.20\text{m}$;

- $S_{ref} = 0.006B = 0.006 \times 1.20 = 0.0072\text{m} = 7.2 \text{ mm}$.

Roger Frank [2], préconise un tassement admissible de 5 à 10 cm pour les ouvrages importants
 $S_{ref} = 7.2 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$, donc on est dans le domaine admissible.

Un pieu dans un groupe a un comportement différent du pieu isolé notamment parce que :

- ✓ La mise en place d'un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.
- ✓ La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

Le coefficient de l'efficacité : [2]

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{D}{S}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (IV.11)$$

Avec :

D: diamètre des pieux ;

S : entre axes des pieux ;

n : nombre de lignes de pieux ;

m : nombre de colonnes de pieux.

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1.2}{4.8}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{6} - \frac{1}{4}\right) \longrightarrow \boxed{C_e = 98\%}$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

IV.6. Ferrailage des fondations

IV.6.1. Ferrailage des pieux

Le (D.T.R.B.E.1.32) préconise que pour les pieux forés:

- Le pieu est armé sur toute sa hauteur.
- Les barres haute adhérence.
- Les armatures longitudinales sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimale sera:
 - ✓ 6 pour les pieu de diamètre $B < 80 \text{ cm}$ de diamètre minimal est de 12 mm
 - ✓ 10 pour les pieu de diamètre $B > 80 \text{ cm}$ de diamètre minimal est de 12 mm
- Les armatures transversales formée de cerces sont en général en acier doux et leur diamètre minimale de $\Phi 6$ à $\Phi 8$ d'un espacement de 35cm.

- La section totale d'armature doit être égale:

0.5% de la section nominale du pieu $\Rightarrow A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$ pour $B = 1.2\text{m}$

- L'enrobage réglementaire est de 7cm

➤ Application numérique:

On a un radier d'épaisseur ($e_p = 60\text{cm}$) est supposés rigide, et entre axe maximum entre deux semelles de liaisons est de 5m ($l=5\text{m}$).

- $A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$, on a choisit $A = 8\text{HA}20$, $A_p = 25.13 \text{ cm}^2$ (voir annexe 11)
- Les armatures longitudinales sont encerclées par des cercles de $\Phi 8$.
- L'espacement des cercles est de $S_t = 35\text{cm}$.

- Le schéma de ferrailage du pieu :

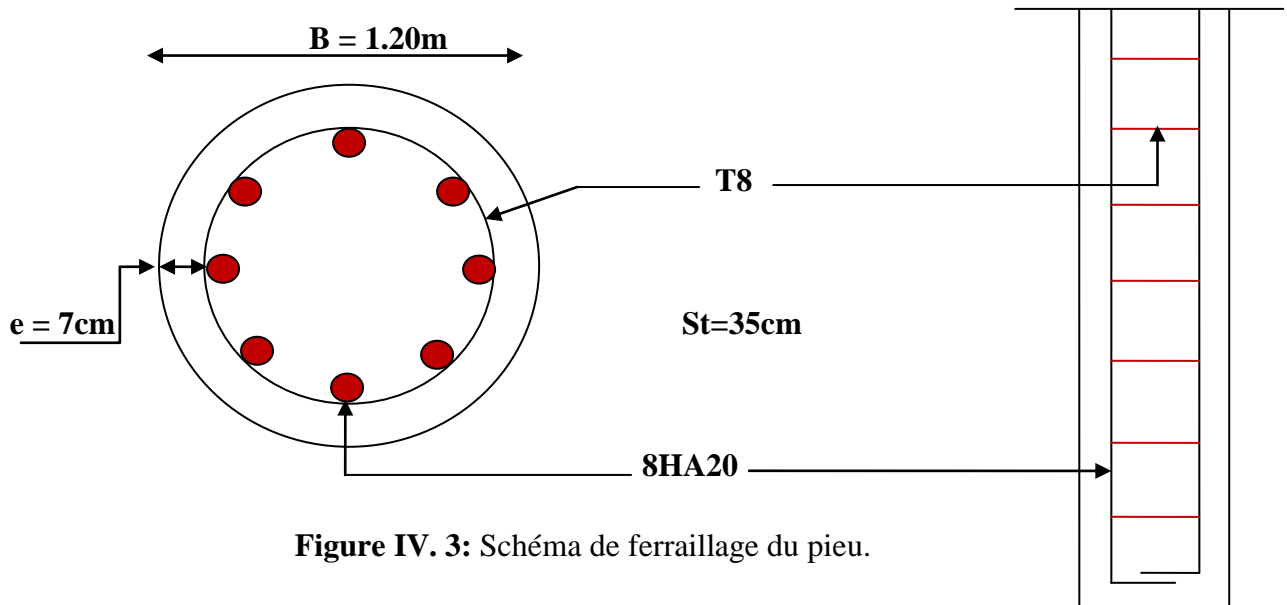


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage du pieu.

IV.7. Etude du radier :

Le radier est se comporte comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur la nervure, il sera ferrailé en flexion simple.

IV.7.1. Dimensionnement du radier :

- **Condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

$$h_t = 60\text{cm}$$

- **Pour la dalle :**

$$h_0 > \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 > \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

$$h_0 = 45\text{cm}$$

- **condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \cdot l_e}{2}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

l_e : longueur élastique

E : module d'élasticité du béton

I : moment d'inertie de la section

b : la largeur de la section

K : coefficient du radier ($K=0.4$)

Avec:

$$I = (b \times h^3) / 12 = (360 \times 60^3) / 12 = 6480000\text{cm}^4$$

$$E=32.1642 \times 10^4 \text{ MP}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 321642 \times 6480000}{0.4 \times 360}} = 490.52 \text{ cm} = 4.90 \text{ m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times 4.90 = 7.693 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5 \text{ m} < 7.693 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A partir de ses deux conditions on prend :

$$b = B_{\text{pieu}} = 1.2 \text{ m}$$

$$h_t = 60 \text{ cm} \quad \text{pour la nervure du radier.}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm} \quad \text{pour la dalle du radier.}$$

▪ **Vérification du radier au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$q_u = \frac{N}{S_r}$$

$$N = N_1 + N_2$$

N: poids total

N1: poids de la super structure

N2 : poids du radier

Sr : surface du radier

$$d = 0.9 \times h, \quad b = 1.2 \text{ m}$$

d'ou:

$$N = 12560.88 + 5482.40 = 18043.28 \text{ t}$$

$$q_u = \frac{18043.28}{623} = 28.96 \text{ t}$$

$$V_u = \frac{28.96 \times 5}{2} = 72.4 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{72.4 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.9 \times 0.45} = 148.97 \text{ t} = 1.48 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc il y'aura pas risque de cisaillement .

➤ **Ferraillage de la dalle du radier:**

- Calcul des sollicitations:

Avec :

$L_x = 3.6\text{m}$, petite dimension de panneau entre nu d'appui;

$L_y = 5\text{m}$, la plus grande dimension du panneau entre nu d'appui;

$$\rho = \frac{3.6}{5} = 0.72 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens (x) et sens (y).}$$

- premier étape : on calcule M_0^x et M_0^y :

$$M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x \quad [16]$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et ν (coefficient de poisson).

A L'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \\ V = 0 \\ q_u = 289.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right. \quad (\text{Voir annexe 02})$$

$$M_0^x = 0.0658 \times 28.96 \times (3.6)^2 = 247 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.4624 \times 24.7 = 114.2 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \\ V = 0 \\ q_u = 234.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

$$M_0^x = 0.0719 \times 23.45 \times (3.6)^2 = 218.5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.6063 \times 21.85 = 132.5 \text{ KN.m}$$

- **Les moment en travées :**

A L'ELU :

$$\text{Sens (x) : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 210 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 97.1 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Sens (x) : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 185.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 112.6 \text{ KN.m}$$

- **Les moment en appuis :**

A L'ELU :

- Sens (x) : $M_a^x = 0.5 \times 247 = 123.5 \text{ KN.m}$

- Sens (y) : $M_a^y = 0.5 \times 114.2 = 57.1 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

- Sens (x) : $M_t^x = 0.5 \times 218.5 = 109.3 \text{ KN.m}$

- Sens (y) : $M_t^y = 0.5 \times 132.5 = 62.3 \text{ KN.m}$

➤ Calcul de la section d'armature : (D'après le logiciel SOQUOTEC)

En travées :

On a : $b = 1\text{m}$, $h = 0.45\text{m}$, $d = 0.405\text{m}$, $f_{c28} = 25\text{ MPa}$, $f_s = 348\text{ MPa}$

Selon (x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 185.7\text{ KN.m}, \gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15 \\ A_s = 8.86\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on choisit } 6\text{HA}14 = 14.07\text{cm}^2/\text{ml} \\ \text{Espacement : } St = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon (y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^y = 112.6\text{ KN.m} \\ A_s = 8.17\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on choisit } 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2/\text{ml} \\ \text{Espacement : } St = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

En appuis :

Selon (x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = 123.5\text{ KN/m} \\ A_s = 8.98\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on choisit } 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2/\text{ml} \\ \text{Espacement : } St = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon (y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^y = 57.1\text{ KN/m} \\ A_s = 8.87\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on choisit } 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2/\text{ml} \\ \text{Espacement : } St = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage des nervures :**

$\rho = 0.72 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens (sens x et y).

On a : $q_u = 289.6\text{ KN}$

Pour les charges triangulaires : $P_u = \frac{qu Lx}{3} = \frac{289.6 \times 3.6}{3} = 347.52 \text{KN.m}$

Pour les charges trapézoïdales : $P_u = (1-\rho^2/3) \times \frac{qu Ly}{2} = (1-0.72^2/3) \times \frac{289.6 \times 5}{2} = 598.89 \text{KN.m}$

- **Le moment selon (x) : $Lx = 3.6\text{m}$**

Appuis : $M = 290.3 \text{KN.m} \longrightarrow As = 15.44 \text{cm}^2$

Travée : $M = -175.1 \text{KN.m} \longrightarrow As = 9.07 \text{cm}^2$

- **Le moment selon (y) : $Ly = 5\text{m}$**

Appuis : $M = 643.7 \text{KN.m} \longrightarrow As = 38.15 \text{cm}^2$

Travée : $M = -378.2 \text{KN.m} \longrightarrow As = 20.55 \text{cm}^2$

On a : $A_{\min} = 0.6 \times b \times h = 0.6 \times 120 \times 60 = 43.2 \text{cm}^2$

$A_{\min} = 43.2 \text{cm}^2 \longrightarrow$ On choisit 14HA20 = 43.98 cm² (Annexe 11)

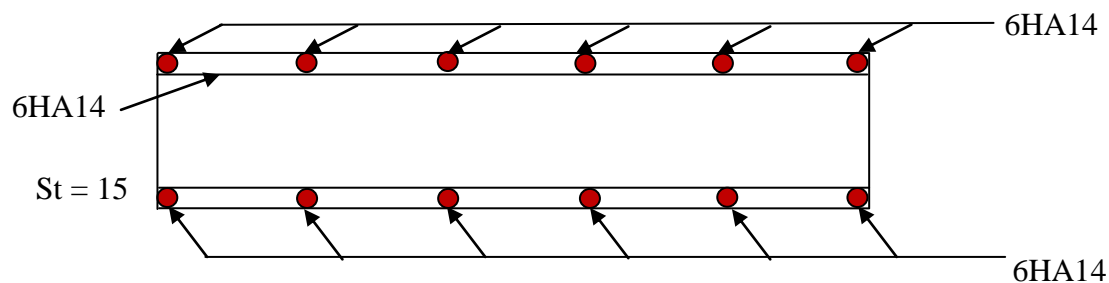


Figure IV. 4: Schéma de ferrailage du radier.

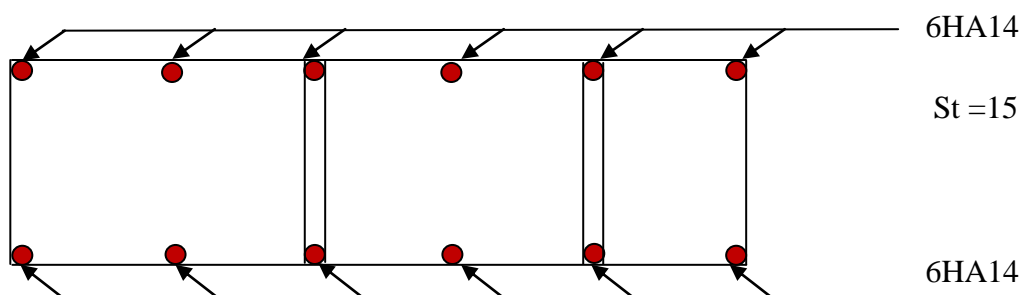


Figure IV. 5: Coupe en appui.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant les deux domaines bâtiment et la géotechnique, qui nous permet d'identifier les sols, et par conséquent d'avoir une idée sur leur comportement et le choix de type de fondations.

Les essais effectués, in situ et au laboratoire, montrent que le sol destiné pour l'ouvrage a une moyenne portance, et des propriétés mécaniques insuffisantes pour supporter les charges transmises par l'intermédiaire de fondation superficielles.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de l'hôtel. Nous avons un sol qui a une contrainte admissible de 1.96 bars a une profondeur de 5 m.

On remarque que les fondations superficielle seules ne peuvent pas être utilisées vu l'importance du poids de l'hôtel et la surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations profondes (pieux forés de 9m de profondeur et d'un diamètre de 1,2m) qui peuvent assurer la stabilité de notre bâtiment (hôtel).

Bibliographie

- [1] : G – PHILIPPONAT, B HUBERT, Fondations et ouvrages en terre, Edition EYROLLES -1998.
- [2] : ROGER FRANK, (Calcul des fondations superficielles et profondes) , Technique de l'ingénierie, Edition presse de l'Ecole National des Ponts et chaussées; 1995.
- [3] : C- GALLOUL, et K- ABEDELLI : (Etudes des fondations du pont N°4 de l'échangeur des quatre chemins de la ville de Bejaia), Mémoire de Master, université de Bejaia 2012.
- [4] : FREDERIC, les fondations profondes, lycée PIERRE , version 2008.
- [5] : M- CASSON, les essais mécaniques des sols, tome II , application en méthodes de calcul, Edition EYROLLES -1978.
- [6] : MAGNAN, (procédé d'amélioration des sols), presse de L'ENPC/LCPC, paris 2004.
- [7] : I-B-ZIGHMI, études numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols, mémoire de magister université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou.
- [8] : P- REIFFSTECK, (cours de traitement des sols), Ecole nationale de paris, 2007-2008.
- [9] : DHOUIB, MAGNAN et MESTAT (Amélioration des sols en place), presse de L'ENPC/LCPC, paris 2004.
- [10] : F-G- BELL, Méthodes de traitement des sols instables, Edition EYROLLES -1978.
- [11] : Rapport de sol LMTPB 25/04/2015 .
- [12] : Travaux de fondation, LMR laboratoire de mécanique des roches, descriptions des pieux foré.
- [13] : DTR BC 2.33.2 (méthodes de calcul des fondations profondes), centre de recherche national et de la recherche appliquées en génie parasismique, Aout 1994.

Bibliographie

[14] : FRANCOIS SCHLOSSER, (éléments de mécanique des sols).

[15] :BROCHURES de KELLER, F, LEKDIM (traitement des sols par colonnes ballastées),
université de Bejaia 2008-2009

[16] : Y. CHERAIT (calcul des ouvrages en béton armé) régule CBA 93 I RPA 2003.

[17] : Dr ALI BOUAFIA, génie civil conception et calcul des ouvrages géotechniques, 13-
2009.

[18] : Bouklouda. A; Nabil. A; Mémoire de fin d'étude thème (Etude d'un bâtiment R+9+un
sous-sol) à Sidi Ali elbhar contreventé par un système mixte voile est portique en incluant
l'étude des fondation);2007.

Annexe 2

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0727	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6868	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	10000

Annexe :03

Valeurs du coefficient de portance K_p (G. Philipponnat 2002).


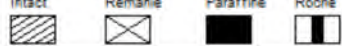
<i>sType de sol</i>	<i>Expression de K_p</i>
Argiles et limons type A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argile et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sable A	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sable et graves B	$0.8 \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sable et graves C	$0.8 \left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Craies B et C	$0.8 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaire, roche Altérées	$0.8 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$

Annexe :04

Valeurs des facteurs de portance selon le DTR-BC 2.33.1:

$\varphi(^{\circ})$	Nc	$N\gamma$	N_q
0	5.14	0	1
5	6.50	0.1	1.6
10	8.40	0.5	2.5
15	11	1.4	4
20	14.8	3.5	6.4
25	20.70	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41.1	33.3
40	75.30	100	64.2
45	134	254	135

Echelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.5		-1.50		1.50																				REMBLAI			
3.0		-4.50		4.50																				ARGILE AVEC PASSAGE DE GALETS (EBOULIS) LIMONEUSE. COULEUR ROUGEATRE			
4.5		-6.00		6.00																				SCHISTE VERDATRE ARGILEUX GRAVELEUX			
6.0		-7.50		7.50																				SCHISTE GRISATRE AVEC PASSAGE DE BLOCS			
7.5		-9.00		9.00																				SCHISTE GRISATRE FAIBLEMENT MARNEUX AVEC PASSAGE DE BLOCS			
9.0		-10.50		10.50																				Fin du forage à une profondeur de 20 m.			
10.5		-12.00		12.00																							
12.0		-13.50		13.50																							
13.5		-15.00		15.00																							
15.0		-16.50		16.50																							
16.5		-18.00		18.00																							
18.0		-19.50		19.50																							
19.5		-20.00		20.00																							
20.0																											
21.0																											
22.5																											
24.0																											
25.5																											
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert					AD : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _r) AC : Analyse chimique CG : Classification rectangulaire TR : Classification Triaxiale Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _c : Gonflement libre R : Refus à renforcement												
Préparé par : M. ABOUS										Vérifié par :					27/05/2014												
															Page : 1 de 1												


 مختبر المتابعة للأشغال العمومية والبناء Laboratoire de la M&B de Travaux Publics et Bâtiments		RAPPORT DE FORAGE Sondage ; SC 02													
D.G. / Lot El Lamez 2 N°13 Bab El Assar - Alger - Tél: 021 33 67 88 88 - Fax: 021 33 67 88 88 Direction Régionale Algérie - 24, Chemin des Cités Agraires - Tél/Fax: 034 21 75 30 SARL SCI CAPITAL DE 10.000.000 DA		Dossier N° : 2014.DE.SOL.20 Client : SARL MEZIANE													
Projet : VILLAGE TOURISTIQUE SAKET Endroit :		Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :													
Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :													
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>															
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
1.0	-1.00 1.00													REMBLAI	
2.0														ARGILE SOMBRE LIMONEUSE GRAVELEUSE	
3.0	-3.40 3.40													ARGILE LIMONEUSE SABLEUSE GRAVELEUSE AVEC PASSAGE DE GALETS. COULEUR MARON A BEIGE	
4.0															
5.0															
6.0	-6.00 6.00													SCHISTE VERDATRE GRAVELEUX	
7.0															
8.0	-8.50 8.50													SCHISTE GRISATRE	
9.0															
10.0	-10.00 10.00													Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
11.0															
12.0															
13.0															
14.0															
15.0															
16.0															
17.0															
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		Ad : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _r) Ad : Analyse chimique C _u : Coefficient de consolidation TR : Coefficient de triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par : M. ABOUS						Vérifié par :						27/05/2014		Page : 1 de 1	

Annexe : 05

مختبر المتابعة للأشغال العمومية و البناء Laboratoire de la MUDja des Travaux Publics et Bâtiments		RAPPORT DE FORAGE Sondage ; SC 03											
D.G. / Lot 64 Lotissement 2 N°10 Bab el Bhar, Alger Fax: 021 33 67 88 8800 00 01 00 A 00 Direction Régionale Régions : 24, Choukri des Cités Algérie Régions / Tél/Fax: 014 21 75 30 SARL 60 CAPITAL DE 10 000 000 00 DA		Dossier N° : 2014.DE.SOL.20 Client : SARL MEZIANE											
Projet : VILLAGE TOURISTIQUE SAKET Endroit :		Date début : 12/05/2014 Date fin : 12/05/2014 Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :											
Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :											
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>													
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0.40 0.40	25 50 75 100									REMBLAI		
1.0	-1.50										ARGILE SOMBRE GRAVELEUSE		
2.0	1.50										ARGILE ROUGEATRE GRAVELEUSE AVEC PASSAGE DE GALETS		
3.0	-3.00 3.00										SABLE ARGILEUX AVEC PASSAGE DE GALETS ET BLOCS DE GRES		
4.0													
5.0													
6.0													
7.0	-6.80 6.80										SCHISTE ARGILEUX COULEUR GRISE		
8.0													
9.0													
10.0	-10.00 10.00										Fin du forage à une profondeur de 10 m.		
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : Ad : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _r) Ad : Analyse chimique CG : Classification rectifiée TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement
Préparé par : M. ABOUS						Vérifié par :			27/05/2014		Page : 1 de 1		

Echelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
-0.60		0.60																						TERRE VEGETALE			
1.0																								ARGILE LIMONEUSE MARON SABLEUSE GRAVELEUSE AVEC GALETS			
2.0																								SCHISTE ARGILEUSE VERDATRE GRAVELEUSE AVEC PASSAGE DE GALETS			
3.0																								SCHISTE GRISATRE			
4.0																								Fin du forage à une profondeur de 10 m.			
4.50																											
5.0																											
6.0																											
6.50																											
7.0																											
7.50																											
8.0																											
8.50																											
9.0																											
9.50																											
10.0																											
10.50																											
11.0																											
11.50																											
12.0																											
12.50																											
13.0																											
13.50																											
14.0																											
14.50																											
15.0																											
15.50																											
16.0																											
16.50																											
17.0																											
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert					AD : Analyse géométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _m) AC : Analyse chimique CS : Classification rectifiée TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression QED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement												
Préparé par : M. ABDOUS										Vérifié par :					27/05/2014			Page : 1 de 1									


Annexe : 05

 مختبر المتابعة للأشغال العمومية والبناء Laboratoire de la MUDJA des Travaux Publics et Bâtiments		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC 05											
D.G. / Lot El Lamez 2 N°13 Bab El Oued - Alger Fax: 021 33 67 88 880 00 01 00 A 00 Direction Régionale Régie : 24, Chemin des Cités Agrées Babes - Tél/Fax: 034 21 75 30 SARL DU CAPITAL DE 10.000.000 DA		Dossier N° : 2014.DE.SOL.20 Client : SARL MEZIANE											
Projet : VILLAGE TOURISTIQUE SAKET Endroit :		Date début : 13/05/2014 Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :											
Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :											
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roohe <input type="checkbox"/>													
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.0										REMBLAI			
2.0										ARGILE SABLEUSE GRAVELEUSE COULEUR SOMBRE			
3.0	-3.00									SCHISTE VERDATRE ARGILEUX GRAVELEUX			
4.0	3.00									SCHISTE GRISATRE GRAVELEUX			
5.0	-4.50												
6.0	4.50												
7.0	-6.50												
8.0	6.50												
9.0													
10.0	-10.00												
11.0	10.00												
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													
Fin du forage à une profondeur de 10 m.													
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : Ad : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _r) Ad : Analyse chimique C _u : Coefficient de consolidation TR : Coefficient de tassement Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par : M. ABOUS					Vérifié par :					27/05/2014		Page : 1 de 1	

Annexe : 05

مختبر المتابعة للأشغال العمومية والبناء Laboratoire de la MUDJA des Travaux Publics et Bâtiments		RAPPORT DE FORAGE Sondage ; SC 06											
D.G. / Lot El Lamez 2 N°10 Bab El Bhar - Alger - Tél: 021 33 67 88 880 - 0033 00 31 90 A 00 Direction Régionale Algérie - 24, Choukri des Dites Algérie Béjaïa - Tél/Fax: 034 21 75 30 SARL AL CAPITAL DE 10.000.000 DA		Dossier N° : 2014.DE.SOL.20 Client : SARL MEZIANE											
Projet : VILLAGE TOURISTIQUE SAKET Endroit :		Date début : 12/05/2014 Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :											
Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :											
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>													
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.0	-1.00 1.00									REMBLAI			
2.0										ARGILE LIMONEUSE SABLEUSE GRAVELEUSE. COULEUR BEIGE A ROUGEATRE			
3.0										SCHISTE GRISATRE ARGILEUX GRAVELEUX			
4.0	-4.00 4.00												
5.0													
6.0													
7.0													
8.0													
9.0													
10.0	-10.00 10.00												
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													
Fin du forage à une profondeur de 10 m.													
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : Ad : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _r) Ad : Analyse chimique CG : Classification rectangulaire TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par : M. ABOUS					Vérifié par :					27/05/2014		Page : 1 de 1	

Annexe : 05

 مختبر المتابعة للأشغال العمومية والبناء Laboratoire de la MUDja des Travaux Publics et Bâtiments		RAPPORT DE FORAGE Sondage ; SC 07											
D.G. / Lot 04 Lotissement 2 N°10 Bab el Bhar, Alger Fax: 021 33 67 88 880 00 01 00 A 00 Direction Régionale Régions : 24, Choukri Bouabou, Algérie Tél/Fax: 034 21 75 30 SARL AL CAPITAL DE 10.000.000 DA		Dossier N° : 2014.DE.SOL.20 Client : SARL MEZIANE											
Projet : VILLAGE TOURISTIQUE SAKET Endroit :		Date début : 13/05/2014 Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :											
Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :											
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>													
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
	-0.60 0.60									REMBLAI			
	2.0 2.50									ARGILE SOMBRE LIMONEUSE SABLEUSE			
	4.0 5.0 6.0									ARGILE BEIGE AVEC PASSAGE DE GALETS (EBOULIS) SABLEUSE			
	8.0 9.0 10.0									SCHISTE GRISATRE ARGILEUX GRAVELEUX			
	11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0									Fin du forage à une profondeur de 10 m.			
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : Ad : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (G _s , G _r) Ad : Analyse chimique CG : Classification rectangulaire TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par : M. ABOUS					Vérifié par :					27/05/2014		Page : 1 de 1	

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
0.00	-0.80																				REMBLAI		
1.00	0.80																				ARGILE SOMBRE LIMONEUSE		
2.00	-1.80																				ARGILE BEIGE A ROUGEATRE LIMONEUSE GRAVELEUSE AVEC GALETS (EBOULIS)		
3.00	1.80																						
4.00																							
5.00	-5.50																						
6.00	5.50																				ARGILE SCHISTEUSE VERDATRE GRAVELEUSE		
7.00	-7.00																						
8.00	7.00																						
9.00																					SCHISTE GRISATRE GRAVELEUX		
10.00	-10.00																						
11.00	10.00																				Fin du forage à une profondeur de 10 m.		
12.00																							
13.00																							
14.00																							
15.00																							
16.00																							
17.00																							
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :				ABREVIATIONS :							
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert				AD : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _r) AC : Analyse chimique CG : Classification rectangulaire TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement							
Préparé par : M. ABOUS								Vérifié par :				27/05/2014				Page : 1 de 1							

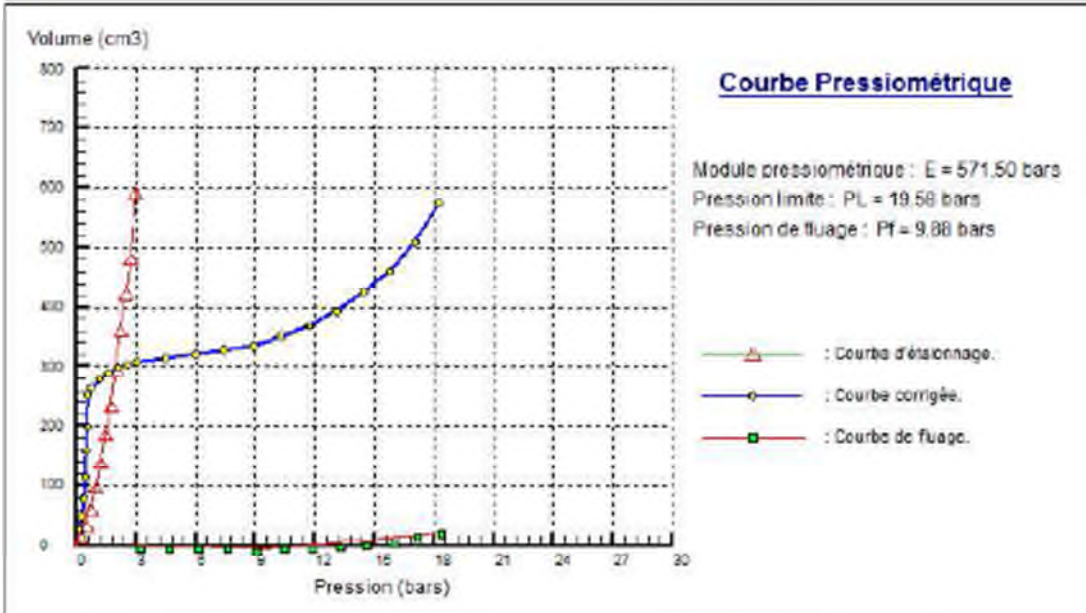
Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.0																							
2.0	-2.00																						
3.0	2.00																						
4.0																							
5.0	-4.80																						
6.0	4.80																						
7.0																							
8.0	-7.00																						
9.0	7.00																						
10.0																							
11.0	-10.00																						
12.0	10.00																						
13.0																							
14.0																							
15.0																							
16.0																							
17.0																							
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :				ABREVIATIONS :									
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert				AD : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _r) AC : Analyse chimique CG : Classification rectifiée TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à renforcement									
Préparé par : M. ABOUS										Vérifié par :				27/05/2014				Page : 1 de 1					

Annexe : 06

Sondage carotté		Sc01					
Profondeur (m)		2.50-3.00	3.20-4.00	6.00-6.50	7.50-8.00	17.50 -18.50	
Essai d'identification	Teneur en eau (%)	-	-	5.24	18.49	-	
	Densité sèche γ_d (t/m^3)	-	-	1.47	1.54	-	
	Densité humide γ_h (t/m^3)	1.84	1.93	1.76	1.83	2.05	
	Granulométrie (%)	< 5 mm	62	70	65	71	66
		< 2 mm	47	61	43	51	40
		< 80 μm	32	33	3	31	18
		< 2 μm	16.8	16.9	1.2	11.2	6.4
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	41.89	16.22	38.61	31.58	27.14
		Wp (%)	20.80	16.29	21.17	20.07	16.42
		Ip (%)	21.08	12.50	17.45	11.52	10.72
Ic		-	-	1.63	1.73	-	
Essai mécanique	Cisaillement court terme	Cuu (bars)	0.2	0.35	0.7	0.9	0.47
		φ_{uu} (°)	7.07	9.24	14.14	18.44	13.63
	Essai oedométrique	Pc (bar)	-	-	-	-	-
		Cc (%)	-	-	-	-	-
		Cg (%)	-	-	-	-	-

Annexe :07

Sondage n° : PS		Date essai : 19/05/2014
Profondeur Essai : 3 m		Volume de la sonde <V> (cm3) : 630
Coordonnées GPS :		Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,4
X :	Z :	Profondeur nappe / TN (m) :
Y :		

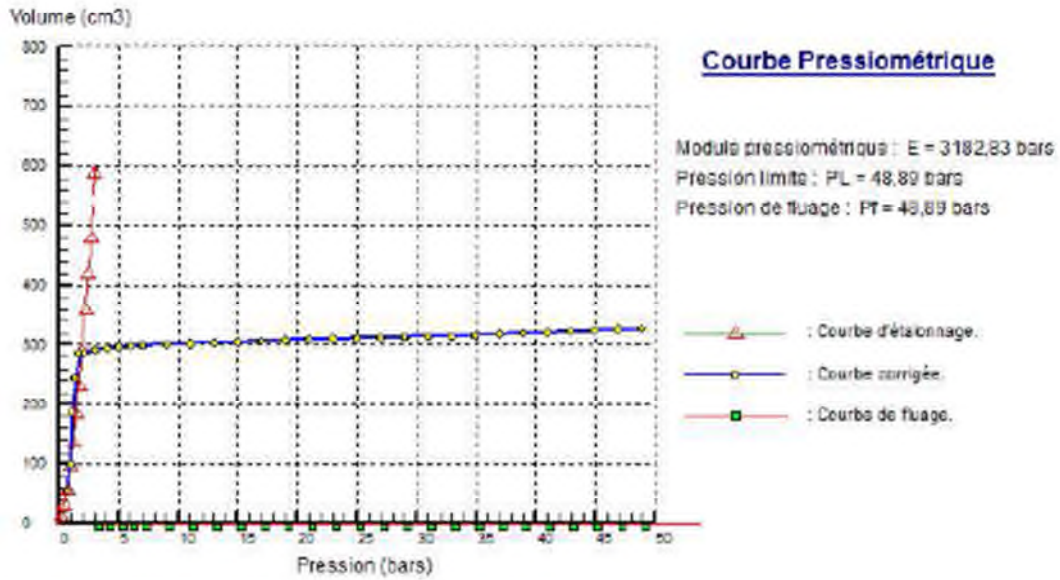


Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,25	20	28	0,15
0,50	46	49	0,29
0,75	71	78	0,40
1,00	104	114	0,48
1,25	142	158	0,52
1,50	186	198	0,57
1,75	234	251	0,56
2,00	260	264	0,75
2,50	278	280	1,17
3,00	289	290	1,63
3,50	297	293	2,09
4,00	304	304	2,56
4,50	307	303	3,04

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
6,00	314	314	4,51
7,50	321	321	5,97
9,00	329	329	7,44
10,50	339	334	8,91
12,00	350	351	10,33
13,50	369	369	11,74
15,00	390	393	13,13
16,50	419	425	14,47
18,00	451	460	15,80
19,50	490	509	17,06
21,00	547	573	18,25

Annexe :07

Sondage n° : PS		Date essai : 19/05/2014
Profondeur Essai : 7,5 m		Volume de la sonde <V> (cm3) : 630
Coordonnées GPS :		Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,4
X :	Z :	Profondeur nappe / TN (m) :
Y :		



Pt. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pt. corrigée (bars)
0,50	47	55	0,71
1,00	89	100	1,00
1,50	147	187	1,07
2,00	200	244	1,00
2,50	264	285	1,00
3,00	267	288	2,08
4,00	281	292	3,07
5,00	294	295	4,05
6,00	297	297	5,04
7,00	298	298	6,04
8,00	300	300	7,03
10,00	301	301	8,02
12,00	303	303	11,01

Pt. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pt. corrigée (bars)
14,00	304	304	13,01
16,00	305	305	15,00
18,00	306	306	17,00
20,00	308	308	18,99
22,00	309	309	20,98
24,00	310	310	22,96
26,00	311	311	24,97
28,00	312	312	26,97
30,00	313	313	28,96
32,00	314	314	30,96
34,00	315	315	32,95
36,00	316	316	34,95
38,00	318	318	36,94

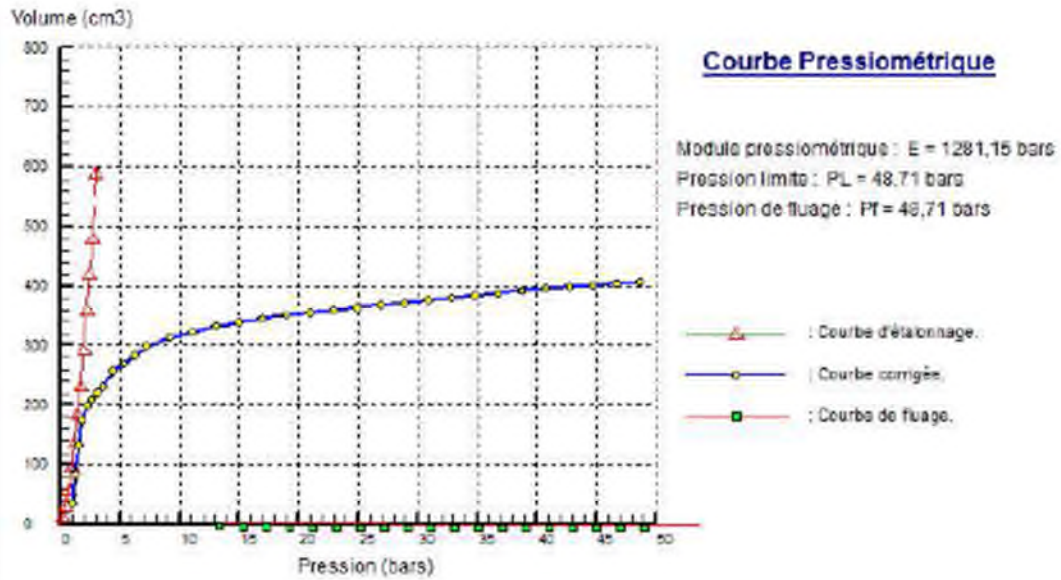
Annexe :07

Sondage n° : PS
 Profondeur Essai : 9,5 m

Date essai : 19/05/2014
 Volume de la sonde <V> (cm³) : 630
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,4
 Profondeur nappe / TN (m) :

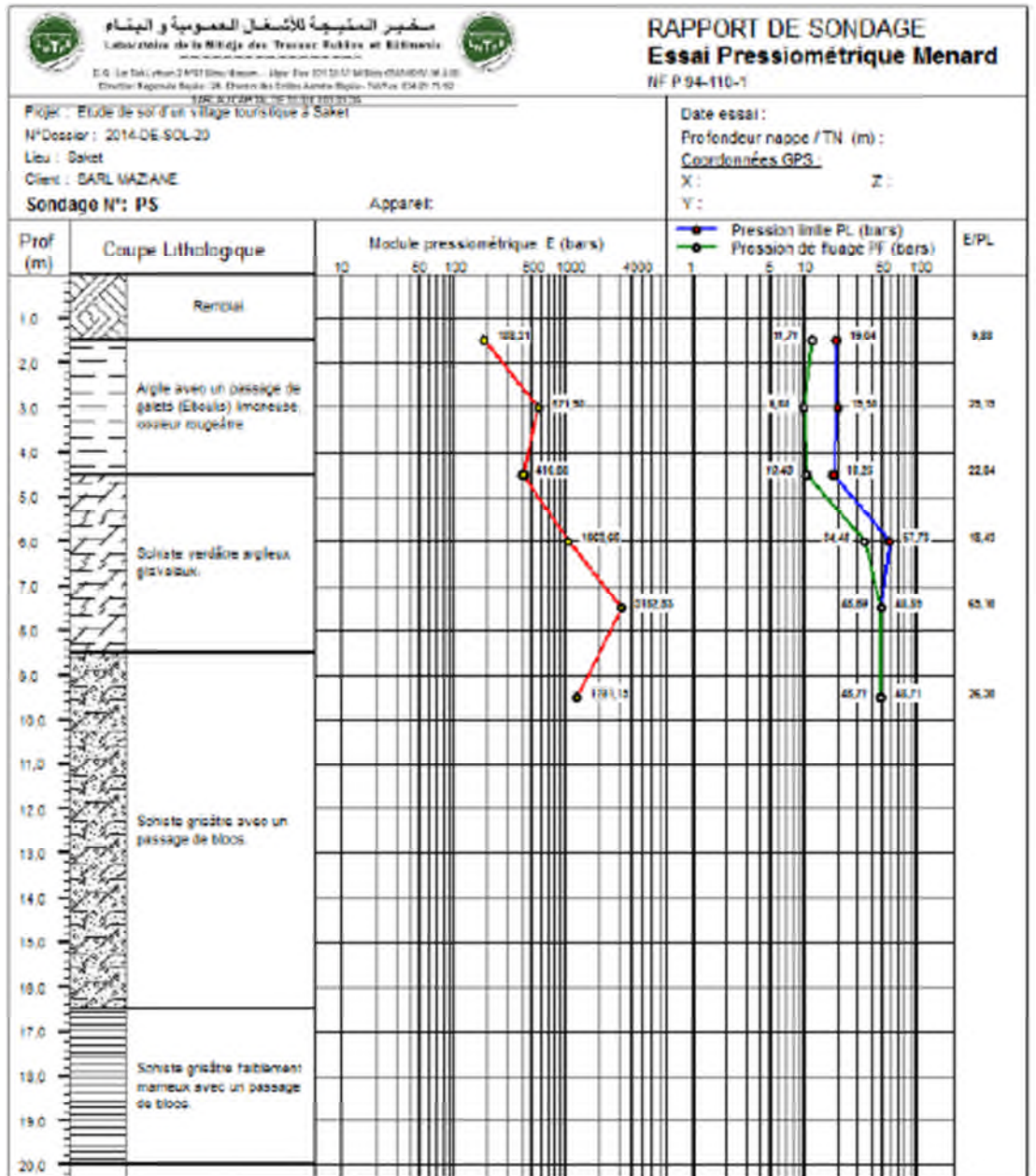
Coordonnées GPS :
 X :
 Y :

Z :

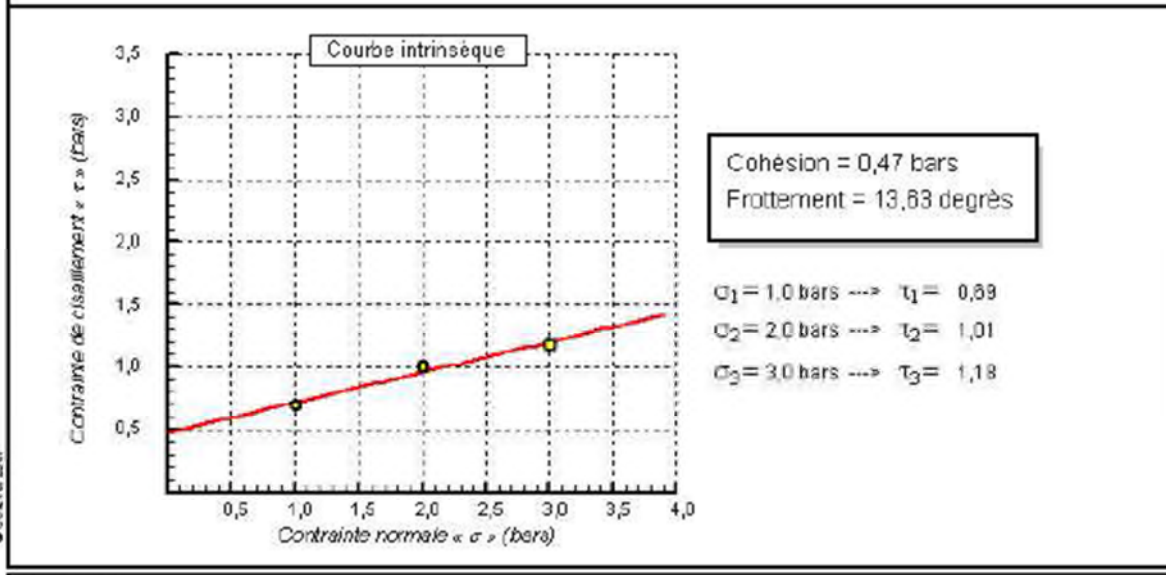
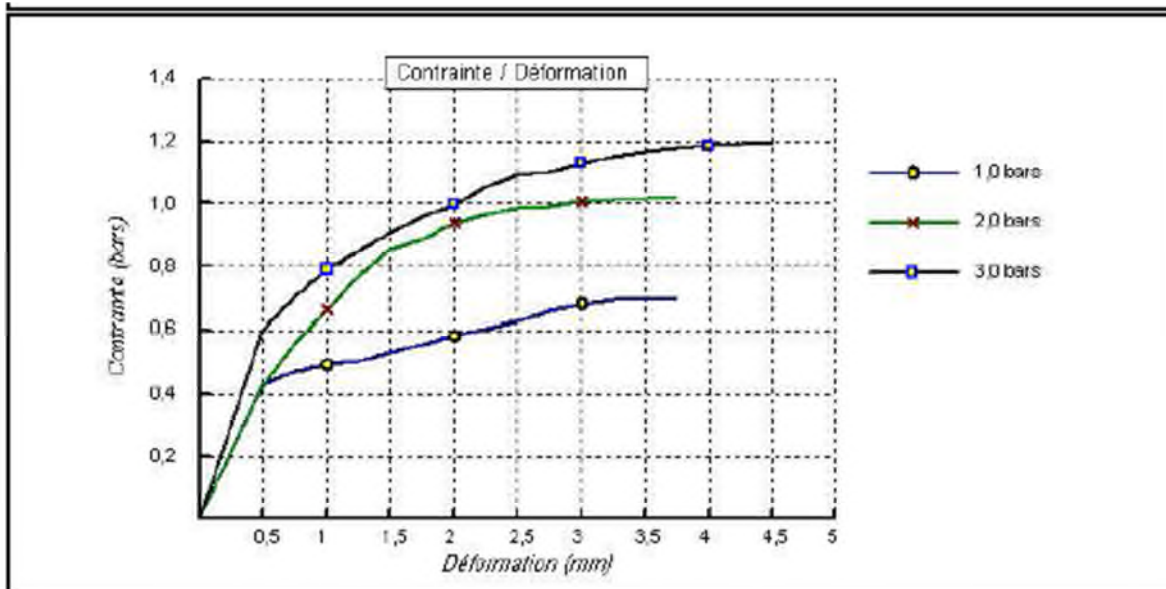


Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm ³)	Vol à 60s (cm ³)	Pr. corrigée (bars)
0,50	26	35	1,01
1,00	71	85	1,27
1,50	122	134	1,53
2,00	166	175	1,83
2,50	194	198	2,22
3,00	209	209	2,67
3,50	217	220	3,11
4,00	227	231	3,56
5,00	253	258	4,43
6,00	266	270	5,37
7,00	280	284	6,30
8,00	296	300	7,23
10,00	310	314	9,16

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm ³)	Vol à 60s (cm ³)	Pr. corrigée (bars)
12,00	326	323	11,11
14,00	330	333	13,07
16,00	337	339	15,04
18,00	344	348	17,00
20,00	350	351	18,98
22,00	354	355	20,96
24,00	358	359	22,94
26,00	363	364	24,92
28,00	367	368	26,90
30,00	371	372	28,88
32,00	375	378	30,86
34,00	379	380	32,84
36,00	383	384	34,82



 <p style="font-size: small;">مختبر المتابعة للأشغال العمومية و البناء Laboratoire de la Mitige des Travaux Publics et Bâtiments</p> <p style="font-size: x-small;">DCL - Les 300 Latines 2 SUD Babou Assouf - Alger Tél: 021 33 52 86 060 (95500) 03 00 4 00 Direction Régionale Algérie - 25, 30 avenue des Colonies Algérie Algérie - Tél/Fax: 021 27 75 32 SARL AU CAPITAL DE 10000000 DA</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT N° P 94-071-1</p>
<p>Cliant : SARL MEZIANE Projet : etude de sol Village touristique SAKET Endroit : SAKET</p>	<p>N° Projet : 197.ML.2014</p>
<p>Sondage n° : SC 02 Profondeur : 8.30-8.50 Nature : Date essais :</p>	<p>Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn</p>





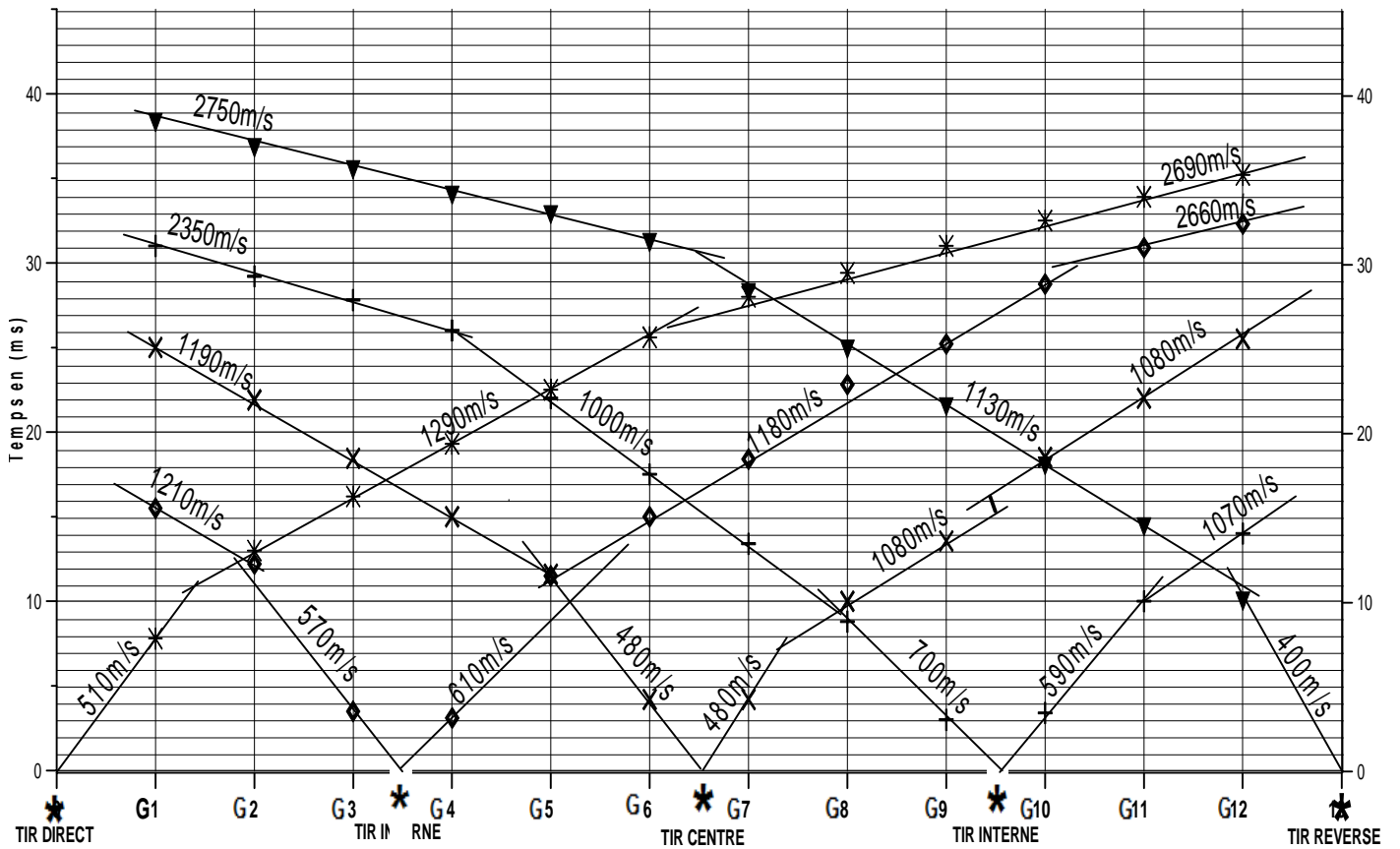
SEISMIC REFRACTION SURVEYING

SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-01 CODE DES TIRS : D-I-C-I-R LONGUEUR DISPOSITIF: 52.0 mètres

ESPACEMENT GEOPHONE: 4.0 mètres

DROMOCHRONIQUES



DATE :15/05/2014	PROJET : VILLAGE TOURISTIQUE
LIEU : SAKET - BEJAIA	MAITRE D'OUVRAGE : SARL MEZIANE

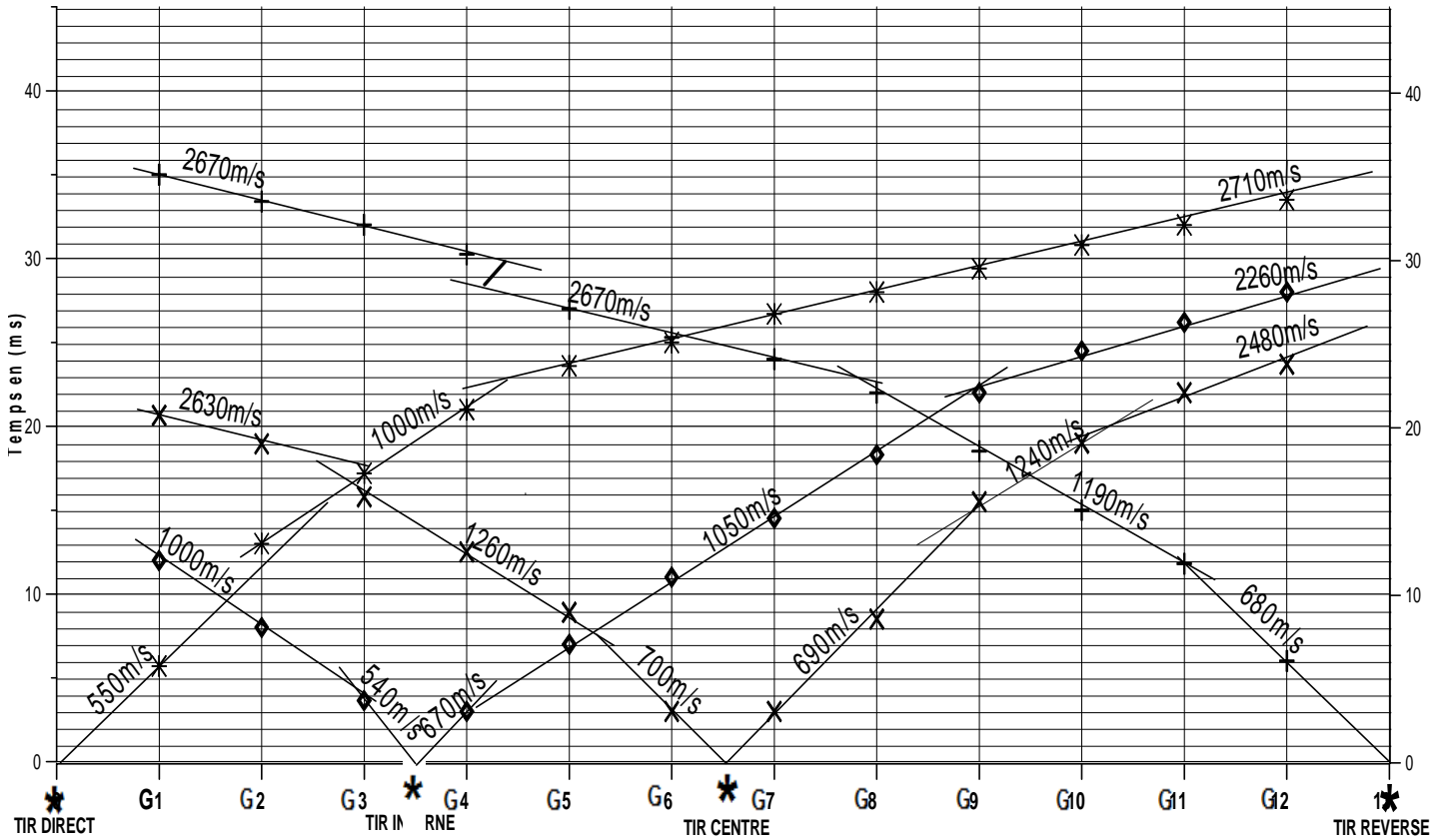


SEISMIC REFRACTION SURVEYING

SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-02 CODE DES TIRS : D-I-C-R LONGUEUR DISPOSITIF : 52.0 mètres

ESPACEMENT GEOPHONE : 4.0 mètres



DATE :15/05/2014	PROJET : VILLAGE TOURISTIQUE
LIEU : SAKET – BEJAIA	MAITRE D'OUVRAGE : SARL MEZIANE

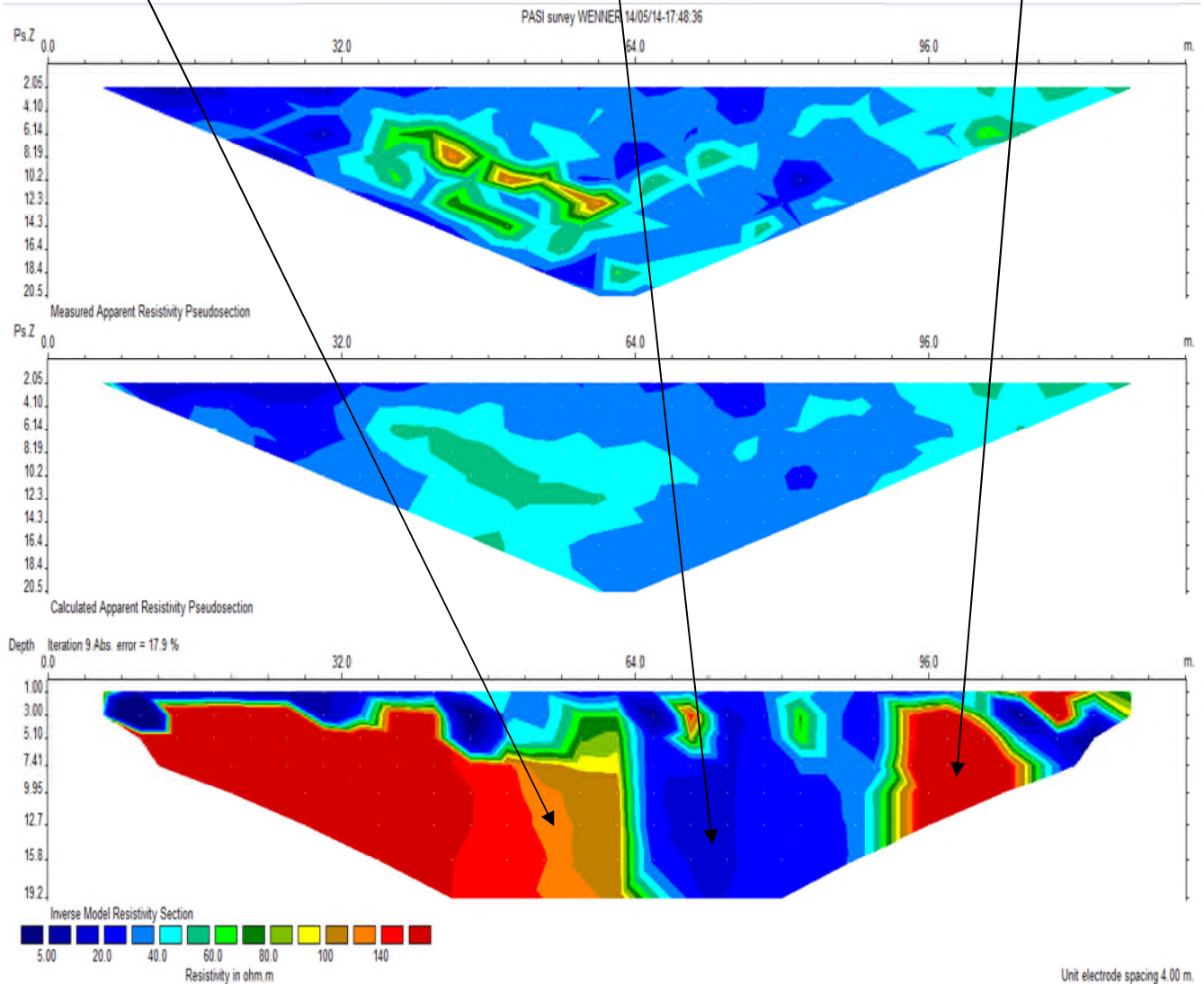
Profils géophysiques

PROFIL DE TOMOGRAPHIE ELECTRIQUE PTE-01

Milieu conducteur MC1

Milieu résistant MR1

Milieu résistant MR2



Annexe :11

Section réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe :12

Valeurs du coefficient rhéologique:

Type de sol	Tourbe α	Argile $\frac{EM}{pl}$ α	Limon $\frac{EM}{pl}$ α	Sable $\frac{EM}{pl}$ α	Sable et grave $\frac{EM}{pl}$ α	Roche Type α
Sur consolidé très serré	-	>16 1	>14 2/3	>12 1/2	>10 1/3	Très peu 2/3 fracturé Normal 1/3
Normalement consolidé Normalement serré	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 2/3	6-10 1/4	Très 2/3 fracturé
Sous-consolidé altéré	-	7-9 1/2	5-8 1/2	5-7 1/3	-	Très Altéré 2/3