

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de BEJAIA  
Faculté de technologie  
Département de Génie Civil

## MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de  
MASTER en Génie Civil  
Option : Géotechnique

### Thème

*Etude des fondations profondes par la méthode  
pressiométrique et évaluation du potentiel de  
liquéfaction de l'hôtel IBIS*

**Présenté par :**

DEBBOU Koko

OUKIL Souad

**Dirigé par :**

Mr. BENDADOUCHE.H

Mr. LAZIZI.S

*Année universitaire 2013 /2014*

## **REMERCIEMENTS**

*On remercie tout d'abord, Dieu le tout puissant qui nous a donné la santé et la force pour réaliser ce travail.*

*On tient à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos directeurs de mémoire Mr. BENDADOUCH et Mr LAZIZI pour tout le temps qu'ils nous ont consacré, leurs directives précieuses et pour la qualité de leur suivi tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

*On remercie également Mr SADAOUI, pour son aide et précieux conseils.*

*On voudra aussi remercier Mr DJEDJIG et Mr BENHAMA, pour Leurs aides précieux ainsi que le personnel de LNHC (laboratoire Nationale D'habitat et de construction) pour leur soutien et leur gentillesse.*

*On tient également à remercier les membres de jury. Pour l'amabilité d'examiner ce travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à tous les intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils.*

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole d'amour et de tendresse qui s'est sacrifiée pour mon bien être, ma réussite et mon bonheur, à **ma Mère**.*

***A mon Père** école de mon enfance, celui qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager et à me protéger, celui qui a tant donné pour nous assurer une vie décente*

***A ma chère grande mère** qui a toujours été là pour nous, qui nous a toujours entourés de son amour et de son affection*

***A mes chers frères** FAHEM, NAZIH qui m'ont toujours soutenu.*

***A mes chères sœurs** RAZIKA, SAIDA, NASSIMA, SAMIHA, DALILA, et HANAN mes éternelles confidentes et amies.*

***A la mémoire de** mon très cher cousin Yanis et mon oncle zizi aamama*

***A mes petits cousins** qui ont égayé notre vie IMAN, YASMINE*

***A mon binôme, ma copine de chambre et ma meilleure amie** souad qui ma toujours aidée surtout avec ses conseils.*

## **A mes cher(e)s ami(e)s**

*zinou,ania,lamia,hanane,sousou,samou,hassiba,salma,silya,aftchy,saida,sonia,ghania,miko,didine,zinedine,moulo,djems,nassim,billal,karim,achour,kamal,loulou,nou rdine,jeddi ali, metta, et la chambre D12 .avec qui j'ai partagé les meilleurs moments durant ces années d'études.*

*A tous les résidents de l'ITE.*

*A tous ceux qui me sont chers*

*A vous tous, je dis qu'aucune dédicace ne saurait exprimer à sa juste valeur l'amour que je porte pour vous.*

*Koko*

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole d'amour et de tendresse qui s'est sacrifiée pour mon bien être, ma réussite et mon bonheur, à **ma Mère**.*

***A mon Père** école de mon enfance, celui qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager et à me protéger, celui qui a tant donné pour nous assurer une vie décente*

***A ma chère grande mère qui a** toujours été là pour nous, qui nous a toujours entourés de son amour et de son affection.*

***A la mémoire de mes grands parents** que dieu les accueillent dans leur vaste paradis*

***A mes très chers frères** SAMIR, WALID qui m'ont toujours soutenu.*

***A mon très chère binôme, copine, sœur....et à toute sa famille***

***A mes cher(e)s***

*ami(e)s :Ania,lamia,zinou,biba,salma,celia,saida,ghania,fatchy,sousou,linda,hanan e,assia,samou,katia,zinedine,sofiane,moulou,jems,nassim,bilal,salah,kamel,karim,a chour,namik,loulou,azedine,ali,meta et D12 avec qui j'ai partagé les meilleurs moments durant ces années d'études*

*A toute ma famille*

*A tous les résidents de l'ITE.*

*A tous ceux qui me sont chers*

*A vous tous, je dis qu'aucune dédicace ne saurait exprimer à sa juste valeur l'amour que je porte pour vous.*

Souad

# TABLE DE MATIERE

REMERCIEMENTS.....	i
DEDICACES.....	ii
DEDICACES.....	iii
TABLE DE MATIERE.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS.....	xii
INTRODUCTION GENERALE.....	1

## CHAPITRE I: Etudes Géotechnique

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du site d'étude.....	3
I.2.1. Aperçu sur le projet.....	3
I.2.2. Cadre géologique de Jijel.....	4
I.2.2.1. Géologie régionale.....	4
I.2.2.2. Géologie du site.....	4
I.2.3. Géographie du site.....	5
I.2.4. Sismicité de la région du site.....	5
I.2.5. Reconnaissances géotechniques.....	5
I.2.6. Moyens de reconnaissance.....	5
I.3. Essais aux laboratoire.....	6
I.3.1. Caractéristiques physiques des sols.....	6
I.3.1.1. Analyse granulométrique.....	8
I.3.1.2. Teneur en eau.....	8
I.3.1.3. Densité, Saturation.....	10
I.3.1.4. Limites d'Atterberg.....	11
I.3.2. Caractéristiques mécaniques du sol.....	11
I.3.2.1. Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	11
I.3.3. Analyse chimique.....	12
I.4. Essais in situ.....	14

<b>I.4.1.</b>	<b>Les sondages.....</b>	<b>14</b>
<b>I.4.2.</b>	<b>Essai de pénétration au carottier (SPT) Standard Pénétration Test.....</b>	<b>15</b>
<b>1.4.3.</b>	<b>Essais de pénétration dynamique (PDL).....</b>	<b>16</b>
<b>1.4.4.</b>	<b>L'essai pressiométrique de Menard .....</b>	<b>17</b>
<b>1.4.4.1.</b>	<b>Principe de l'essai .....</b>	<b>17</b>
<b>I.5.</b>	<b>Présentation des résultats .....</b>	<b>19</b>
<b>I.6.</b>	<b>Evaluation de la capacité portante du sol à partir des essais in situ .....</b>	<b>22</b>
<b>I.6.1.</b>	<b>Capacité portante du sol à partir du SPT .....</b>	<b>22</b>
<b>I.6.2.</b>	<b>Capacité portante du sol à partir du pressiomètre.....</b>	<b>24</b>
<b>I.7.</b>	<b>Evaluation des tassements.....</b>	<b>27</b>
<b>I.7.1.</b>	<b>Calcul des tassements à partir de l'essai oedométrique :.....</b>	<b>27</b>
<b>I.8.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>28</b>

## **CHAPITRE II: Dimensionnement des fondations profondes**

<b>II.1.</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>30</b>
<b>II.2.</b>	<b>Définition d'une fondation .....</b>	<b>30</b>
<b>II.3.</b>	<b>Les types de fondations .....</b>	<b>30</b>
<b>II.4.</b>	<b>Principe types des pieux.....</b>	<b>31</b>
<b>II.4.1.</b>	<b>Pieux forés.....</b>	<b>31</b>
<b>II.5.</b>	<b>Quelques définitions .....</b>	<b>32</b>
<b>II.6.</b>	<b>Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique.....</b>	<b>33</b>
<b>II.7.</b>	<b>Dimensionnement des pieux sollicités en compression selon le DTR.BC.2.33.2.....</b>	<b>34</b>
<b>II.8.</b>	<b>Evaluation de la contrainte limite de la pointe <math>Q_{pl}</math> pour un pieux de <math>B=0.8m</math> et <math>D=29m</math>..</b>	<b>36</b>
<b>II.9.</b>	<b>Etude de comportement de groupe de pieux .....</b>	<b>42</b>
<b>II.10.</b>	<b>Tassement d'un pieu isolé .....</b>	<b>43</b>
<b>II.11.</b>	<b>Etude sismique.....</b>	<b>44</b>
<b>II.11.1.</b>	<b>Détermination de l'effort latéral.....</b>	<b>44</b>
<b>II.11.2.</b>	<b>Calcul de l'effort sismique (F) et sont point d'application sur l'hôtel .....</b>	<b>46</b>
<b>II.11.3.</b>	<b>Répartition des efforts sur les pieux du groupe.....</b>	<b>47</b>
<b>II.12.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>48</b>

## **CHAPITRE III: Evaluation du potentielle de liquéfaction**

<b>III.1.</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>49</b>
<b>III.2.</b>	<b>Définition.....</b>	<b>49</b>
<b>III.3.</b>	<b>Description du phénomène de liquéfaction.....</b>	<b>50</b>
<b>III.4.</b>	<b>Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction .....</b>	<b>50</b>

a) Niigata, Japon (1964).....	50
b) Boumerdes, Algérie (2003).....	52
<b>III.5. Explication physique du phénomène.....</b>	<b>53</b>
<b>III.6. Les facteurs influençant sur la liquéfaction.....</b>	<b>54</b>
<b>III.7. Etude de risque de liquéfaction .....</b>	<b>56</b>
<b>III.7.1. Identification des sites liquéfiables .....</b>	<b>56</b>
<b>III.7.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction .....</b>	<b>57</b>
<b>III.7.3. Méthode des Contraintes Cycliques pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction....</b>	<b>58</b>
a) Calcul de CSR.....	58
b) Calcul de Résistance à la liquéfaction (CRR) .....	60
<b>III.8. Discussion des résultats .....</b>	<b>66</b>
<b>III.9. Conclusion.....</b>	<b>66</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>67</b>
<b>BIBLIOGRPHIE.....</b>	<b>68</b>
<b>ANNEXES .....</b>	<b>69</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure N°1</b> : Photo montrant le site prévu pour l'implantation de l'hôtel IBIS (Jijel).....	4
<b>Figure N°2</b> : Extrait de la carte géologique 1/50.000° de l'Algérie.....	4
<b>Figure N°3</b> : limite de liquidité $W_L$ .....	Annexe
<b>Figure N°4</b> : Limite de plasticité $W_p$ .....	Annexe
<b>Figure N°5</b> : Dispositif oedométrique.....	Annexe
<b>Figure N°6</b> : La courbe oedométrique.....	Annexe
<b>Figure N°7</b> : La sondeuse 19.....	14
<b>Figure N°8</b> : Pressiomètre MENARD.....	Annexe
<b>Figure N°9</b> : La courbe pressiométrique.....	19
<b>Figure N°10</b> : La courbe $Pl = f(Z)$ pour SP1.....	21
<b>Figure N°11</b> : La courbe $EM = f(Z)$ pour SP1.....	21
<b>Figure N°12</b> : La courbe $Pl = f(Z)$ pour SP2.....	21
<b>Figure N°13</b> : La courbe $EM = f(Z)$ pour SP2.....	21
<b>Figure N°14</b> : La courbe $Pl = f(Z)$ pour SP3.....	22
<b>Figure N°15</b> : La courbe $EM = f(Z)$ pour SP3.....	22
<b>Figure N°16</b> : Pieux forés topologique .....	31
<b>Figure N°17</b> : Schéma de calcul par la pression limite nette.....	34
<b>Figure N°18</b> : Valeurs de frottement latéral unitaire .....	Annexe
<b>Figure N°19</b> : la disposition des pieux.....	41
<b>Figure N° 20</b> : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).....	51
<b>Figure N° 21</b> : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).....	52
<b>Figure N° 22</b> : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).....	53
<b>Figure N°23</b> : Grain de sol dans un dépôt de sol. La taille de la colonne représente le niveau de la pression interstitielle dans le sol.....	53
<b>Figure N° 24</b> : La longueur des flèches représente l'amplitude des forces du contact entre différents grains de sol.....	53
<b>Figure N°25</b> : Réduction des forces de contact et augmentation de la pression interstitielle..	53



**Figure N°26:** Facteur de réduction de contraintes  $r_d$  en fonction de la profondeur développé par seed et idriss (1971).....59

**Figure N°27 :** Courbe simplifié pour la mesure de CRR a partir des données SPT pour un séisme de magnitude 7,5 et pour un sable ( $FC \geq 5\%$ ) de fines (particules passant au tamis 0,075mm), (Seed et al.1985.....64

**Figure N°28 :** Courbe  $C_N$  de pour des sable testé in-situ et au laboratoire ainsi que les deux courbes proposées par les deux équations (modifié de Castro 1995).....64

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau N° 1</b> : Résultats de la granulométrie.....	8
<b>Tableau N°2</b> : Résultats de la teneur en eau.....	9
<b>Tableau N°3</b> : Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau.....	Annexe
<b>Tableau N°4</b> : Echelle de saturation.....	Annexe
<b>Tableau N°5</b> : Résultats de la densité sèche et le degré de saturation.....	10
<b>Tableau N°6</b> : Degrés de plasticité des sols selon $I_p$ .....	Annexe
<b>Tableau N°7</b> : Gonflement potentiel des sols selon $I_p$ .....	Annexe
<b>Tableau N°8</b> : Résultats de l'oedomètre.....	12
<b>Tableau N°9</b> : Classification du sol selon $C_g$ .....	Annexe
<b>Tableau N°10</b> : Classification du sol selon $C_c$ .....	Annexe
<b>Tableau N°11</b> : Résultats de l'analyse chimique.....	13
<b>Tableau N°12</b> : Résultats des sondages carottés.....	Annexe
<b>Tableau N°13</b> : les résultats de SPT pour le projet 01.....	15
<b>Tableau N° 14</b> : les résultats de SPT pour le projet 02.....	16
<b>Tableau N°15</b> : forage préalable.....	Annexe
<b>Tableau N° 16</b> : Longueur maximale d'une passe d'un forage avant essai.....	Annexe
<b>Tableau N°17</b> : Résultats d'essai pressiométrique N°01.....	20
<b>Tableau N°18</b> : Résultat d'essai pressiométrique N°02.....	21
<b>Tableau N°19</b> : Résultats d'essai pressiométrique N° 03.....	22
<b>Tableau N°20</b> : coefficient rhéologique $\alpha$ ( $E_M/PL$ ) pour divers types de sols.....	Annexe
<b>Tableau N°21</b> : Résultats de la capacité portante pour le projet 01.....	24
<b>Tableau N°22</b> : Résultats de la capacité portante pour le projet 02.....	24

<b>Tableau N° 23</b> : Valeurs du coefficient $K_p$ selon le fascicule 62.....	Annexe
<b>Tableau N°24</b> : Valeurs des pressions limites pour SP1.....	25
<b>Tableau N° 25</b> : Classification des sols.....	Annexe
<b>Tableau N°26</b> : Valeurs des pressions limites pour SP2.....	26
<b>Tableau N°27</b> : Valeurs des pressions limites pour SP3.....	26
<b>Tableau N° 28</b> : Valeurs du coefficient de portance $K_p$ .....	Annexe
<b>Tableau N°29</b> :choix des courbes pour le calcul du frottement latéral $q_s$ .....	Annexe
<b>Tableau N°30</b> : Combinaisons à considérer selon le DTR- BC2.33.2.....	35
<b>Tableau N° 31</b> : charge admissible en compression $Q_{max}$ .....	Annexe
<b>Tableau N°32</b> : Valeurs des pressions limites.....	36
<b>Tableau N° 33</b> : Valeurs des frottements latérales $q_s$ .....	37
<b>Tableau N°34</b> : Tableau récapitulatif des résultats du SP N°1.....	38
<b>Tableau N° 35</b> : Valeurs des frottements latérales $q_s$ .....	38
<b>Tableau N°36</b> : Tableau récapitulatif des résultats du SP N°2.....	39
<b>Tableau N° 37</b> : Valeurs des frottements latérales $q_s$ .....	39
<b>Tableau N°38</b> : Tableau récapitulatif des résultats du SP N°3.....	40
<b>Tableau N°39</b> : Nombre de pieux.....	40
<b>Tableau N° 40</b> : Effort et moment sismique en chaque étage.....	47
<b>Tableau N°41</b> : Valeurs de $r_d$ .....	59
<b>Tableau N°42</b> : Valeurs de $\Delta N_1$ .....	63
<b>Tableau N°43</b> : Tableau potentiel de liquéfaction des sols en fonction de leur compacité déterminée par $N_{1(60)}$ .....	64
<b>Tableau N°44</b> : Valeurs du facteur de graduation.....	65
<b>Tableau N°45</b> : Résultats d'évaluation du potentiel de liquéfaction.....	66



# LISTE DES SYMBOLES ET ABBREVIATIONS

$\gamma_s$	Poids volumique des gains solides [KN/m <sup>3</sup> ].
$P_s$	poids des grains solides [KN].
$V_s$	Volume des grains solides [m <sup>3</sup> ].
$\gamma_d$	Poids volumique sec [KN/m <sup>3</sup> ].
$V$	Volume total de l'échantillon [m <sup>3</sup> ].
$\gamma_h$	Poids volumique humide ou apparent [KN/m <sup>3</sup> ].
$P$	Poids total de l'échantillon [KN].
$\gamma'$	Poids spécifique déjaugé [KN/m <sup>3</sup> ].
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau [KN/m <sup>3</sup> ].
$S_r$	Degré de saturation [%].
$V_w$	Volume de l'eau [m <sup>3</sup> ].
$V_v$	Volume des vides.
$e$	L'indice des vides.
$W$	Teneur en eau [%].
$I_p$	L'indice de plasticité [%].
$W_l$	La limite de liquidité [%].
$I_c$	L'indice de consistance [%].
$W_p$	limite de plasticité [%].
$C_v$	Coefficient de consolidation [%].
$C_g$	Coefficient de gonflement [%].
$C_c$	Coefficient de compression [%].
$E_{oed}$	Module œdométrique [bars].
$\sigma_c'$	Contrainte de consolidation [bars].
$P_c$	Pression de consolidation [bars].
$\sigma_v'$	Contrainte verticale effective au milieu de la couche [bars].
$PDL$	Essais de pénétration dynamique
$q_d$	Resistance en pointe
$A$	Section droite de la pointe [m <sup>2</sup> ]
$M$	Masse du mouton (masse frappante) [Kg].
$M'$	Somme des masses du train de tiges [Kg].

H	Hauteur de chute[m].
E	Pénétration moyenne par coup.
G	Accélération de la pesanteur (9,81 m/s <sup>2</sup> )
e	Épaisseur du tube de calibrage.
SPT	Standard pénétration test.
Ne	Nombre de coups moyen représentatif.
CPV	Contrôleur Pression-Volume.
E <sub>M</sub>	Module pressiométrique[bars].
P <sub>f</sub>	Pression de fluage P <sub>f</sub> [MPa].
P <sub>l</sub>	Pression limite[MPa].
Pl*	Pression limite nette [MPa].
Q <sub>adm</sub>	Charge admissible [t].
D	Ancrage de la fondation[m].
Ne	Nombre de coups moyen.
I <sub>c</sub>	Indice de compressibilité
σ <sub>v</sub> '	Contrainte verticale effective maximale (KPa).
Q	Pression moyenne effective agissant sur la fondation (KPa).
σ'	Contrainte intergranulaire ou effective [kPa].
σ	Contrainte totale [kPa].
u	Pression interstitielle [kPa].
D <sub>10</sub>	Diamètre des grains à 10% passant [mm].
D <sub>30</sub>	Diamètre des grains à 30% passant [mm].
D <sub>50</sub>	Diamètre des grains à 50% passant [mm].
D <sub>60</sub>	Diamètres de tamis correspondant aux passants de 60%.
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité.
D <sub>r</sub>	Densité relative de sol.
F <sub>s</sub>	Coefficient de sécurité.

CSR	Contrainte de cisaillement cyclique maximum produite par un séisme (cyclic stress ratio).
CRR	Résistance a la liquéfaction du sol, représenté par (cyclic résistance ratio).
CRR7.5	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter.
$\tau_{av}$	Contrainte moyenne de cisaillement cyclique [kPa].
$a_{max}$	Accélération maximale horizontale à la surface du sol produite par séisme [ $m/s^2$ ].
$\sigma_v$	Contrainte vertical totale initiale [kPa].
$\sigma'_v$	Contrainte vertical effective initiale [kPa].
$r_d$	Coefficient de réduction des contraintes selon la profondeur.
$\tau_i$	La résistance au cisaillement cyclique non drainé.
CPT	<i>Cone Penetration Test – Test de pénétration au cône</i>
$\sigma_{v0}$	Contrainte verticale effective [bars].
$C_N$	Facteur de correction.
(N1)60	Nombre de coups du SPT, pour 60% d'énergie de tige.
(N)60	Nombre de coups du SPT
FC	Contenu des particules fines.
$\Delta(N1)60$	Facteur de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60 cs
(N1)60 cs	Nombre de coups corrigé du SPT.
Pa	Pression atmosphérique [KPa].
Km	Facteur de graduation.
CRR	Cyclic Resistance Ratio – Rapport des résistances cycliques.
D	Profondeurs de la base de la fondation par rapport au terrain naturel [m].
R	Largeur ou diamètre de la fondation[m].
$D_e$	Hauteur d'encastrement mécanique D[m].
$Q_1$	Charge limite $Q_1$ [t].
$Q_{pl}$	La résistance limite du sol sous la pointe du pieu [t].
$A_p$	Section droite de la pointe [ $m^2$ ].
$Q_{sl}$	La résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu [t].
$A_s$	surface latérale du pieu [ $m^2$ ].
$Q_c$	Charge de fluage [t].
$q_{pl}$	La contrainte de rupture [bars].
$K_p$	Facteur de portance.

$P_{1e}^*$	Pression limite équivalente [ $t/m^2$ ].
D	Encrage dans la section[m].
P	Périmètre du pieu [m].
$q_s$	Frottement latéral unitaire [KPa].
$Q_{a\ ELU}$	La capacité portante de pieu à ELU [t].
$Q_{a\ ELS}$	La capacité portante de pieu à ELU [t].
V	Effort tranchant à la base de la structure.
A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
$T_2$	Période caractéristique, associée à la catégorie du site.
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement.
$\varepsilon$	Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [%].
T	Période fondamentale de la structure.
$h_n$	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
$C_T$	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
R	Coefficient de comportement de la structure.
Q	Facteur de qualité.
$P_q$	Pénalité qui dépend de l'observation ou non critère de qualité q.
W	Poids de la structure qui est égale à la somme des poids $W_i$ calculés à chaque niveau(i).
$W_{Gi}$	Poids du aux charges permanentes.
$W_{Qi}$	Charge d'exploitation.
B	Coefficient de pondération.
$Q_v$	Charge verticale totale qui revient au groupe de pieux [t].
N	Nombre de pieux.
$M_y$	Moment sismique dans le sens oy[t.m].
$M_x$	Moment sismique dans le sens ox [t.m].
$x_j, y_j$	Distance entre l'axe du pieu et le centre de la fondation (radier) respectivement selon [m].
F	Force sismique [t].



# INTRODUCTION GENERALE

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent par une capacité portante faible, des déformations (tassement absolu ou différentiel) importants sous charges statiques ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux, lâches et saturés.

La Géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la Mécanique des Sols, de la Mécanique des Roches et de la Géologie de l'ingénieur. La Mécanique des Sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité. A partir d'essais de laboratoires et in situ de plus en plus perfectionnés, la Mécanique des Sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits.

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interaction entre structures et sols, à l'occasion notamment de la construction de grands ouvrages dans les villes et leur sous-sol. La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder un projet. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (résistance du sol et caractéristiques du projet) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

Les solutions de fondations les plus économiques demandent le plus souvent la mise en œuvre d'une combinaison de techniques d'amélioration de sol, adaptées aux charges et au sol. Ces solutions permettent de :

- Supporter les charges lourdes et uniformes (stockage d'eau, pétrole, gaz, céréale).
- Supporter les charges ponctuelles (équipements industriels, etc.)
- Réduire les tassements absolus et différentiels des ouvrages.

Notre travail de mémoire de fin d'étude s'inscrit dans une optique d'étude de fondation et l'évaluation de potentiel du risque de liquéfaction de l'hôtel Ibis à Jijel.

Le mémoire est structuré en trois chapitres principaux.

Le chapitre N°1 : est consacré à la présentation du site, sa géologie, la reconnaissance géotechnique, évaluation de tassement et la capacité portante.

Le chapitre N°2 : est consacré à l'étude des fondations profondes par pieux, par la méthode préssiométrique et l'étude sismique.

Le chapitre N°3 : est consacré à l'évaluation du potentiel de la liquéfaction par SPT

## **I.1. Introduction**

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Suite a la demande de SIEHA SPA, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction (LNHC-Est), Unité de Bejaia, a entrepris l'étude de sol d'un terrain devant recevoir le projet « Hôtel IBIS » dans la wilaya de Jijel.

La résistance d'un sol est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherches.

L'objectif recherché dans ce chapitre est la détermination des paramètres physiques et mécaniques des couches de sol par les différentes méthodes d'essais de laboratoire et in situ ainsi que l'évaluation de la capacité portante et le tassement.

## **I.2. Présentation du site d'étude**

### **I.2.1. Aperçu sur le projet**

Dans le cadre de l'étude géotechnique de l'hôtel Ibis de Jijel, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction (LNHC-Est); Unité de Bejaia, a entrepris des travaux de reconnaissance du sol.

Le projet consiste à réaliser deux blocs dont un en R+4 et l'autre en R+5 avec un entre sol, de type poteaux-poutres en béton armé : ossature auto-stable. Ce sont des structures du groupe d'usage 2 d'après RPA99 Version 2003, bâtiments d'habitations collectives ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48mètres.



**Figure N°1 :** Photo montrant le site prévu pour l'implantation de l'hôtel IBIS (Jijel).

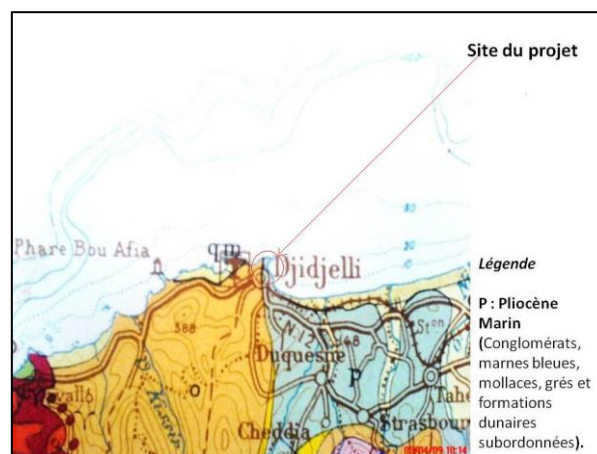
## I.2.2. Cadre géologique de Jijel

### I.2.2.1. Géologie régionale

L'ensemble des travaux effectués auparavant par différents auteurs a servi à préciser le cadre géologique régional du Jijel dont la structure résulte essentiellement de l'action de la tectonique tertiaire. La région du Jijel fait partie dans son ensemble du massif ancien de petite Kabylie qui, du point de vue tectonique est extrêmement complexe. Géologiquement, le territoire de la région de Jijel est assez varié et complexe contamination.

### I.2.2.2. Géologie du site

D'après la carte géologique 1/50.000<sup>e</sup> de l'Algérie, le site est constitué de pliocène marin (P).



**Figure N°2 :** Extrait de la carte géologique 1/50.000<sup>e</sup> de l'Algérie

### **I.2.3. Géographie du site**

Le site se trouve sur un terrain plat en bordure de la mer méditerranée et à 25 mètres à l'Est du siège de la Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Jijel (DTP Jijel).

### **I.2.4. Sismicité de la région du site**

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ces effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

Le projet est situé dans la zone sismique IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA Version 2003).

### **I.2.5. Reconnaissances géotechniques**

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) nécessitent une connaissance fine du sol, de sa nature et de son comportement. Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain à étudier, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche.

Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les essais in situ.
- Les essais au laboratoire.

### **I.2.6. Moyens de reconnaissance**

Dans le but de déterminer la nature des sols et les caractéristiques physico-mécaniques de chaque type de sol, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction (LNHC-Est), a effectué une campagne d'investigation de reconnaissance géotechnique réalisée dans le cadre de ce projet a consisté en la réalisation des huit (08) essais de SPT de 12m de profondeur, essais de laboratoire, neuf (09) sondage carottés de plus de 28m de profondeur, vingt(20) essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) en moyenne de 8m de profondeur, trois(03) sondages pressiométriques en moyenne de 13m de profondeur, les coupes lithologiques des

sondages montrent une succession des couches sédimentaires de limon et de sable vaseux jusqu'à une profondeur de 25m , puis on rencontre une couche de la marne. Le niveau de la nappe phréatique est détecté à partir de 1,60m de profondeur au moment de l'investigation géotechnique.

### I.3. Essais au laboratoire

Les paramètres physiques et mécaniques des sols peuvent être déterminés au laboratoire sur des échantillons de petites dimensions prélevés sur le terrain ou directement en place au moyen d'essai in situ. La fiabilité des paramètres mesurées par des essais de laboratoire (essai fortement influencée par les risques de remaniement des échantillons pendant l'opération de prélèvement des carottes et au cour des essais au laboratoire.

Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif.

Généralement, on classe ces essais en deux grands groupes: essais physiques et essais mécaniques.

#### I.3.1. Caractéristiques physiques des sols

Ces essais ont pour but la détermination des caractéristiques physiques des sols telles que la répartition granulométrique des grains, le poids volumique, les densités, teneurs en eau, degrés de saturation, limites d'Atterberg, indices de plasticité, de consistance, de liquidité et indice des vides.

Avant d'aborder les différents essais effectués au laboratoire, il est indispensable de définir quelques paramètres nécessaires à toute étude de sol.

#### ➤ Quelques définitions

- **Poids volumique des gains solides ( $\gamma_s$ )**

C'est le rapport du poids de matériau sec au volume des grains solides

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

$P_s$  : poids des grains solides.

$V_s$  : volume des grains solides.

- **Poids volumique sec ( $\gamma_d$ )**

C'est le poids des éléments solides par unité de volume de l'échantillon.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

V : volume total de l'échantillon.

- **Poids volumique humide ou apparent ( $\gamma_h$  ou  $\gamma$ )**

C'est le poids de matériau par unité de volume de l'échantillon.

$$\gamma_h = \gamma = \frac{P}{V}$$

P : le poids total de l'échantillon

- **Poids spécifique déjaugé ( $\gamma'$ )**

C'est le poids spécifique apparent des grains soumis à la poussée d'Archimède lorsque le sol baigne dans l'eau. il est donné par :

$$\gamma' = \gamma_h - \gamma_w$$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau

- **Degré de saturation ( $S_r$ )**

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides. il s'exprime en % :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} * 100\%$$

$V_w$  : volume de l'eau.

$V_v$  : volume des vides.

Pour un sol absolument sec :  $S_r = 0\%$

Pour un sol saturé :  $S_r = 100\%$

- **L'indice des vides (e)**

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des grains.

$$e = V_v / V_s$$

### I.3.1.1. Analyse granulométrie

L'analyse granulométrique est une opération de laboratoire qui permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle se traduit sous forme de courbes semi-logarithmiques qui comprend deux opérations principales :

- Tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 $\mu$ m (NF P94-56).
- Sédimentométrie pour les grains les plus fins.

#### a) Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau N°1** :

**Tableau N° 1 : Résultats de la granulométrie.**

$\Phi$ des grains	< 2 $\mu$	< 80 $\mu$	<2mm
Min [%]	08.0	06.0	57.0
Max [%]	35.0	99.0	100.0
Moyen [%]	21.5	52.5	78.5

#### b) Interprétation des résultats

Les analyses granulométriques effectuées au laboratoire nous indiquent un pourcentage assez important d'éléments de diamètre inférieur à **2 mm**.

### I.3.1.2. Teneur en eau

(Norme NFP 94-050 : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux).

L'échantillon de matériau est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation réalisée, l'échantillon est pesé à nouveau ; les deux pesées donnent par différence la masse d'eau évaporée. Généralement, les étuves sont portées à 105°C pour les matériaux insensibles à la chaleur et à 50°C pour ceux sensibles à la chaleur.

- De 4h dans le cas d'un étuvage à 105°C.
- De 8h dans le cas d'un étuvage à 50°C.



$$W\% = \frac{\text{poid d'eau}}{\text{poid du sol sec}} * 100$$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dont lequel se trouve ce sol.

#### a) Présentation des résultats

**Tableau N°2 : Résultats de la teneur en eau.**

Sondages	Profondeurs(m)	W(%)
SC N°1	4.50-4.90	17.5
	9.50-9.90	28.5
SC N°2	5.20-5.80	21.6
	8.40-8.70	23.7
	14.00-14.35	51.7
	14.35-14.70	49
SC N°3	7.80-8.50	32.9
	10.00-10.40	25.3
SC N°4	13.00-13.40	30.8
	13.40-13.80	32.3
	13.80-14.20	33.2
SC N°5	8.40-8.90	25.2
	12.10-12.40	32.2
	13.30-13.50	45.8
SC N°6	14.00-14.40	41.0

Les valeurs de la teneur en eau sont globalement moyennes obtenues sur les échantillons de sol testés varient entre 21.60% et 51.70% pour une moyenne de 36.65%.

#### b) Interprétation des résultats

A partir des résultats des valeurs de la teneur en eau représentés au tableau N°2 et le tableau N°3 en annexe, nous constatons que notre sol est humide.

### I.3.1.3. Densité, Saturation

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjaugée).

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Le degré de saturation dépend de la forme et de la taille des grains et indique la quantité de l'eau contenue dans le sol. Il permet de classer le sol comme indiqué dans le tableau N°4 en annexe.

#### a) Présentation des résultats

**Tableau N°5 : Résultats de la densité sèche et le degré de saturation**

Sondage	Profondeurs (m)	$\gamma_a$ (t/m <sup>3</sup> )	SR (%)
SC N°1	4.50-4.90	1.85	100
	9.50-9.90	1.51	98
SC N°2	5.20-5.80	1.73	100
	8.40-8.7	1.64	99
	14.00-14.35	1.13	100
	14.35-14.70	1.14	97
SC N°3	7.80-8.50	1.42	99
	10.00-10.40	1.62	100
SC N°4	13.00-13.40	1.50	100
	13.40-13.80	1.46	100
	13.80-14.20	1.43	100
SC N°5	8.40 – 8.90	1.61	100
	12.10-12.40	1.45	100
	13.30 – 13.50	1.19	97
SC N°6	14.00 – 14.40	1.33	100

Les échantillons testés présentent des valeurs de densité sèche qui varient entre **1.13** et **1.85** pour une moyenne de **1.49 t/m<sup>3</sup>**.

Avec un degré de saturation SR qui atteint la valeur maximale de **100%**. Ce pourcentage montre que tous les vides qui composent ce sol sont **pleins d'eau**.

## b) Interprétation des résultats

D'après les résultats du Tableau N°5 et tableau N°4 en annexe, on constate que le sol est saturé.

### I.3.1.4. Limites d'Atterberg

Norme NFP 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg – limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau. (Voir en annexe).

#### a) Présentation des résultats

L'indice de plasticité  $I_p$  varie entre **16.17** et **29.81%** pour une moyenne de **22.99 %**.

La limite de liquidité  $W_l$  oscille entre **36.97** et **53.58%** pour une valeur moyenne de **45.27%**.

L'indice de consistance  $I_c$  est plus souvent inférieure à l'unité. Il est néanmoins toujours supérieur à 0.5.

#### b) Interprétation des résultats

D'après la valeur de  $I_p$  et selon la classification par rapport aux tableaux N° 6 et N°7 en annexe, on remarque que le sol est plastique et de gonflement potentiel moyen.

## I.3.2. Caractéristiques mécaniques du sol

Ils ont pour but la détermination des caractéristiques mécaniques principalement la cohésion, l'angle de frottement interne, la contrainte de préconsolidation, les indices de compression, de gonflement et la capacité portante. Les essais associés sont à titre d'exemple, l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, l'essai triaxial et l'essai œdométrique.

### I.3.2.1. Essai de compressibilité à l'œdomètre

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. Il s'applique sur les matériaux fins et sols fins quasi saturés.

Dans cet essai on peut déterminer :

- le coefficient de consolidation ( $C_v$ ).
- le coefficient de gonflement ( $C_g$ ).
- le coefficient de compression ( $C_c$ ).
- le module œdométrique ( $E_{oed}$ ).

- la contrainte de consolidation ( $\sigma_c'$ ).

#### a) Présentation des résultats

**Tableau N°8 : Résultats de l'oedomètre**

<i>Sondage / Profondeur</i>		<i>Essai de compressibilité</i>		
<i>Sondage</i>	<i>Profondeur (m)</i>	$\sigma_c'$ (bars)	<i>Cc (%)</i>	<i>Cg (%)</i>
<i>SC 02</i>	5.20 / 5.80	1.85	23.59	8.06
	8.40 / 8.70	2.76	20.24	8.00
	14.35 / 14.70	0.96	51.49	12.67
<i>SC 04</i>	13.40 / 13.80	1.20	26.91	10.31
<i>SC 05</i>	8.40 / 8.90	3.26	26.13	10.64
	13.30 / 13.50	1.21	50.83	12.12

#### b) Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau N°8, le coefficient Cg est compris entre 8 % et 12.67 % ; ce qui montre que le sol en place a un gonflement très fort d'après le tableau N°9 en annexe.

L'indice de compressibilité Cc est compris entre 20.24 % et 51.49 %, ce qui nous indique que le sol en place est très compressible d'après le tableau N°10 en annexe.

### I.3.3. Analyse chimique

C'est un essai qui apporte beaucoup de renseignement sur le comportement des sols. Il a pour objectif la détermination de la composition chimique du sol, la présence d'impuretés, de substance agressives, de la nature et de la proportion des différents constituants du sol.

#### a) Présentation des résultats

Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant :

- Résultats exprimés en % et en poids

**Tableau N°11 : Résultats de l'analyse chimique**

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates $\text{So}_4^-$	Carbonates $\text{CaCo}_3$ (%)	Chlorures $\text{Cl}^-$	Matières organiques unités
<b>SC 01</b>	3.00/3.50	Traces	22.96	0.17	1.09
	7.00/7.50	Traces	33.62	0.17	1.14
<b>SC 02</b>	5.20/5.80	Traces	4.10	0.21	1.30
	14.35/14.70	Traces	2.46	0.88	6.78
	14.50/15.00	Traces	18.88	0.42	2.03
<b>SC 03</b>	6.00/6.50	Traces	20.50	0.35	1.25
	10.00/10.40	Traces	10.66	0.63	2.35
<b>SC 04</b>	3.50/4.00	Traces	27.88	0.42	0.78
	13.00/13.40	Traces	5.74	0.35	1.30
	13.80/14.20	Traces	9.84	0.42	3.23
<b>SC 05</b>	5.00/5.50	Traces	13.12	0.42	1.04
	12.00/12.40	Traces	11.48	0.35	3.44
<b>SC 06</b>	4.00/4.50	Traces	16.40	0.46	2.87
	14.00/14.40	Traces	1.64	0.71	4.70
<b>SC 07</b>	3.00/3.50	Traces	18.86	0.35	3.34
	14.40/14.90	Traces	1.64	0.46	5.22
<b>SC 08</b>	4.00/4.50	Traces	14.78	0.28	4.18
	13.40/13.90	Traces	8.20	0.39	2.61
<b>SC 09</b>	3.50/4.00	Traces	17.22	0.35	4.18
	8.60/9.00	Traces	22.78	0.35	3.86
	14.20/14.60	Traces	8.20	0.42	5.22

**b) Interprétation des résultats**

Vu les résultats des analyses chimiques représentés dans le tableau N°11 et selon la norme NF P 18 011 du 06/92, on remarque que l'agressivité de notre site est nulle.

Selon la norme XP P 94 011 on constate que Le sol est faiblement organique.

## I.4. Essais in situ

Après avoir abordé les essais de laboratoire classiques, nous ne présentons ici que trois essais In Situ. Le pénétromètre au carottier (SPT), le pénétromètre dynamique(PDL) et le pressiomètre de Menard.

Les essais in situ permettent la détermination des caractéristiques du sol dans les conditions naturelles, c'est à dire dans les conditions réelles de résistance.

### I.4.1. Les sondages

C'est une méthode directe de prélèvement de sous-sol pour déterminer de façon précise la nature des terrains et la qualité de la roche. Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu, peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier.

Le mode d'enfoncement de carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (Battage ou pression) ou bien par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.



**Figure N°7 : La sondeuse**

Le laboratoire de l'Habitat et de la Construction (LNHC-Est) a réalisé neuf (09) sondages carottés de reconnaissance de profondeur moyenne de 15 m dans le but de :

- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- Déterminer la nature du sous-sol.
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais de laboratoire.

- **Description visuelles des sondages carottés**

Les sondages carottés sont représentés dans le tableau N°12 en annexe.

#### **I.4.2. Essai de pénétration au carottier (SPT) Standard Pénétration Test**

L'essai de pénétration standard est probablement l'essai le plus utilisé en géotechnique pour la caractérisation des sols granulaires. Il consiste en l'enfoncement par battage d'une cuillère normalisée (cuillère fendue) attachée à l'extrémité inférieure des tiges. Le marteau (63,5 kg) et la hauteur de chute (760 mm) sont aussi normalisés. Il s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm.

Pendant l'essai on compte le nombre de coups nécessaires pour chaque intervalle successif de 15cm (15cm + 15cm), ce nombre de coups peut être un paramètre géotechnique utile à la reconnaissance du sol.

##### **a) Présentation des résultats**

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants pour les deux blocs.

- **Pour le bloc R+5 avec entre sol (projet 01)**

**Tableau N°13 : les résultats de SPT pour le projet 01**

<i>Sondage</i>	<i>Profondeurs (m)</i>	<i>N</i>	<i>N<sub>e</sub></i>
<i>SPT N° 1</i>	2	10	11
	3	9	
	6	15	
<i>SPT N° 2</i>	2.5	15	8
	4	6	
	6	7	
	8	7	
<i>SPT N° 3</i>	3	9	7
	6	8	
	9	4	
	12	5	
<i>SPT N°4</i>	3	8	8

N : le nombre de coups

N<sub>e</sub> : la moyenne de nombre de coups

- Pour le bloc R+4 (projet 02)

**Tableau N° 14 : les résultats de SPT pour le projet 02**

<i>Sondage</i>	<i>Profondeurs (m)</i>	<i>N</i>	<i>N<sub>e</sub></i>
<i>SPT N° 1</i>	3	10	15
	6	24	
	9	12	
	12	17	
<i>SPT N° 2</i>	3	14	7
	6	4	
	9	4	
	12	6	
<i>SPT N° 3</i>	3	13	9
	6	7	
	9	7	
	12	9	
<i>SPT N° 4</i>	3	9	7
	6	4	
	9	7	

### 1.4.3. Essais de pénétration dynamique (PDL)

Un train de tiges est enfoncé dans le sol par la chute libre d'une masse (mouton). Dans cet essai le matériel est plus simple. Les résultats des essais donnent le nombre de coups pour un enfoncement donné, soit la résistance de la pointe déduite de la formule des Hollandais. Il existe variétés de pénétromètres dynamiques.

Formule des Hollandais.

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} \frac{M.g.H}{A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe.

M : masse du mouton (masse frappante).

M' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

H : hauteur de chute.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.



Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants :

- contrôle de l'homogénéité d'un site
- détermination des épaisseurs des différentes couches de sols
- localisation des cavités ou autres discontinuités
- reconnaissance du niveau du toit du rocher.
- d'effectuer des contrôles de compactage

#### a) Présentation des résultats

Les résultats sous forme de graphes (pénétrogrammes) qui donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur. Ceux-ci sont donnés en annexe.

L'analyse des pénétrogrammes nous donne une résistance de **0.70 bar** jusqu'à **-6,00 mètres** de profondeur.

#### 1.4.4. L'essai pressiométrique de Menard

En complément des essais in situ déjà exécutés, 3 sondages avec essais pressiométriques ont été effectués.

##### 1.4.4.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier selon une procédure fixée une pression uniforme sur la paroi du forage. On mesure l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée. L'essai permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture.

Il comporte deux opérations :

- Le forage destructif qui est une opération des plus délicates. De la qualité du forage dépend la fiabilité des résultats.
- La réalisation de l'essai lui même : essai pressiométrique

### a) Forage pressiométrique

Deux techniques peuvent être employées :

- le forage préalable dans le tableau N°15 en annexe avec enregistrement des paramètres de forage
- le forage par battage de la sonde placée dans un tube fondu.

La technique doit être adaptée au type de terrain à souder. La longueur maximale de forage sera choisie pour que les parois du forage soient les moins altérées possibles. Elles seront d'autant plus faibles que le sol lâche ou compressible **tableau N°16** en annexe.

### b) Essai pressiométrique :

On fait généralement un essai tous les mètres, mais ce n'est pas une obligation.

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage pour réduire l'influence des vides du forage et rendre le champ de contrainte plus uniforme et à mesurer l'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée  $p$ . Il permet d'obtenir le module pressiométrique  $E_M$ , la pression limite  $P_l$ , la pression de fluage  $P_f$  et la pression de contact avec le terrain  $P_c$ .

La pression  $P_c$  mesurée au CPV est augmentée progressivement par paliers de pression de pas constants et au plus égaux à une valeur de l'ordre du deuxième de la pression limite estimé.

Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 1, 15, 30, et 60 secondes.

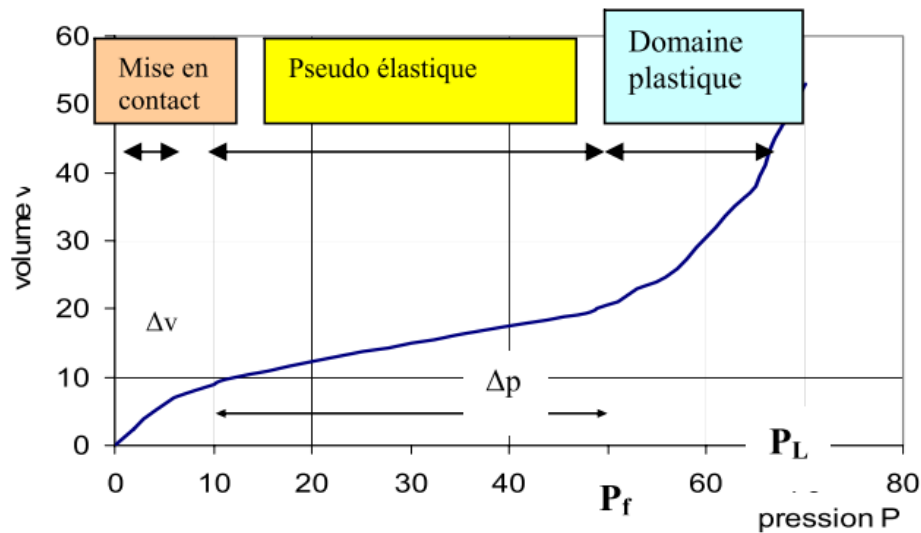
L'essai peut être considéré comme terminé s'il comporte au moins **huit paliers** et si une des conditions est satisfaite :

- La pression  $P_c$  de **5MPa** est atteinte
- Le **volume** de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins **600cm<sup>3</sup>** pour les sondes standards.

On viellera à ce qu'il y ait, pour les essais où la pression est  $< 5MPa$

- Au moins **trois paliers au-delà de la pression de fluage.**
- Au moins **quatre paliers avant cette pression de fluage.**

Les différentes mesures de l'essai permettent de tracer la courbe des déformations en fonction de la pression qui met en évidence trois phases:



**Figure N°9 :** *La courbe pressiométrique*

- La phase de décompactions de la paroi qui avait subi une certaine décomposition pendant le forage.
- La phase pseudo-élastique: les déformations varient à peu-prêt linéairement avec la pression; la pression de la courbe donne le module de déformation E.
- La phase plastique: A partir de la pression de fluage  $P_f$  la courbe devient exponentielle en raison de la désagrégation du sol. La pression ne peut dépasser une valeur asymptotique  $P_L$  appelée pression limite qui est une caractéristique intrinsèque du sol.

## I.5. Présentation des résultats

Dans les tableaux suivants, nous récapitulons les résultats des trois sondages pressiométriques.

$$P_1^* = P_L - P_0$$

$$P_0 = K_0 \gamma' H + \gamma_w (H + H_w)$$

$$P_0 = K_0 \cdot \gamma' \cdot h$$

$$E_p = 2(1+\nu) (\nu_0 + \nu_m) \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Avec:

$P_1^*$  : Pression limite nette (MPa).

$P_1$  : Pression limite (MPa).

$P_0$  : Pression des terres au repos (MPa).

$\gamma_d$  : Poids volumique du sol sec.

$\gamma'$  : Poids volumique apparent immergé du sol.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau (1 t/m<sup>3</sup>).

H : Hauteur d'essai.

$K_0$  : le coefficient de poussé des terres aux propos qui est égale à  $1 - \sin\phi$ . Selon la formule de **Jaky** (on prend en général  $K_0 = 0.5$ )

$E_M$  : Module pressiométrique (MPa).

$\nu$  : Coefficient de poisson du sol = 0.33.

$V_0$  : Volume initial de la sonde au repos (m<sup>3</sup>).

$V_m$  : Variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo élastique (m<sup>3</sup>).

$\Delta P / \Delta V$  : L'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

- **Sondage pressiométrique N°01**

**Tableau N°17: Résultats d'essai pressiométrique N°01**

SP1					
prof (m)	$P_f$ (MPa)	$P_1$ (MPa)	$p_1^*$ (MPa)	$E_m$ (MPa)	$E_m/p_1$
6	0,17	0,35	0,28	1,6	4,5
8	0,1	0,26	0,17	0,6	2,4
10	0,11	0,19	0,07	0,9	4,5
11	0,14	0,21	0,08	0,7	3,4
12	0,16	0,24	0,09	0,6	2,5
13	0,17	0,27	0,11	0,7	2,7

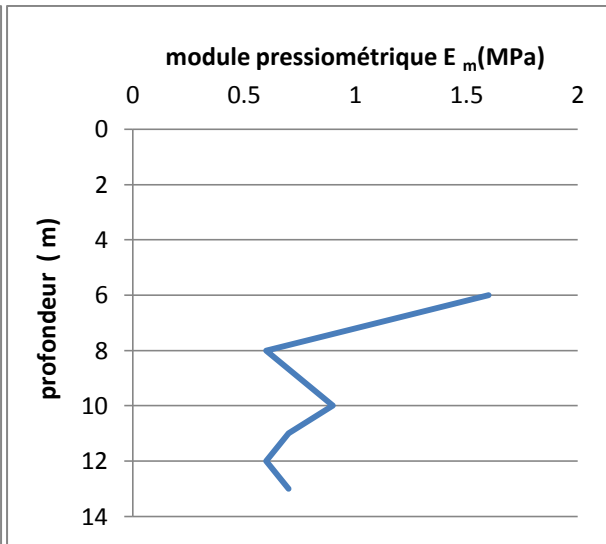
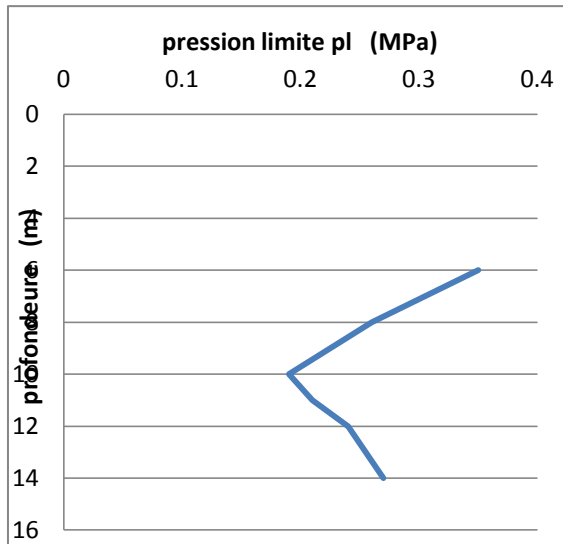


Figure N°10 : la courbe  $P_l=f(Z)$  pour SP1

Figure N°11 : la courbe  $E_M=f(Z)$  pour SP1

- Sondage pressiométrique N°02

Tableau N°18 : Résultat d'essai pressiométrique N°02

SP2					
prof (m)	$P_f$ (MPa)	$P_l$ (MPa)	$p_l^*$ (MPa)	$E_m$ (MPa)	$E_m/p_l$
6	<0,08	<<0,08	<0,02	0,3	<4,5
9	-	0,23	0,13	0,7	2,9
12	0,16	0,24	0,09	0,6	2,5
13	0,27	0,45	0,29	2,3	5,1

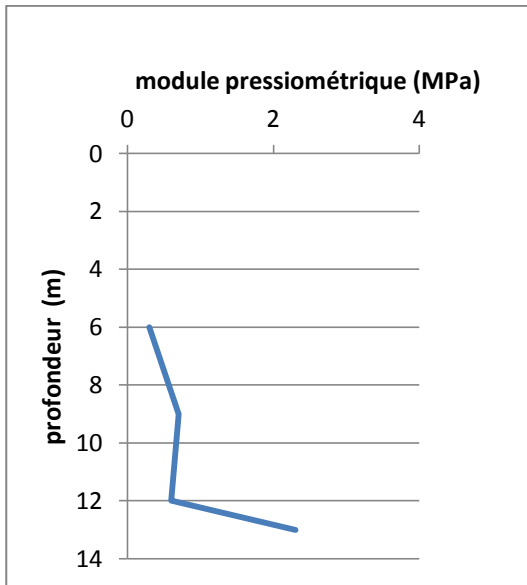
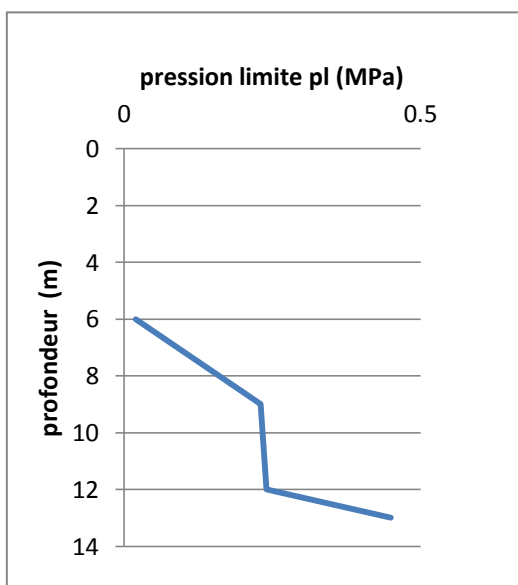


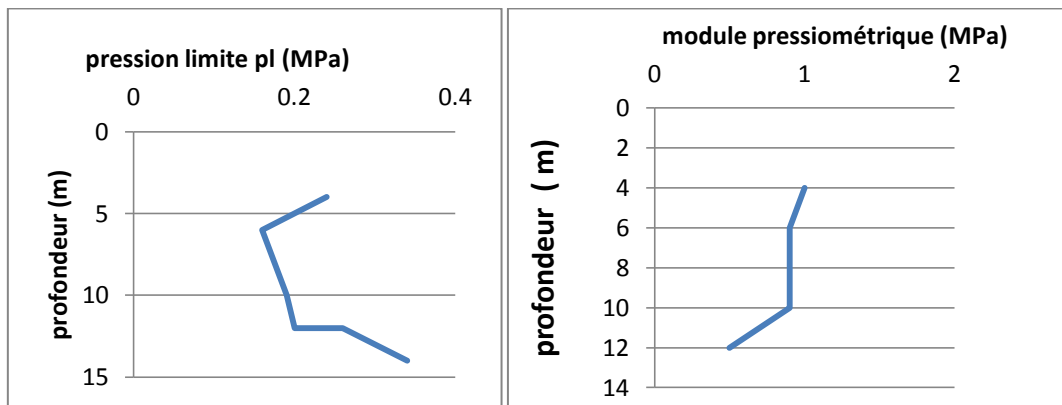
Figure N°12 : la courbe  $P_l=f(Z)$  pour SP2

Figure N°13 : la courbe  $E_M=f(Z)$  pour SP2

- **Sondage pressiométrique N°03**

**Tableau N°19: Résultats d'essai pressiométrique 03**

SP3					
$p_{\text{prof}}$ (m)	$P_f$ (MPa)	$P_l$ (MPa)	$P_l^*$ (MPa)	$E_m$ (MPa)	$E_m/p_l$
4	0,06	0,24	0,2	1	4,2
6	0,07	0,16	0,11	0,9	5,3
10	0,11	0,19	0,07	0,9	4,5
12	0,17	0,2	0,06	0,5	2,3
13	0,22	0,26	0,11	0,5	2
14	0,17	0,34	0,17	1,1	3,4



**Figure N°14 : la courbe  $P_l=f(Z)$  pour SP3**    **Figure N°15 : la courbe  $E_M=f(Z)$  pour SP3**

➤ **Interprétation des résultats**

La classification selon le coefficient rhéologique  $\alpha$  ( $E_M/P_L$ ) dans le tableau N°20 en annexe nous donne que d'après :

- Les essais pressiométriques N°1 : Sables altérés ou remaniés.
- Les essais pressiométriques N°2 et N°3: Sables sous-consolidé

## I.6. Evaluation de la capacité portante du sol à partir des essais in situ

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surface de glissement dans ce dernier.

### I.6.1. Capacité portante de sol à partir du SPT

Les méthodes de calcul de la capacité portante de cet essai relèvent de l'empirique pur et résultent du cumul de l'expérience de calcul des fondations à partir de cet essai. C'est ce qui explique la diversité des approches de calcul recommandées dans la littérature.

Le règlement canadien CFEM-85 pour le calcul des fondations superficielles recommande deux méthodes de calcul de dimensionnement à partir de l'essai SPT.

La première due à Peck et Al (1974), est basée sur des abaques donnant  $Q_{adm}$  en fonction de la largeur  $B$  de la fondation, pour différentes valeurs de  $N$  (nombre de coups).

La deuxième méthode est celle proposée par Meyerhof (1956). Elle suggère la formule suivante pour le calcul de la contrainte admissible sous une semelle fichée dans le sable :

$$Q_{adm} = 12 \cdot N_e \cdot K_d \text{ (KPa)} \quad \text{si } B < 1,2\text{m}$$

$$Q_{adm} = 8 \cdot N_e \cdot K_d \cdot (1+0,3/B)^2 \quad \text{si } B \geq 1,2 \text{ m}$$

Avec :

$K_d$  : le facteur de profondeur évalué comme suit :

$$K_d = 1+0,33 \cdot D \cdot B \quad \text{si } D/B < 1 ;$$

$$K_d = 1,3 \quad \text{si } D/B > 1.$$

$D$  : ancrage de la fondation

$N_e$  : le nombre de coups moyen représentatif de la zone intervenant dans la capacité portante du sol sous la fondation. Celle-ci s'étend de :

$B/2$  au dessus de la base de la fondation.

$B$  en dessous de la base de fondation.

En cas où la nappe d'eau atteint le niveau de la base de la fondation, il faut diviser  $Q_{adm}$  par 2 (prendre un coefficient de sécurité de 2).

Vu la profondeur de la couche de remblai (5 mètres), on prend  $D=5\text{m}$ , des semelles de largeur  $B=4\text{m}$ .

Dans notre cas la nappe d'eau est à 1,60 mètre de profondeur, d'où on prend un coefficient de sécurité de 2.

$$Q_{adm} = [8 \cdot N_e \cdot K_d \cdot (1+0,3/B)^2] / 2$$

- Pour le bloc R+5 avec entre sol (projet 01)

**Tableau N°21 : Résultats de la capacité portante pour le projet 01**

<i>SPT</i>	<i>D (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>N<sub>e</sub> (coups)</i>	<i>K<sub>d</sub></i>	<i>Q<sub>adm</sub>(KPa)</i>	<i>Q<sub>adm</sub>(bars)</i>
<i>SPT N°01</i>	5	4	11	1,3	66,10	0,66
<i>SPT N°02</i>	5	4	8	1,3	48,07	0,48
<i>SPT N°03</i>	5	4	7	1,3	42,06	0,42
<i>SPT N°04</i>	5	4	8	1,3	48,07	0,48

- Pour le bloc R+4 (projet 02)

**Tableau N°22 : Résultats de la capacité portante pour le projet 02**

<i>SPT</i>	<i>D (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>N<sub>e</sub> (coups)</i>	<i>K<sub>d</sub></i>	<i>Q<sub>adm</sub>(KPa)</i>	<i>Q<sub>adm</sub>(bars)</i>
<i>SPT N°01</i>	5	4	15	1,3	90,14	0,90
<i>SPT N°02</i>	5	4	7	1,3	42,06	0,42
<i>SPT N°03</i>	5	4	9	1,3	54,08	0,54
<i>SPT N°04</i>	5	4	7	1,3	42,06	0,42

## I.6.2. Capacité portante du sol à partir du pressiomètre

La contrainte de rupture d'un sol ( $q_u$ ) sous une fondation superficielle à partir des résultats de l'essai préssiométrique est donnée par la formule suivante:

$$q_u = K_p \cdot P_{le}^* + q_0'$$

Avec :

$q_0'$ : contrainte verticale effective initiale du sol à la base de la fondation.

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



$K_p$ : coefficient de portance donné par le tableau N°23 en annexe.

La fiche équivalente  $D_e$  est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à  $P_{le}^*$ .

La fiche équivalente est donnée par la formule:

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_i^n P_{li}^* \cdot \Delta Z$$

Avec :

$P_{le}^*$  : la pression limite nette équivalente.

### Sondage préssiométrique (PR01):

#### L'évaluation de la portance du sol à partir du pressiomètre:

$$q_u = K_p P_{le}^* + q'_0$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod P_{li}^*}$$

$$q'_0 = \gamma' D = 10 \cdot 5 = 50 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{li}^* = P_L - P_0$$

**Tableau N°24 : Valeurs des pressions limites pour SPI**

Z(m)	6	8	10	11	12	13
$P_L$ (KPa)	350	260	190	210	240	270
$P_0$ (KPa)	70	90	120	130	170	160
$P_{li}^*$ (KPa)	280	170	70	80	90	110

- **Calcul de  $K_p$  :**

$$P_{le}^* = 2.8 \text{ bars}$$

La nature du sol est de sable A, d'après le tableau N°25 en annexe :

Donc  $D_e = 1 \text{ m}$  (d'après le tableau N° 23 en annexe)

$$K_p = 0,8 \cdot \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{4}{5} \right) \frac{1}{4} \right] = 0,33$$

$$q_u = 0,33 \cdot 2,8 + 0,5 = 1,42 \text{ bars}$$

$$\text{ELU: } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{2} (1.42 - 0.5) + 0.5 = 0.96 \text{ bars}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{3} (1.42 - 0.5) + 0.5 = 0.8 \text{ bars.}$$

### Sondage préssiométrique (PR02):

**Tableau N°26 : Valeurs des pressions limites pour SP2**

Z(m)	6	9	12	13
P <sub>1</sub> (KPa)	70	230	240	450
P <sub>0</sub> (KPa)	60	100	150	160
P <sub>1</sub> * (KPa)	10	130	90	290

$$P_{le}^* = 0.1 \text{ bars}$$

$$D_e = 1 \text{ m}$$

$$K_p = 0.26$$

$$q_u = 0.26 * 0.1 + 0.5 = 0.52 \text{ bars}$$

$$\text{ELU: } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{2} (0.52 - 0.5) + 0.5 = 0.51 \text{ bars.}$$

$$\text{ELS: } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{3} (0.52 - 0.5) + 0.5 = 0.50 \text{ bars.}$$

### Sondage préssiométrique (PR03):

**Tableau N°27 : Valeurs des pressions limites pour SP3**

Z(m)	4	6	10	12	13	14
P <sub>1</sub> (KPa)	240	160	190	200	260	340
P <sub>0</sub> (KPa)	40	50	120	140	150	170
P <sub>1</sub> * (KPa)	200	110	70	60	110	170

$$P_{le}^* = 0.2 \text{ bars}$$

$$D_e = 1 \text{ m}$$

$$K_p = 0.26$$

$$q_u = 0.26 * 0.2 + 0.5 = 0.55 \text{ bars.}$$

$$\text{ELU: } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{2} (0.55 - 0.5) + 0.5 = 0.52 \text{ bars.}$$

$$\text{ELS: } \sigma_{\text{adm}} = \frac{1}{3} (0.55 - 0.5) + 0.5 = 0.51 \text{ bars.}$$

## I.7. Evaluation des tassements

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations, les déplacements verticaux vers le bas qui sont appelées tassements.

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol/fondation. Il s'agit couramment des surcharges qui lui sont transmises.

Si les tassements uniformes peuvent être gênants lorsqu'ils sont très importants, les tassements différentiels sont redoutables car ils peuvent créer des désordres graves, basculement, voire renversement des constructions, augmentation des efforts dans les structures hyperstatiques.

### I.7.1. calcul des tassements à partir de l'essai œdométrique :

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai.

\*Le sol peut être sous 3 formes :

1)-Sol sous consolidé :  $\sigma'_0 > \sigma'_c$ , avec

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{Cc}{1+e_0} [\log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)]$$

2)-Sol normalement consolidé :  $\sigma'_0 \approx \sigma'_c$  avec :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{Cc}{1+e_0} [\log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_0} \right)]$$

3)-Sol sur consolidé :  $\sigma'_0 < \sigma'_c$ , avec :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{Cc}{1+e_0} [\log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right)] + \frac{Cg}{1+e_0} [\log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)]$$

**Tableau N° 28 : Valeurs du tassement**

Prof(m)	$\gamma_h$ KN/m <sup>3</sup>	$e_0$	$C_c$	$C_g$	$\sigma'_0$ (bars)	$\sigma'_c$ (bars)	$\sigma'_v$ (bars)	$\Delta H$ (m)
2	21	0.625	0.2	0.08	0.22	0.96	0.89	0.054
2	19	0.625	0.2	0.08	0.18	0.96	0.79	0.068
2	19.5	0.625	0.2	0.08	0.19	0.96	0.71	0.046
2	19.1	0.625	0.2	0.08	0.18	0.96	0.69	0.052
2	18	0.625	0.2	0.08	0.16	0.96	0.53	0.034
2	20	0.625	0.2	0.08	0.20	0.96	0.63	0.032
2	19	0.625	0.2	0.08	0.18	0.96	0.53	0.009
2	20	0.625	0.2	0.08	0.20	0.96	0.46	0.0092
2	19	0.625	0.2	0.08	0.18	0.96	0.47	0.0044
2	19.5	0.625	0.2	0.08	0.19	0.96	0.43	0.002
2	21	0.625	0.2	0.08	0.22	0.96	0.41	0.03
2	21.5	0.625	0.2	0.08	0.22	0.96	0.43	0.02
Total								0.360

Avec :

$\sigma'_c$ : Contrainte de prés consolidation.

H : épaisseur de la couche de sol compressible.

$e_0$  : indice des vides initial (avant consolidation).

$\sigma'_v$  : contrainte verticale effective au milieu de la couche.

$\sigma'_c$  : pression de pré consolidation.

## I.8. Conclusion

La géologie du terrain est constituée de pliocène marin.

D'après les sondages carottés réalisés, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique.

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol « Hôtel IBIS à Jijel » permettent de conclure que :

Le sol est composé essentiellement de sable de mer très fin.

Le sol en place est de très faible portance, soit une contrainte admissible de **0.42 bar** jusqu'à **-6.00 mètres**.

On signale que la présence de la nappe phréatique est à – **1.60 mètre** (11/02/2009 de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel.

Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol et de l'importance de l'ouvrage, des tassements importants sont prévisibles. Donc des fondations profondes sont indispensables.

## II.1. Introduction

On appelle fondation tout élément d'une construction destiné à transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure. De façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage car de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix de la fondation est pris à partir des critères tel que :

- Les recommandations de l'étude géotechnique (résistance du sol).
- La charge transmise au sol.

Vu le tassement important engendré par la fondation superficielle de la structure. On va opter pour des fondations profondes.

Le choix est fait sur les pieux forés pour cause de :

- Tassement important.
- La couche porteuse qui constituée de sable lâche et vaseux.

## II.2. Définition d'une fondation

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges de la construction.

Les fondations doivent assurer deux fonctions principales :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol sans compromettre la stabilité de l'ouvrage.

## II.3. Les types de fondations

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut distinguer deux grands types de fondations; les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants :

$\frac{D}{B} < 5$  fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)

$5 \leq \frac{D}{B} < 10$  fondations semi profondes (puits)

$\frac{D}{B} \geq 10$  fondations profondes (pieux)

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

B : largeur ou diamètre de la fondation.

## II.4. Principe types des pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés. Dans ce qui suit, nous nous intéressons aux pieux forés.

### II.4.1. Pieux forés

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

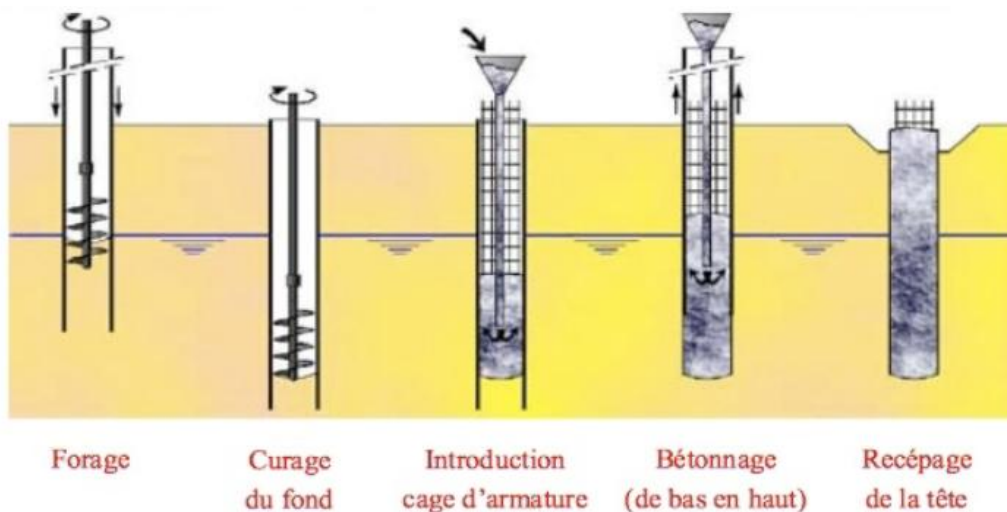


Figure N°16 : Pieux Foré topologique

## II.5. Quelques définitions

**a-Couche d'ancrage :** Couche du sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancrée la base de pieu. L'épaisseur de cette couche, sous la base du pieu doit être  $\geq 4B$ , B étant le diamètre du pieu. (DTR-BC2.33.2).

**b-Charge limite  $Q_l$  :** Charge maximale que peut supporter le sol avant sa rupture, à partir de  $Q_l$  l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus et à la vitesse d'enfoncement relativement grande.

$Q_l$  est équilibrée par :

- La résistance limite du sol sous la pointe du pieu,  $Q_{pl}$   
Avec :  $Q_{pl}=q_{pl}*A_p$   
 $A_p$  : section droite de la pointe
- La résistance  $Q_{sl}$  due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu

Avec :  $Q_{sl}=q_{sl}*A_s$

$A_s$  : surface latérale du pieu

Donc  $Q_l=Q_{pl}+Q_{sl}$

**C-Charge de fluage  $Q_c$  :** appelée charge de fluage pour des charges supérieures à  $Q_c$ , l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.  $Q_c$  est liée approximativement à  $Q_{pl}$  et  $Q_{sl}$  selon des relations en fonction du mode de mise en place du pieu dans le sol.

Selon le fascicule 62, il est fait référence à la charge de fluage notée  $Q_c$

- Pieu battu :  $Q_c=\frac{Q_{pl}}{1.5}+\frac{Q_{sl}}{1.5}=\frac{Q_l}{1.5}$
- Pieu foré :  $Q_c=\frac{Q_{pl}}{2}+\frac{Q_{sl}}{1.5}$
- Pieu flottant :  $Q_{pl}=0$  ;  $Q_c=\frac{Q_{sl}}{1.5}$

**D-Charge nominale  $Q_n$  :** C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant sable vis-à-vis du sol.



Dans les conditions réelles de l'ouvrage, cette charge (ou la charge admissible  $Q_a$  du pieu) doit tenir compte éventuellement :

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

## II.6. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

a) Détermination de  $Q_{pl}$  :

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

Avec :

$A_p$  : Surface droite de la pointe.

$q_{pl}$  : La contrainte de rupture.

La contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_{pl} = K_p \times P_{le}^*$$

• Détermination de  $K_p$  :

La valeur du facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par le tableau N°25 en annexe et du mode de mise en œuvre du pieu et le tableau N°28 en annexe.

• Détermination du  $P_{le}^*$

C'est une pression moyenne autour de la base de pieu, elle est donné tout dépend de la formation porteuse, par la formule suivant

-Pour une formation porteuse homogène :  $P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_i^*(Z) \cdot dz$

Avec :  $a = B/2$  si  $B > 1m$

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

$b = \min(a, h)$

$D$  : encrage dans la section

-pour une formation porteuse stratifiée :  $P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n P_{le}^*}$

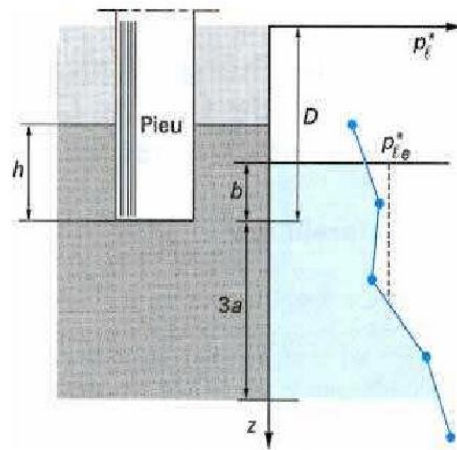


Figure N°17 : Schéma de calcul de la pression limite nette  $P_{le}^*$ .

#### a) Détermination de $Q_{sl}$ :

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

$$Q_{sl} = P \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

$P$  : Périmètre du pieu.

La valeur du frottement latéral unitaire  $q_s$  est donnée par les courbes du jeu d'abaque en fonction de la pression limite nette  $P_1^*$ . Le tableau N°29 en annexe associé à la figure N°18 en annexe précise la courbe à utiliser en fonction de la nature des terrains concernés.

## II.7. Dimensionnement des pieux sollicités en compression selon le DTR.BC.2.33.2

Selon le DTR.BC.2.33.2, le dimensionnement des pieux et les vérifications à faire sont les suivantes:

a) AUX ELU :

- La mobilisation de la capacité du sol.
- La résistance des matériaux constitutifs de l'élément.

b) AUX ELS :

- La mobilisation du sol vis-à-vis des déplacements faibles.
- Les matériaux constitutifs vis-à-vis la durabilité de l'élément.
- Les déplacements de la structure portée.

Le tableau suivant nous donne les combinaisons d'action à considérer :

**Tableau N°30 : Combinaisons à considérer selon le DTR- BC2.33.2**

		Combinaisons
ELU	Fondamentales	$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,15F_w+ \text{Max} (1,35G_n ; 1,5Q_1+\sum_{i \geq 1} Q_i)$
	Accidentelles	$G+F_w+F_A+Q_1$
	Supplémentaires	$G+1,5V+1,5Q+T$ $G+1,75V+Q+T$
ELS	Quasi permanentes	$G+ F_w+ G_n+\sum_{i \geq 1} 0,77Q_i$
	Rares	$G+F_w+ \text{Max} (G_n ; Q_1+\sum_{i \geq 1} 0,77Q_i)$
	Supplémentaires	$G+1,2Q+T$ $G+Q+V+T$

$G_{\max}$  ; charge permanente défavorable

$G_{\min}$  ; charge permanente favorable

Q : charge d'exploitation

V : charge climatique

T : retrait

- **Capacité portante vis-à-vis du sol :**

La charge nominale est fonction de la combinaison et du type d'essai utilisé donné par le tableau N°31 en annexe.

- Le diamètre du pieu B pour les grands ouvrages est  $B \geq 0.8\text{m}$ .

- La longueur du pieu (L) dépend de l'épaisseur des couches à traverser pour mobiliser le frottement latéral suffisant.

Puisque le substratum est à environ 25m, on propose des pieux forés la longueur 29 m.

## II.8. Evaluation de la contrainte limite de la pointe $Q_{pl}$ pour un pieux de $B=0.8m$ et $D=29m$

### A- à partir des résultats de sondage pressiométrique N°1 :

Les essais pressiométriques réalisés au niveau du site sont des essais de faibles profondeurs ce qui nous a empêché de voir la valeur caractéristique de la résistance en pointe pour la marne qui se trouve à une profondeur qui varie entre 25 et 30m au niveau du site.

Ce qui nous a conduits à supposer des valeurs pour la résistance en pointe obtenue à l'essai pressiométrique le plus profond et à base des essais du site (Port de Bejaia).

$$P_1^* = P_1 - P_0$$

$$P_0(z) = K_0 \sigma'_0(z) \text{ et } \sigma'_0(z) = \gamma' z$$

$P_0 = K_0 \gamma' h$  avec  $K_0$  : le coefficient de poussée des terres aux props qui est égale à  $1 - \sin \phi$ . Selon la formule de **Jaky**

$$\gamma' \text{ Poids volumique déjaugé} = \gamma_h - \gamma_w$$

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + W) = 22.48 \text{ KN/m}^3.$$

**Tableau N°32 : Valeurs des pressions limites**

Z(m)	6	8	10	11	12	13	25	28
$P_1$ (Kpa)	350	260	190	210	240	270	1500	3000
$P_0$ (Kpa)	70	90	120	130	170	160	194.6	185.2
$P_1^*$ (Kpa)	280	170	70	80	90	110	1305.4	2814.8

- **Calcul de  $K_p$  :**

{ nature du sol de la couche porteuse : marne compacte  
{ les pieux forés

D'où :  $k_p = 1.8$  (voire le tableau N°25 et 28 en annexe)

- Calcul de  $P_{le}^*$  :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = \min(a, D) = \min(0.5, 29\text{m}) = 0.5 \text{ m} \\ a = \max\left(\frac{1}{2}; 0.5\text{m}\right) = 0.5\text{m} \\ D = \text{encrage dans la couche porteuse} = 29\text{m} \end{cases}$$

$P_l^*(z)$  : est obtenue en joignant par des segments de droit sur une échelle linéaire les différents  $P_l^*$ .

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{28.5}^{30.5} P_l^*(z) \cdot dz$$

$$P_l^* = 3000 - 185.20 = 2814.8 \text{ KPa} = 2.814 \text{ MPa} = 281.4 \text{ t/m}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} (281.4 * 2) = 281.4 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{pl} = 1.8 * 281.4 * 0.502 = 254.47 \text{ t}$$

Calcul des frottements *latéral limite*  $Q_{sl}$  :

$$Q_{sl} = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dz$$

- Détermination de  $q_{sl}$  pour chaque couche de sol :

Les lois  $q_s = f(P_l)$  sont données par les courbes de frottement latéral  $Q_1$  à  $Q_7$  et le choix de la courbe est liée a la nature lithologique de chaque couche traversé par le pieu ainsi que le mode d'exécution du pieu. Figure N°18 et tableau N°29 en annexe.

**Tableau N° 33** : Valeurs des frottements latérales  $q_s$

Prof (m)	6	8	10	11	12	13	25	28
$q_s$ (MPa)	0,017	0,007	0	0	0,005	0,012	0,087	0,11

$$Q_{sl} = \pi * B \int_0^D q_s(Z) dZ$$

$$Q_{sl} = 2695.3 \text{ KN} = 269.53 \text{ t}$$

$$\text{D'ou la charge limite est : } Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 524 \text{ t}$$

### Calcul de la charge admissible :

La détermination des charges admissible sous les états limites fait référence à la charge de fluage qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = 306.92 \text{ t.}$$

La charge admissible du pieu est donnée par :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4}.$$

$$\text{A.N : } Q_n = 374.28 \text{ t.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau N°34 : Tableau récapitulatif des résultats du SP N°1**

Les charges	$Q_{pl}$	$Q_{sl}$	$Q_l$	$Q_n$	$Q_c$
Valeur (t)	254.47	269.53	524	374.28	306.92

$$\text{ELU : } Q_{aELU} = 0.5Q_{pl} + 0.75Q_{sl} = 329.37 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } Q_{aELS} = 0.33Q_{pl} + 0.5Q_{sl} = 218.74 \text{ t}$$

### B- A partir des résultats de sondage pressiométrique N°2 :

#### B-1-Calcul des frottements latéral limite $Q_{sl}$ :

$$Q_{sl} = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dz$$

- Détermination de  $q_{sl}$  pour chaque couche de sol :

**Tableau N° 35 : Valeurs des frottements latérales  $q_s$ .**

Prof (m)	6	9	12	13	16	25	28
$q_s$ (MPa)	0	0,005	0,005	0,022	0,022	0,087	0,11

$$Q_{sl} = \pi * B \int_0^D q_s(Z) dZ$$

$$Q_{sl} = 2313.5 \text{ KN} = \mathbf{231.35 \text{ t}}$$

D'où la charge limite est égale:  $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = \mathbf{485.82 \text{ t}}$ .

- **Calcul de la charge admissible :**

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \mathbf{281.46 \text{ t}}$$

La charge admissible du pieu est donnée par :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4}$$

$$\text{A.N : } Q_n = \mathbf{347.01 \text{ t}}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau N°36:** *Tableau récapitulatif des résultats du SP N°2.*

Les charges	$Q_{pl}$	$Q_{sl}$	$Q_l$	$Q_n$	$Q_c$
Valeurs (t)	<b>254.47</b>	<b>231.35</b>	<b>485.82</b>	<b>347.01</b>	<b>281.46</b>

$$\text{ELU : } Q_{aELU} = 0.5Q_{pl} + 0.75Q_{sl} = \mathbf{300.74 \text{ t}}$$

$$\text{ELS : } Q_{aELS} = \frac{Q_{pl}}{3} + \frac{Q_{sl}}{2} = \mathbf{199.65 \text{ t}}$$

- D- **A partir des résultats de sondage pressiométrique N°3 :**

**Calcul du frottement latéral limite  $Q_{sl}$  :**

$$Q_{sl} = P \int_0^D q_s(Z) \cdot dZ$$

- **Détermination de  $q_{sl}$  pour chaque couche de sol :**

**Tableau N° 37 :** *Valeurs des frottements latéraux  $q_s$*

Prof(m)	4	6	10	12	13	14	16	25	28
$q_s(\text{MPa})$	0,005	0	0	0	0,008	0,017	0,017	0,087	0,11

$$Q_{sl} = \pi * B \int_0^D q_s(Z) dZ$$

$$Q_{sl} = 2346.1 \text{ KN} = \mathbf{234.61 \text{ t}}$$

La charge limite devient:  $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 489.08 \text{ t}$

**Calcul de la charge admissible :**

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = 283.64 \text{ t}$$

La charge admissible du pieu est donnée par :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4}$$

$$Q_n = 349.34 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau N°38:** *Tableau récapitulatif des résultats du SP N°3*

Les charges	$Q_{pl}$	$Q_{sl}$	$Q_l$	$Q_n$	$Q_c$
Valeurs (t)	<b>254.47</b>	<b>234.61</b>	<b>489.08</b>	<b>349.34</b>	<b>283.64</b>

$$\text{ELU : } Q_{aELU} = 0.5Q_{pl} + 0.75 Q_{sl} = 303.19 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } Q_{aELS} = 0.33Q_{pl} + 0.5Q_{sl} = 201.28 \text{ t}$$

**Calcul de nombre de pieux :**

Le nombre de pieu est calculé par la formule suivante :

$$\text{ELU} \quad N = \frac{N_u}{Q_{aELU}} \dots\dots\dots 1$$

$$\text{ELS} \quad N = \frac{N_s}{Q_{aELS}} \dots\dots\dots 2$$

Pour le projet N°01(R+5) :

**Tableau N°39 :** *Nombre de pieux*

N° du sondage pressiometriques	Nombre de pieux obtenus	
	ELU	ELS
SP N°1	18	20
SP N°2	19	22
SP N°3	19	21



Et on prend :  $N = \max (N_1 ; N_2 ; N_3) = 22$  pieux

**Remarque :** On trouve 22 pieux, cette disposition ne répond pas aux conditions d'entraxe, pour cela on a opté pour un groupe de 30 pieux.

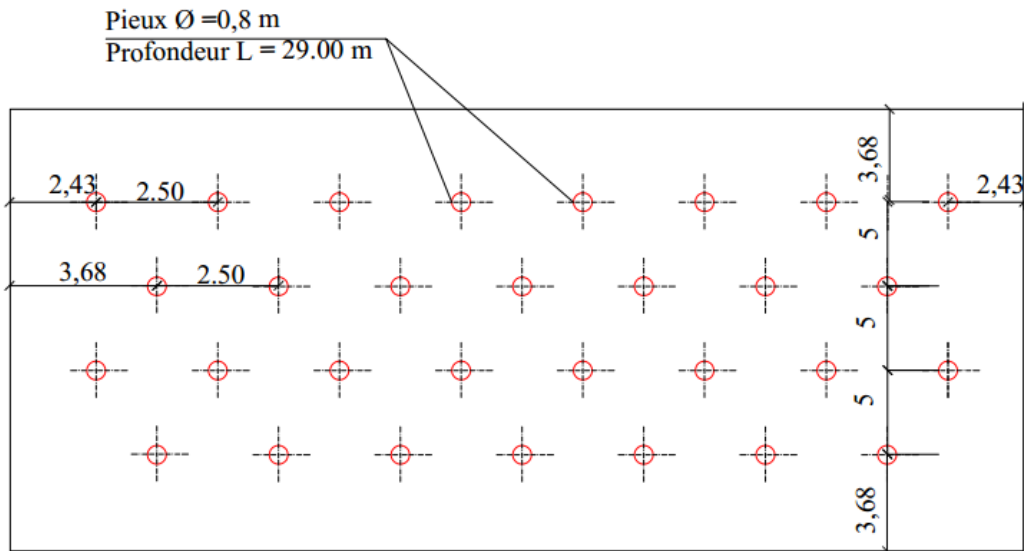


Figure N°19 : la disposition des pieux

**Vérification à la compression :**

**A L'ELU :**

**a) Combinaisons fondamentales :**

$$N_{u \text{ pieu}} \leq \frac{Q_l}{1,5}$$

$$N_{u \text{ pieu}} = \frac{N_u}{N} = 189 \text{ t}$$

$$189 \leq \frac{485,82}{1,5} = 323,33 \text{ t} \quad \text{vérifié}$$

**b) Combinaisons accidentelles :**

$$N_{u \text{ pieu}} \leq \frac{Q_l}{1,25}$$

$$189 \leq \frac{485,32}{1,25} = 388,65 \text{ t} \quad \text{vérifié}$$

**A L'ELS :****a) combinaisons rares :**

$$N_{s \text{ pieu}} \leq \frac{Q_c}{1.1}$$

$$N_{s \text{ pieu}} = \frac{N_s}{N} = 140 \text{ t}$$

$$140 \leq 255.87 \text{ t} \quad \text{vérifié}$$

**b) Quasi-permanente :**

$$N_{s \text{ pieu}} \leq \frac{Q_c}{1.4}$$

$$140 \leq \frac{281.46}{1.4} = 201.04 \text{ t} \quad \text{vérifié}$$

**II.9. Etude de comportement de groupe de pieux**

Le comportement d'un pieu isolé est différent de celui d'un groupe, cette différence réside dans :

- La capacité portante
- Le tassement.
- Résistance vis-à-vis les charges latérales.

Ce qui revient à définir un coefficient d'efficacité comme suit :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \cdot \text{charge d'un seul pieu}}$$

Avec :

N : nombre de pieux.

Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égal à 1 pour un entre axe supérieur à 3 fois le diamètre, et des valeurs comprises entre 1 et 2/3 pour un entre axe de inférieur 3 fois le diamètre, il varie linéairement entre les deux.

Aussi  $C_e$  peut être pris égal à 1 pour un entre-axe inférieur à 3 fois le diamètre des pieux qui reposent sur un substratum rigide.

Pour des raisons de sécurité on prend :  $C_e=0.7$

$N=30$  pieux

La charge limite du pieu isolé  $Q_1= 485.82 \text{ t}$

$$\begin{aligned} \text{La charge limite de groupe de pieux} &= C_e * N * Q_l \\ &= 0.7 * 30 * 485.82 \end{aligned}$$

D'où la charge limite de groupe de pieux = 10202.22t

### Commentaire

On remarque que la charge limite du groupe de pieux est supérieure à la charge totale transmise aux pieux (5670 t), donc le comportement globale de la fondation est positive.

## II.10. Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous la charge usuelle (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plus part des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vrais grandeur effectués par les laboratoires des ponts et chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à  $0.7Q_c$  et ce, pour la gamme de pieu dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et de dont le diamètre B est compris entre 0,3 et 1,5 m. Ces résultats permettent de proposer des règles simples pour estimer dans les cas courants le tassement sous la charge de référence  $0,7 Q_c$  comme ci-dessous :

- **Pour les pieux forés :**

$$S_{\text{ref}} = 0.006B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010B).}$$

- **Pour les pieux battus :**

$$S_{\text{ref}} = 0.009B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012B).}$$

Dans notre cas, pour un pieu foré de diamètre  $B = 0.8$  m ;

$$S_{\text{ref}} = 0.006 B = 0.006 * 0.8 = 0.0048 \text{ m} = 0.48 \text{ cm}$$

Roger Frank préconise un tassement admissible de 5 à 10 cm pour les ouvrages importants ;

$S_{\text{ref}} = 0.48 \text{ cm} < 10\text{cm}$ , donc on est dans le domaine admissible.

## II.11. Etude sismique

### II.11.1. Détermination de l'effort latéral

L'effort tranchant à la base est donné par la formule suivante selon RPA99V2003:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- V : effort tranchant à la base de l'hôtel.
- A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 (RPA 99 V 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone II} \\ \text{et} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- **D** : facteur **d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• **T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 V2003).

- Site : S3  $\Rightarrow T_1 = 0.15$  sec  
 $T_2 = 0.5$  sec

•  **$\eta$** : **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%): Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau 4-2(RPA 99 V 2003).

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

- **T** : La période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- **h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA 99 V2003).

Portique autostable en béton armé avec remplissage en maçonnerie => C<sub>T</sub> = 0.05.

$$T = 0.05 * 21.7^{0.75} = 0.5 \text{ sec.}$$

$$0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5 \eta$$

$$D = 2.5 * 0.88 = 2.2$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99 V2003) => **R = 5**
- **Q** : Facteur de qualité, donné par cette formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$
- **P<sub>q</sub>** : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non", est donné au tableau 4.4 (RPA 99 V2003).  
D'où **Q = 1.2**
- **W** : Poids de la structure qui égal à la somme des poids W<sub>i</sub>, calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 V2003).

D'ou :  $\beta = 0.6$

$W = 3640 \text{ t}$

$$V = \frac{0,15 * 2,2 * 1,2 * 3640}{5} = 288,28 \text{ t.}$$

### II.11.2. Calcul de l'effort sismique (F) et sont point d'application sur l'hôtel

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$V$  : Effort sismique à la base

$F_t$  : Est la force sismique au sommet de la structure

$$F = \begin{cases} 0.007 T & \text{si } T > 0.7 \\ 0 & \text{di } T \leq 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$F_T = 0,007 * 0,5 = 0,0035 \text{ t} < 0.7$$

D'ou  $F_T = 0$

$W_K$  : Poids du niveau k.

Nous allons calculer l'effort et le moment sismique de chaque étage, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau N° 39:** Effort et moment sismique en chaque étage

$W_i(t)$	$H_i (m)$	$F_i(t)$	$M_i(t.m)$
520	21.7	29.61	644.05
1040	18.2	49.80	906.36
1560	14.7	60.33	886.85
2080	11.2	21.29	686.85
2600	7.7	52.67	405.55
3120	4.2	34.47	144.77
3640	0	0	0
	Total	288.24	3674.02

$W_i$  : Poids de chaque niveau.

$H_i$  : Hauteur de chaque niveau.

$F_i$  : Force sismique de chaque niveau.

$M_i$  : Moment du à cette force.

### II.11.3. Répartition des efforts sur les pieux du groupe

Dans le cas général d'un groupe de pieux quelconque, la charge dans un pieu est calculée à partir de sa déformation (résultat du déplacement de la semelle) et de son module.

La répartition des pieux sur toute la surface du silo est donnée par la figure N°19

L'effort qui revient à chaque pieu est donné par cette formule :

$$F_i = \frac{Q_v}{N} \pm \frac{M_y X_i}{\sum_{j=1}^N (X_j)^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum_{i=1}^N (Y_j)^2}$$

$Q_v$  : Charge verticale totale qui revient au groupe de pieux.

$N$  : Nombre de pieux.

$M_y$  : Moment sismique dans le sens oy.

$M_x$  : Moment sismique dans le sens ox.

$x_j, y_j$  : La distance entre l'axe du pieu et le centre de la fondation (radier) respectivement selon l'axe ox et oy.

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

$$F_1 = 223 \text{ t}$$

$$F_1 = 56.81 \text{ t}$$

Pour la vérification et le ferrailage des pieux on doit travailler avec l'effort du pieu le plus sollicité.

$$F = \max (56.81 \text{ t}, 223 \text{ t})$$

L'effort qui sera transmis à chaque pieu est et inférieure à sa charge nominale (ancrage, diamètre), nous proposons des pieux de 29 m de longueur et de 0.8 m de diamètre.

## II.12. Conclusion

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut s'effectuer que par tâtonnement. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le pré dimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet. Ce processus est répété jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage.

Pour cela la solution retenue est la variante de fondations profondes de types pieux de 0,8 m de diamètre, ancrés de trois fois le diamètre dans le substratum marneux qui se trouve à une profondeur de 29 m, réparties sur la surface de l'hôtel de 500m<sup>2</sup>.

Vu les résultats obtenus par ce système de fondations, la stabilité de l'hôtel peut être assurée vis-à-vis les différentes sollicitations statiques et sismiques.



### III.1. Introduction

Les sables saturés soumis à des cycles de chargement, comme ceux produits par un séisme, peuvent se liquéfier, c'est-à-dire perdre toute résistance au cisaillement par augmentation de la pression interstitielle. Ce phénomène a été la cause de désordres variés, glissements de terrains, éboulements, rotation d'immeubles, destructions d'ouvrages portuaires, etc...

Le phénomène de liquéfaction a constitué un sujet de recherche ininterrompue pendant ces dernières années. Il a attiré l'attention des comités d'ingénieurs en géotechnique à cause de l'impact destructif sur l'infrastructure et l'économie ainsi que sur la vie humaine.

### III.2. Définition

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols.

De manière générale, la liquéfaction consiste en une génération de pression interstitielle suite à un chargement statique ou dynamique d'un sol pulvérulent saturé, contractant et présentant une capacité de drainage insuffisante. Cette augmentation de pression interstitielle provoque alors une diminution des contraintes effectives en accord avec l'expression suivante (Initialement proposée par Terzaghi).

$$\sigma' = \sigma - u$$

Où  $\sigma'$  = contrainte inter granulaire ou effective [kPa]

$\sigma$  = contrainte totale [kPa]

$u$  = pression interstitielle [kPa]

La liquéfaction a lieu lorsque les contraintes effectives deviennent nulles (ou très faibles), engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé.

### III.3. Description du phénomène de liquéfaction

La rupture de sol lors d'une sollicitation sismique, dans laquelle celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide visqueux, est appelée liquéfaction.

Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux saturé (mais aussi les argiles sensibles), soumis à des sollicitations rapides, monotones ou cycliques, telles que séisme, raz-de marée, vidange rapide, chocs, explosions, etc.

Lorsque de telles ruptures se produisent, les bâtiments ou les structures de génie civil fondées sur le sol en rupture entraîne :

- Pertes de capacité portante du sol de fondation
- Glissement des terrains en pentes
- Ruptures superficielles sous formes de fissure, ou étalement latérale
- Développement des forces de poussés
- Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations

### III.4. Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions. Ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble.
- la rupture des barrages (remblais hydraulique)
- la rupture des culées des ponts
- le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain

#### a) Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés...

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié.

Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (*Figure N°20*).



**Figure N°20** : *Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008). [23]*

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subit une déflexion et se sont déplacés (Figure N°21).



**Figure N°21 :** *Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008)[23]*

### **b) Boumerdes, Algérie (2003)**

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasienne et Africaine qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle ouverte de Richter, (D'après Earthquake Engineering Research Institute (*EERI*, Avril 2003).

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observés près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure N°18).



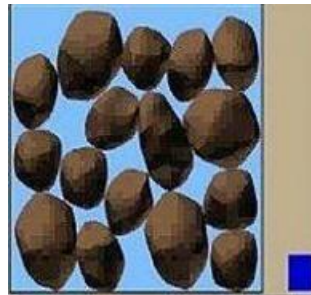
**Figure N°22 :** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008) [13].

### III.5. Explication physique du phénomène

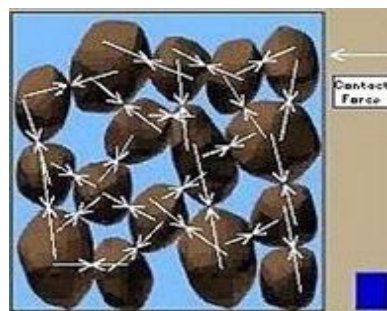
Pour comprendre le phénomène de la liquéfaction, il est nécessaire de déterminer les conditions physiques et géométriques qui existent dans un dépôt de sol avant un séisme. Un dépôt de sol se compose d'un assemblage de différentes particules. Si nous regardons avec précision ces particules, nous observons que chaque particule est en contact avec un certain nombre de particules voisines. Le poids des particules sus-jacentes de sol produisent des forces de contact entre les particules, et donnent au sol une capacité portante (figure N°23 et figure N°24).

La liquéfaction se produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause de la sollicitation rapidement appliquée. Pendant que la structure de sable se décompose, les différentes particules de sol lâche essaient de se restructurer d'une manière plus dense. Cependant, durant un séisme, il n'y a pas assez de temps pour que l'eau dans les pores du sol soit drainée. Au lieu de cela, l'eau est emprisonnée et empêche les particules de sol de se déplacer ensemble. Ceci est accompagné d'une augmentation de la pression de l'eau qui réduit les forces de contact entre les différentes particules de sol, affaiblissant de ce fait la capacité portante du dépôt de sol (figure N°25).

Si la pression interstitielle augmente de telle sorte qu'elle devienne si forte que plusieurs particules de sol peuvent perdre le contact entre-elles, alors le sol perd sa résistance portante, et le sol se comporte soudainement plutôt comme un liquide qu'un solide, on dit à ce moment que le sol se liquéfie.



**Figure N°23 :** Grain de sol dans un dépôt de sol. La taille de la colonne représente le niveau de la pression interstitielle dans le sol.



**Figure N°24 :** La longueur des flèches représente l'amplitude des forces du contact entre différents grains de sol.



**Figure N°25 :** Réduction des forces de contact et augmentation de la pression interstitielle

### III.6. Les facteurs influençant sur la liquéfaction

#### a) La densité relative de sol $D_r$

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours

de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de pressions interstitielles.

Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique.

### **b) La taille des particules**

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former plus instable arrangements de particules et sont plus sensibles à la liquéfaction. Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contraction de potentielle du sol, résultant en moins excessives pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre.

### **c) La Forme des particules**

La forme des particules de sol peuvent également influencer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires.

### **d) Charge de bâtiment**

La construction d'un bâtiment lourd sur un gisement de sable peut diminuer la résistance de liquéfaction du sol. Par exemple, supposer qu'une galette de natte sur la surface au sol soutient un bâtiment lourd. Le sol étant à la base de la galette de natte sera soumis aux efforts de cisaillement provoqués par la charge de bâtiment. Ces efforts de cisaillement induits dans le sol par la charge de bâtiment peuvent rendre le sol plus susceptible de la liquéfaction. La raison est qu'un plus petit effort de cisaillement additionnel sera exigé du tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

### e) Présence de fines

Plusieurs études visant à caractériser l'influence de la présence de fines sur la résistance à la liquéfaction d'un sol indiquent qu'il s'agit d'un paramètre influent. D'après James (2009), chaque sol présente une valeur limite unique en dessous de laquelle la résistance à la liquéfaction diminue avec l'indice des vides du squelette de sable et au dessus de laquelle cette résistance est relativement constante.

### f) Plasticité

L'influence de la plasticité peut-être évaluée à l'aide des limites d'Atterberg qui permettent de définir l'indice de plasticité **IP** ( $= w_L - w_P$ ) associée à la gamme des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol se comporte en matériau plastique. La résistance à la liquéfaction augmenterait avec la valeur de l'indice de plasticité.

## III.7. Etude de risque de liquéfaction

### III.7.1. Identification des sites liquéfiables

Selon le RPA 99 /Version 2003 : Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité.

- $C_u = D_{60} / D_{10} < 15$
- $0.05 \text{ mm} < D_{50} < 1.5 \text{ mm}$  Les expressions  $D_{60}$ ,  $D_{10}$  et  $D_{50}$  représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.



**Tableau N°40 : Paramètres d'identification de la liquéfaction**

<b>Sondages Conditions</b>	SC N°1	SC N°2	SC N°3	SC N°4	SC N°5	SC N°6	SC N°7	SC N°8	SC N°9
$S_R(\%)$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
$C_u < 15$	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Oui	Oui	Oui	Oui
$0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.50\text{mm}$	Oui	Oui	Non	Non	Oui	Oui	Oui	Non	Oui

Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront essentiellement basées sur des essais SPT et/ou des essais au pénétromètre statique. Les résultats des essais SPT et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai; Aussi il faudra veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai.

### III.7.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction

Les contraintes et déformations cycliques imposées à un sol pendant un tremblement de terre peuvent causer une perte totale ou partielle de la capacité portante des sols. Quand un sol perd complètement sa capacité portante suite aux sollicitations dynamiques, on dit qu'il s'est liquéfié. Le potentiel de liquéfaction des sols dépend de la compacité du sol à son état initial, de la perméabilité et de la composition des sols.

La première étape dans l'évaluation du risque de liquéfaction est d'identifier les sols potentiellement liquéfiables selon les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques du site et les caractéristiques du sol (teneur en eau, contenu en fine.) l'évaluation quantitative de la probabilité du déclenchement de la liquéfaction, Il y a généralement deux types d'approches pour cela :

- l'utilisation des essais en laboratoire sur des échantillons intacts.
- l'utilisation des relations empirique basées sur la corrélation des comportements des cas de terrain observés avec divers essais in situ.

L'utilisation des essais en laboratoire est compliquée à cause des difficultés liées à la perturbation de l'échantillon pendant le prélèvement et la reconsolidation. Il est également difficile et coûteux de réaliser des essais de cisaillement cyclique simple de haute qualité et à trois axes cycliques.

Les essais en place présentent l'avantage d'être plus économiques ; ils permettent une reconnaissance continue des profils de sol et de couvrir des zones des grandes extensions.

L'Approche empirique d'évaluation de potentiel de liquéfaction d'un site qui a été l'objet de recherche En 1971 par Seed et Idriss de Berkeley appelée approche de Berkeley-Seed elle a été développée suite aux observations des tremblements de terre d'Alaska et Nigata en 1964.

### III.7.3. Méthode des Contraintes Cycliques pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

Comme cité ci-dessus la méthode est basée sur les différentes observations et recherches réalisées suite aux tremblements de terre de 1964 au Japon et en Alaska.

Le risque de liquéfaction locale est évalué à l'aide du coefficient de sécurité  $F_s$  définie comme suit :

$$F_s = \frac{\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}}}{\frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}}} = \frac{CRR}{CSR}$$

Deux paramètres sont nécessaires pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site :

- Contrainte de cisaillement cyclique maximum produite par un séisme (cyclic stress ratio (CSR)).
- Résistance à la liquéfaction du sol, représenté par CRR (cyclic resistance ratio).

#### a) Calcul de CSR

Seed et Idriss (1971) ont proposée la relation suivante pour le calcul CSR:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

$\tau_{av}$  : Contrainte moyenne de cisaillement cyclique [kPa]

$a_{max}$ : Accélération maximale horizontale a la surface du sol produite par séisme  
[m/s<sup>2</sup>]

$g$ : Constante gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$\sigma_v$ : Contrainte vertical totale initiale [kPa]

$\sigma'_v$ : Contrainte vertical effective initiale [kPa]

$r_d$ : Coefficient de réduction des contraintes selon la profondeur

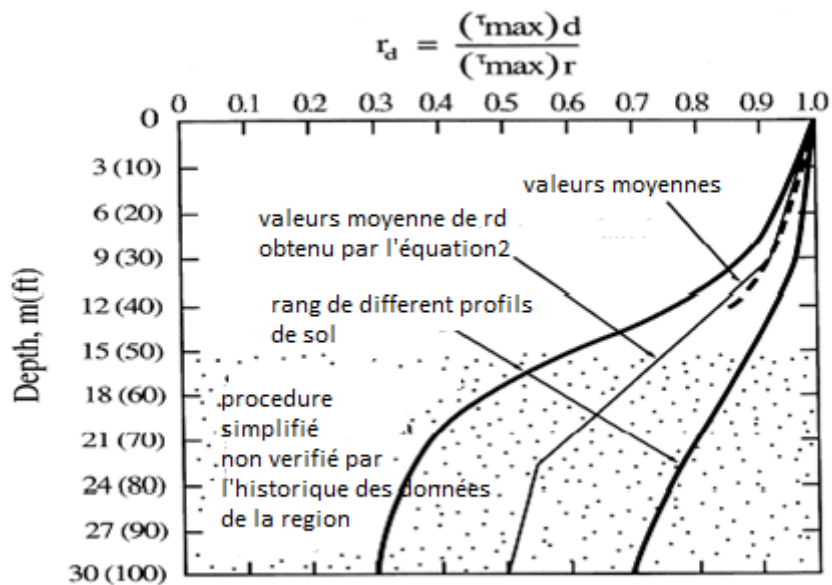
La figure 26 présentant la valeur de  $r_d$  en fonction de la profondeur (Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al, 2001). Une deuxième méthode consiste à déterminer  $r_d$  à l'aide des expressions ci dessous (Youd et al, 2001).

**Tableau N°41 : Valeurs de  $r_d$**

z(m)	Valeur de $r_d$
$z \leq 9,15 m$	$1 - 0,00765 Z$
$9,15 m \leq z \leq 23 m$	$1,174 - 0,0267 Z$
$23 m < z \leq 30 m$	$0,744 - 0,008 Z$
$z > 30$	0,5

L'équation suivante a été aussi proposée par F.Blake (personal communication, 1996) :

$$r_d = \frac{(1 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5})}{(1 - 0,4177z^{0,5} + 0,05792z - 0,006205z^{1,5} + 0,00121z^2)}$$



**Figure N°26 :** Facteur de réduction de contraintes  $r_d$  en fonction de la profondeur développé par Seed et Idriss (1971)

### b) Calcul de Résistance à la liquéfaction (CRR)

La capacité d'un élément de sol à résister à la liquéfaction peut être estimée par le rapport de résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio – CRR). Ce dernier s'exprime par le quotient entre la résistance moyenne au cisaillement du volume de sol et la contrainte verticale effective initiale. Il peut être calculé de différentes façons, suivant le type de test utilisé.

La méthode la plus rationnelle pour mesurer CRR est de prélever des échantillons intacts du sol et ensuite réaliser des essais cycliques en laboratoires pour déterminer la valeur de celui-ci.

Mais il est presque impossible d'obtenir des échantillons intacts de sable, sinon il faudra procéder à des techniques comme la congélation de sol ...etc. qui sont très coûteuses d'où le recours aux essais in-situ

D'autres essais sont effectués : l'essai de pénétration au cône (CPT) et la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ . Ces tests permettent d'estimer la valeur de CRR nécessaire pour calculer le facteur de sécurité FS.

- **Détermination de CRR par SPT**

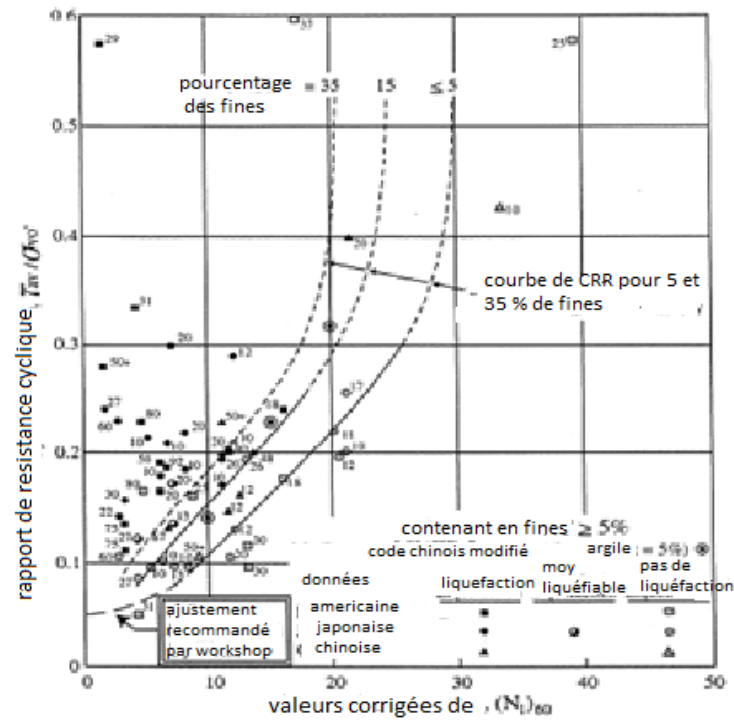
Parallèlement aux travaux en laboratoire sur échantillons intacts ou reconstitués, l'attention s'est également portée sur les moyens d'apprécier le risque de liquéfaction d'un site, par le biais d'essais en place. Compte tenu de son utilisation fréquente, dans les grands pays, c'est naturellement avec le Standard Pénétration Test (SPT) que des corrélations et des critères ont été recherchés en premier lieu.

L'abaque simplifié faite par Seed et al en (1985), détermine la résistance au cisaillement cyclique :

$$\text{CRR} = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}}$$

$\tau_i$ : La résistance au cisaillement cyclique non drainé

$\sigma_{v0}$ : Contrainte verticale effective)



**Figure N° 27 :** Courbe simplifiée pour la mesure de CRR à partir des données SPT pour un séisme de magnitude 7,5 et pour un sable ( $FC \geq 5\%$ ) de fines (particules passant au tamis 0,075mm), (Seed et al.1985). définir les références avec num dans la bibliographie

A l'université de Texas, A.F Rauch (personal communication, 1998), a donné l'approximation de la courbe pour un sable propre l'équation suivante :

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - N_{1(60)}} + \frac{N_{1(60)}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot N_{1(60)} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Elle est valable pour  $N_{1(60)} < 30$  et  $N_{1(60)} \geq 30$ .

L'expérience a montré qu'un sable silteux est moins susceptible de se liquéfier, qu'un sable propre contenant moins de 5% de particules fines selon Seed et al. (1983) Cependant une correction est effectuée sur la valeur de  $N_{1(60)}$ , qui est donnée par la formule ci-dessous :

$$N_{1(60)corrigée} = N_{1(60)mesurée} + \Delta N_1$$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs de  $\Delta N_1$  en fonction de la teneur en fraction fines des sols (particules inférieures à 0,075mm) :

**Tableau N°42 : valeurs de  $\Delta N_1$**

Teneur en fraction fine (%)	$\Delta N_1$
$\leq 5$	0
15	3
35	5
50	7

La recommandation de correction de la résistance à la pénétration au SPT pour un sable silteux à un sable propre équivalent est donnée par la formule faite par (Idriss et Seed) :

$$N_{1(60cs)} = \alpha + \beta \cdot N_{1(60)}$$

Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  en fonction du pourcentage de particules fines. Ils prennent les valeurs suivantes selon les cas (Youd et al. 2001) :

$$\alpha = 0 \text{ et } \beta = 1 \text{ pour } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1,76 - (190/FC^2)] \text{ et } \beta = [0,99 + (FC^{1,5}/1000)] \text{ pour } 5\% \leq FC \leq 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ et } \beta = 1,2 \text{ pour } FC \geq 35\%$$

Correction de  $N_{1(60)}$  pour  $N_{1(60cs)}$  ou :

1 : Indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 kPa),

60 : Indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton,

Cs : Indique une valeur normalisée pour un sable propre, soit sans particules fines.

La tendance d'un sol à se contracter (diminuer de volume en condition drainée ou produire des pressions interstitielles en condition non drainée) lors d'un chargement cyclique, influence son potentiel à la liquéfaction. Les sols lâches, avec leur tendance à diminuer de volume, ont plus de potentiel à se liquéfier que les sols denses.

Seed et al proposent la classification suivante pour le potentiel de liquéfaction des sols en fonction de leur compacité déterminé par la valeur  $N_{1(60)}$ .

**Tableau N°43 :** *Tableau potentiel de liquéfaction des sols en fonction de leur compacité déterminée par  $N_{1(60)}$*

Valeur de $N_{1(60)}$	Potentiel de dommage suite a la liquéfaction
0 – 20	Elevé
20 – 30	Intermédiaire
> 30	Pas de dommages significatifs

La valeur  $N_{1(60)}$  au SPT augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective selon la profondeur (Seed et Idriss 1982), c'est pour cela que le facteur de correction  $C_N$  est appliqué et il est calculé par l'équation de (Liao et Whitman 1986a) :

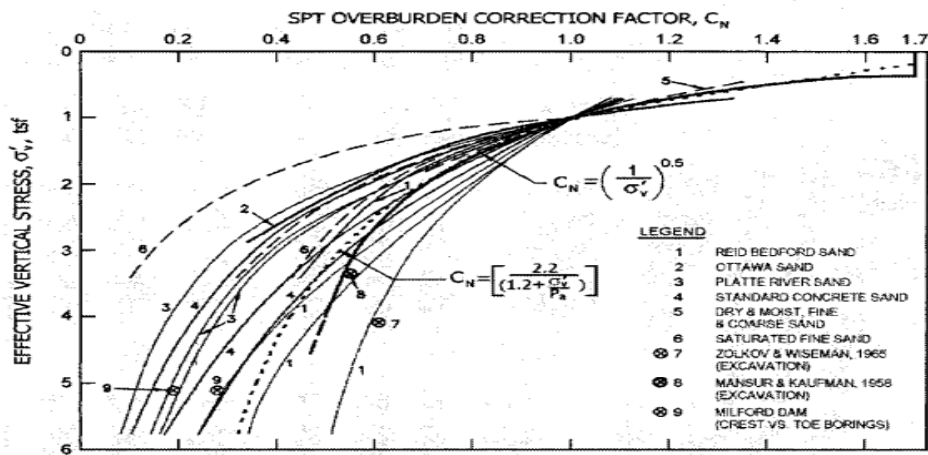
$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0,5}$$

Quand  $C_N$  normalise  $N_m$  a une pression effectif de confinement  $\sigma'_v \approx 100\text{KPa} \approx 1 \text{ atm } (P_a)$ ,  $C_N \leq 1,7$  (kayen et al. 1992), la formule qui suit est proposé par Seed et Idriss (1982) :

$$C_N = 2,2 / (1,2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a})$$

Les pressions de confinement effectives dans les équations doivent êtres les mêmes au moment de mesure de celles-ci.





**Figure N°29 :** Courbe  $C_N$  de pour des sable testé in-situ et au laboratoire ainsi que les deux courbes proposées par les deux équations (modifié de Castro 1995)

Le CRR dérivées du diagramme standard normalisée de la figure suivante pour une magnitude de séisme  $M= 7.5$  sont mesurées pour d'autres grandeurs de magnitude par le facteur de graduation  $K_m$ , selon l'équation :  $CRR_m = K_m \times CRR_{7.5}$

**Tableau N°44 :** Valeurs du facteur de graduation

Magnitude M	Seed et Idriss (1982)	Idriss (1995)	Ambraseys (1988)
5.5	1.43	2.2	2.86
6	1.32	1.76	2.2
6.5	1.19	1.44	1.69
7	1.08	1.19	1.3
7.5	1	1	1
8	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

**Tableau N°45 : Résultats d'évaluation du potentiel de liquéfaction**

Prof (m)	N <sub>60</sub>	$\bar{\sigma}_{v0}$	$\bar{\sigma}'_{v0}$	C <sub>N</sub>	Rd	N <sub>1(60)</sub>	CSR		CRR <sub>7.5</sub>	F <sub>s</sub>			
							0.2g	0.3g		M=5-6		M=7	
										0.2g	0.3g	0.2g	0.3g
3	8	60	30	1.740	0.977	13.92	0.258	0.338	0.148	0.82	0.54	0.61	0.41
6	4	126	66	1.230	0.954	4.92	0.241	0.362	0.070	0.41	1.61	0.31	0.2
9	4	174.6	84.6	1.087	0.931	4.34	0.254	0.381	0.068	0.38	1.42	0.28	0.19
12	6	231.6	55.8	1.338	1.160	8.028	0.954	1.328	0.095	0.14	0.15	0.10	0.07

### III.8. Discussion des résultats

D'après les résultats obtenus, nous remarquons que pour une magnitude M=5-6 et 7 correspondant à une accélération maximale  $a_{\max} = 0,2g$  et  $0,3g$  le sol est susceptible de liquéfaction à partir de 3m à 12m, et pour cela nous suggérons le procédé des fondations profondes en tant que solution pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol et réduire le risque de la liquéfaction.

### III.9. Conclusion

Les calculs montrent que le risque de liquéfaction est important, raison pour laquelle, nous suggérons le procédé "fondations profondes" en tant que solution pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol et réduire le risque de liquéfaction.

---

# CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire c'est le dimensionnement des fondations profondes par la méthode préssiométrique et l'évaluation du potentiel de liquéfaction de l'hôtel ibis à Jijel.

D'après le rapport d'étude mis a notre disposition, l'étude a été menée d'une manière à donner un aperçu sur le site. On a orienté notre travail selon des études géologiques, et géotechniques.

Vu de mauvaises caractéristiques, de faible capacité portante (0.46 bars) et le tassement important(36cm) du sol, on a opté pour les pieux de 0,8m de diamètre et de 29m de profondeur . Dans le but d'améliorer les caractéristiques de sol et de réduire le potentiel de liquéfaction.

Le procédé de renforcement des sols par les pieux est une technique très intéressante du fait qu'elle permet d'augmentation la capacité portante et la réduction des tassements à des valeurs admissibles.

---

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] A. BERGA , 2003 – 2004 . « Eléments de Mécanique des Sols ». Centre Universitaire de Béchar.
- [2] Ali BOUAFIA, 2006. « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Office des publications universitaires(OPU).
- [3] A. SAMUEL et J.F JÉZÉQUEL , «Propriétés mécaniques des sols déterminées en place ».(C220).
- [4] C. Plumelle , 2004-2005. « ChapitreXV/Pieux C.N.A.M-Géotechnique ».
- [5] D. FIRMIN, 2010. « Construction de lycée de remire mont joyy ».Mémoire d'ingénieur.
- [6] D. Gildas Sleeve MONTCHO, 2005. « Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul » .Mémoire d'ingénieur, Ecole supérieure Polytechnique.
- [7] Document technique réglementaire DTR B C 2 48 (RPA 99/V 2003)
- [8] Earthquake Engineering Research Institute (*EERI*, Avril 2003)
- [9] fascicule 62 titre V. 1993. « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'équipement, du logement et transport.
- [10] G.GEGOUTTE et P.ROYRT, 2009, « aide mémoire de mécanique des sols »
- [11] G. Philliponnat, 2006. « Fondations et ouvrages en terre ». EYROLLES.
- [12] G.Sanglerat et J.Costet. « Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages) », tome II
- [13] HADDADENE Nacima 2008
- [14] J. LERAU, 2005/ 2006. « GÉOTECHNIQUE 1 Cours Chapitres 3» Institut national des sciences appliquées a toulouse.
- [16] J. MONNET et T. CHEMAA , 1995. « Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre ». Université Joseph Fourier.
- [17] K. YEDJOUR, 2012. « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux ». thèse magister, Université Mohamed Khider – Biskra.

- 
- [18] Laboratoire national de l'Habitat et de la construction (groupe LNHC).2009. « Rapport du sol N° 01 ».
- [19] L. PELISSIER, 2009. « Etude des corrélations en géotechnique dans le cadre de la géologie toulousaine »
- [20] M.CHERRARED, 2011 « cours de fondations profondes ». Université d'Abderrahmane MIRA de BEJAIA.
- [21] N. PONCELET.2012 « Elaboration et implantation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction ». Université de MONTRÉAL, école polytechnique de MONTRÉAL.
- [22] O. SADAoui, 2008. « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de la Capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiometre ». Les ateliers professionnels du CTC Alger.
- [23] Peter M. Byrne et al, 2008.
- [24] Roger FRANK, 2010 « Fondations profondes ». Technique de l'ingénieur (C248)
- [25] Roger FRANK, «Fondations superficielle ».Technique de l'ingénieur(C246)
- [26] Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al, 2001
- [27] St Pierre, 2006-2007. « Travaux pratiques de géotechnique –essai penetrométrique »
- [28] V. MERRINE – SOUKATCHOF , D.AMITRANO et J.P.PIGUET .2003-2004. « Eléments de géotechnique». Département science de la terre et environnement

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] A. BERGA , 2003 – 2004 . « Eléments de Mécanique des Sols ». Centre Universitaire de Béchar.
- [2] Ali BOUAFIA, 2006. « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Office des publications universitaires(OPU).
- [3] A. SAMUEL et J.F JÉZÉQUEL , «Propriétés mécaniques des sols déterminées en place ».(C220).
- [4] C. Plumelle , 2004-2005. « ChapitreXV/Pieux C.N.A.M-Géotechnique ».
- [5] D. FIRMIN , 2010 . « Construcion de lycee de remire mont joyy ».Mémoire d'ingénieur.
- [6] D. Gildas Sleeve MONTCHO, 2005. « Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul » .Mémoire d'ingénieur ,Ecole supérieure Polytechnique.
- [7] DTR B.C 2.33.2
- [8] fascicule 62 titre V. 1993. « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'équipement, du logement et transport.
- [9] G.GEGOUTTE et P.ROYRT, 2009, « aide mémoire de mécanique des sols »
- [10] G. Philliponnat, 2006. « Fondations et ouvrages en terre ». EYROLLES.
- [11] G.Sanglerat et J.Costet. « Cours pratique de mécanique des sols(calcul des ouvrages) » ,tome II
- [12] J. LERAU, 2005/ 2006. « GÉOTECHNIQUE 1 Cours Chapitres 3» Institut national des sciences appliquées a toulouse.
- [13] J. MONNET et T. CHEMAA , 1995. « Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol sol cohérent autour du pressiomètre ». Université Joseph Fourier .
- [14] K. YEDJOUR, 2012. « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux ». thèse magister, Université Mohamed Khider – Biskra.

- [15] Laboratoire national de l'Habitat et de la construction (groupe LNHC).2009. « rapport du sol N° 001 ».
- [16] L. PELISSIER, 2009. « Etude des correlation en géotechnique dans le cadre de la géologie toulousaine »
- [17] M.CHERRARED, 2011 « cours de fondations profondes ». Université d'Abderrahmane MIRA de BEJAIA.
- [18] N. PONCELET.2012 « Elaboration et implentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction ». Université de MONTRÉAL, école polytechnique de MONTRÉAL.
- [19] O. SADAoui, 2008. « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de la capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiometre ». Les ateliers professionnels du CTC Alger.
- [20] Roger FRANK, 2010 « Fondations profondes ». Technique de l'ingénieur (C248)
- [21] Roger FRANK, «Fondations superficielle ».Technique de l'ingénieur(C246)
- [22] St Pierre , 2006-2007. « Travaux pratiques de géotechnique –essai penetrométrique »
- [21] V. MERRINE – SOUKATCHOF , D.AMITRANO et J.P.PIGUET .2003-2004. « elements de géotechnique». Departement sience de la terre et environnemt
- [22] Earthquake Engineering Research Institute (*EERI*, Avril 2003)
- [23] HADDADENE Nacima 2008)
- [24] Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al, 2001

---

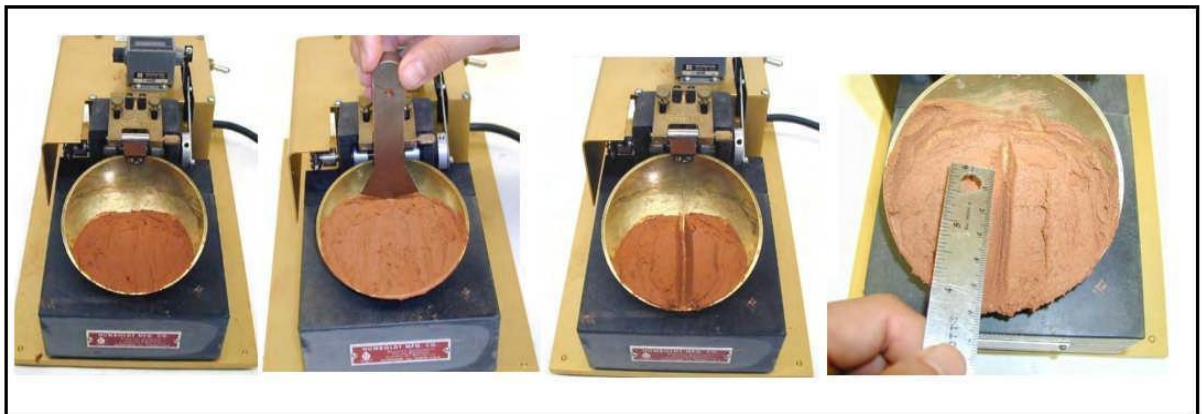
# ANNEXES

## Généralité sur les limites d'Atterberg :

(Norme NFP 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg – limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau).

Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre ces trois états : Solide, plastique et liquide. L'essai s'effectue en deux phases :

Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés ( $W_L$ ).



*Figure N°3: Limite de liquidité  $W_L$*

Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée est confectionné manuellement, se fissure ( $W_p$ ).



*Figure N°4 : limite de plasticité  $W_p$*



---

On peut déduire alors l'indice de plasticité qui représente le domaine de teneur en eau où le sol est à l'état plastique :  $I_P = W_L - W_P$

Cet essai permet également de déterminer :

L'indice de consistance :  $I_C = \frac{W_L - W_n}{I_p}$

L'indice de liquidité :  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$

### Généralité sur l'oedomètre :

#### Principe de la méthode

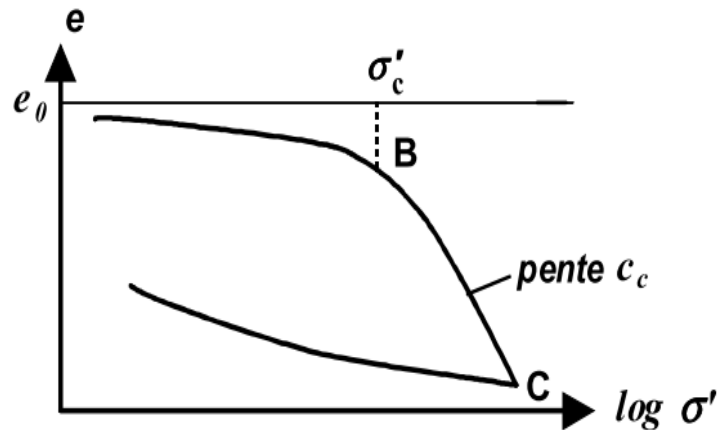
L'essai est réalisé sur une éprouvette de matériau placé dans une enceinte cylindrique rigide, l'oedomètre, où il subira par un dispositif un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.



*Figure N°5 : Dispositif oedométrique*

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.



*Figure N°6 : La courbe oedométrique.*

### **Généralité et développement de l'essai**

L'essai pressiométrique a été inventé par l'Allemand Kögler vers les années 1930, dans le but de mesurer un module de déformation du sol. En raison de la technologie de l'époque, l'appareil n'était pas opérationnel. De plus, l'inventeur n'a pas su interpréter correctement les résultats et l'appareil a été immédiatement abandonné.

C'est en 1954 qu'un jeune ingénieur français, Louis Ménard, a repris l'idée en la perfectionnant : au cylindre gonflable de Kögler, il a ajouté deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable. L'appareil est devenu rapidement opérationnel en raison du progrès de la technologie.

Mais l'apport de Louis Ménard a surtout consisté à définir les caractéristiques pressiométriques des sols et à mettre au point des règles d'interprétation pour le dimensionnement des fondations en utilisant ces paramètres

A partir de l'essai pressiométrique on peut également traiter les problèmes de poussée et butée contre les murs de soutènement, de résistance des plaques et tirants d'ancrage, de stabilité des talus et glissements de terrains.

La rapidité d'exécution et d'interprétation permet de fournir très vite des résultats. Les interventions peuvent avoir lieu en cours de travaux quand un problème se pose ou simplement pour vérifier le taux de travail du sol en fond de fouille.

---

L'essai pressiométrique n'est pas toujours suffisant pour reconnaître complètement un sol donné, mais constitue un moyen complémentaire très efficace et économique aux sondages carottés.

### **Description de l'appareil**

L'appareil comprend un contrôleur pression-volume appelé CPV, des tubulures et une sonde (*Figure N°8*)

#### **a) Contrôleur Pression-Volume CPV**

Il est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales avec des colliers de serrage de type rilsan. Il permet d'envoyer l'eau jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué (**Figure N°8**).

#### **b) Sondes**

Les plus utilisées sont les sondes AX de 44 mm et BX de 58 mm. Elles comportent trois cellules fermées par un unique cylindre métallique revêtu dans sa partie centrale d'une **membrane** en caoutchouc. Le cylindre étant lui-même recouvert par une **gaine** en Caoutchouc. La division en trois cellules, deux de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une **déformation cylindrique plane** de cette dernière.

On distingue les sondes à **gaine souple** et des sondes avec **tubes fendus**. La sonde avec tube fendu est une sonde de type décrit précédemment, placée à l'abri d'un tube fendu longitudinalement selon six génératrices.

L'usage du tube fendu ne doit pas être systématique mais réservé aux cas où les autres méthodes s'avèrent très difficiles à mettre en œuvre.

#### **C) Enregistreur**

L'enregistreur est obligatoire, il est équipé d'une horloge interne, d'une imprimante et d'un support d'enregistrement qui peut être relu par un ordinateur.



*Figure N°8 : Pressiomètre Ménéard*

### **Intérêt et inconvénient de l'essai pressiométrique de Ménéard**

#### **a) Intérêts**

- Détermination du comportement contrainte-déformation des sols.
- Détermination de la résistance au cisaillement des sols.
- Détermination de la portance des fondations.
- Calcul du tassement des fondations.

#### **b) Inconvénient**

- Le trou de forage doit être calibré au diamètre de la sonde pressiométrique (60 mm).
- Le sol au bord du trou ne doit pas être déstructuré par l'outil de forage ou les fluides-utilisés.

**Tableau N°3:** *Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau.*

W	Etat
01-25 %	Légèrement humide
25-50 %	Humide
50-75 %	Mouillé
75-90 %	Détrempé
100 %	Saturé

**Tableau N°4 :** *Echelle de saturation*

$S_R$ (%)	Etat du sol
0	Sec
1 – 25	Peu humide
25 – 50	Humide
50 – 75	Très humide
100	Saturé

**Tableau N°6 :** *Degrés de plasticité des sols selon  $I_p$*

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 – 5	non plastique
5 – 15	peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	très plastique

**Tableau N°7 :** *Gonflement potentiel des sols selon  $I_p$*

Gonflement potentiel	$I_p$ (%)
Faible	0-15
Moyen	15 – 25
Elevé	25- 55
très élevé	>55

**Tableau N°6:Caractéristiques physiques des sols**

N° des Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau $W_m$ (%) et appréciation état		Densité humide $\gamma_h$ ( $t/m^3$ )	Densité sèche $\gamma_d$ ( $t/m^3$ ) et appréciation d'état		Degré de saturation $S_r$ (%)	
SCN°1	3.00-3.50	-		-	-		-	
	4.50-4.90	17.5	LH	2.18	1.85		100	Saturé
	7.00-7.50	-		-	-		-	
	9.50-9.90	28.5	H	1.94	1.51		98	Saturé
SCN°2	5.20-5.80	21.6	LH	2.10	1.73		100	Saturé
	8.40-8.70	23.7	LH	2.02	1.64		99	Saturé
	11.50-12.00	-		-	-		-	
	14.00-14.35	51.7	M	1.72	1.13		100	Saturé
	14.35-14.70	49.0	H	1.69	1.14		97	Saturé
SCN°3	6.00-6.50	-		-	-		-	
	7.80-8.50	32.9	H	1.89	1.42		99	Saturé
	10.00-10.40	25.3	H	2.03	1.62		100	Saturé
SCN°4	3.50-4.00	-		-	-		-	
	13.00-13.40	30.8	H	1.96	1.50		100	Saturé
	13.40-13.80	32.3	H	1.93	1.46		100	Saturé
	13.80-14.20	33.2	H	1.91	1.43		100	Saturé
SCN°5	5.00-5.50	-		-	-		-	
	8.40-8.90	25.2	H	2.02	1.61		100	Saturé
	12.10-12.40	32.2	H	1.91	1.45	Dense	100	Saturé
	13.30-13.50	45.8	M	1.73	1.19		97	Saturé
SCN°6	4.00-4.50	-		-	-	Lâche	-	
	14.00-14.40	41.0	M	1.88	1.33		100	Saturé

<i>SCN°7</i>	3.00-3.50	-		-	-	<i>Dense</i>	-	
	8.00-8.50	-		-	-		-	
	14.40-14.90	42.8	<i>H</i>	1.77	1.24		98	Saturé
<i>SC N°8</i>	4.00-4.50	-		-	-		-	
	12.50-12.70	32.5	<i>H</i>	1.93	1.45		100	Saturé
	13.40-13.90	28.9	<i>H</i>	1.93	1.50		97	Saturé
<i>SC N°9</i>	3.50-4.00	-		-	-		-	
	8.50-9.00	-		-	-		-	
	14.20-14.60	27.8	<i>H</i>	1.96	1.53		98	Saturé

**Tableau N°10 : Classification du sol selon  $C_c$**

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol moyennement compressible
$0.100 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$> 0.500$	Sol extrêmement compressible

**Tableau N°9: Classification du sol selon  $C_g$ .**

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

**Tableau N°12 : Résultats des sondages carottés**

<b>N°</b>	<b>Profondeur (m)</b>	<b>Description visuelles des sondages</b>
<b>SC N°1</b>	0.00-3.00	Remblais
	3.00-9.00	Sable de mer à grain très fin oxydé (avec passage de marne sableuse légèrement plastique)
	9.00-15.0	Sable de mer à grain moyennes légèrement imprégné de vase couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°2</b>	0.00-5.00	Remblais
	5.00-7.00	Limon sableux graveleux légèrement plastique couleur grise
	7.00-15.00	Sable associé à des marnes légèrement pastique imprégné de vase couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°3</b>	0.00-4.00	Remblais
	4.00-7.00	Sable de mer à grain très fin oxydé couleur marron
	7.00-11.00	Marne très sableuse plastique légèrement graveleuse oxyd é couleur grise
	11.00-15.00	Sable de mer à grains très fin coquillé oxydé marron
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
>28.00	Marne compacte	
<b>SC N°4</b>	0.00-3.00	Remblais
	3.00-12.00	Sable de mer à grain très fin coquillé couleur beige
	12.00-15.00	Argile plastique sableuse imprégnée de vase couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°5</b>	0.00-4.00	Remblais
	4.00-6.00	Argile très plastique graveleuse sableuse couleur grise
	9.00-15.00	Argile très plastique légèrement graveleuse imprégné de vase couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°6</b>	0.00 – 3.00	Remblais
	3.00 – 8.00	Sables de mer à grain très fin coquillé passage de gravier couleur beige



	8.00 – 13.00	Sable de mer à grain moyen passage de graviers légèrement imprégné de vase couleur bigarrée
	13.00 –14.00	Sable associé à des argiles graveleux plastique couleur gris
	14.00 -15.00	Argile compacté légèrement plastique empreinte de vase couleur gris
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°7</b>	0.00 – 1.00	Remblais
	1.00 – 9.50	Sable de mer à grain très fin coquillé passage de gravier
	9.50 – 13.00	Sable associé à des argiles plastique coquillée légèrement imprégnée de vase grise
	13.00 –15.00	Argile très plastique imprégné de vase couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°8</b>	0.00 – 1.00	Remblais
	1.00 – 11.80	Sable de mer très fin coquillé couleur gris
	11.80 –15.00	Argile très plastique vaseuse couleur gris
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte
<b>SC N°9</b>	0.00 – 1.00	Remblais
	1.00 – 13.00	Sable de mer à des grains très fin coquillé légèrement graveleux couleur gris
	13.00 –15.00	Argile légèrement vaseuse très plastique légèrement sableuse couleur grise
	15.00-25.00	Sable vaseux
	25.00-28.00	Marne plastique
	>28.00	Marne compacte

### Les caractéristiques de la marne plastique (25m à 28m)

$P_I = 15 \text{ bars}$ ,  $E_M = 140 \text{ bars}$ ,  $c = 0,5 \text{ bars}$ ,  $\gamma_d = 17,60 \text{ KN/m}^3$ ,  $W_1 = 48\%$ ,  $W = 20\%$ ,  $\bar{\sigma}_c = 2 \text{ bars}$ ,  $C_c = 0,175$ ,  $C_g = 0,079$ ,  $C = 0,5 \text{ bars}$ ,  $\varphi = 17^\circ$ ,  $S_r = 99\%$ .

### Les caractéristiques de la marne compacte (>28m)

$P_I = 30 \text{ bars}$ ,  $E_M > 140 \text{ bars}$ ,  $W = 13\%$ ,  $S_r = 95\%$ ,  $I_p = 41\%$ ,  $\gamma_d = 19,90 \text{ KN/m}^3$ ,  $C = 1,1 \text{ bars}$ ,  $\varphi = 32^\circ$ ,

**Tableau N°9 : le forage préalable**

La nature des terrains		Forage préalable								
		Rotation*					Battage			
		TAM	T.IN°	THC	O.DG.IN	CAR.	ROTOP	CARBat	CARVbf	TF EM
Vase et argile molles		-	R°	-	O°	-	-	O(CPMF)	-	-
Argiles moyennement compactes		R	R°	R	R°	-	O°	-	-	O
Argiles compactes et marnes raides				R	R°	R°	O°	-	-	-
Limos	Au-dessu de la nappe	R	O°	R	O°	-	O°	O	O	O
	Sous la nappe	-	R°	-	O°	O°	O°	-	-	O**
Sables lâches	Au-dessu de la nappe	R	R°	O	O°	-	O°	-	-	O
	Sous la nappe	-	R°	-	O°	-	O°	-	-	-
Sables moyennement compactes et compactes		R	R°	R	R°	-	R°	O	O	O**
Sols grossiers : graviers,galets argiles à siles...		+		O	O°		R	O	O	O
Roches	Altérées			R	R	O	R°	O	O	
	Tendres									

R Recommande

O Toléré

- Non toléré



Inadapté

\* Vitesse de rotation < 60 tr/min, et diamètre de l'outil inférieur ou égale à 1,15d

+ Eventuellement forage préalable en petit diamètre (dt<ds)

° Injection avec boue (pression <500kpa-débit<15l/min) si rotation =pression sur outil<200kpa

\*\* avec dispositions particulières

TAM tarière à main

T.IN. tarière avec injection de boue de forage

THC tarière hélicoïdales continue à sec

O.DG. outil désagrégation

ROTOP rtopercussion

IN avec injection de boue

BAT.	Battage
CPMF	carottier à parois minces foncé
TF	tube fendu
CAR.	Carottier
TFEM	tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux
VBF	vibrofonçage

**Tableau N° 10 : Longueur maximale d'une passe d'un forage avant essai.**

Nature des terrains	Longueur maximale de forage fait avant l'essai(m)
Vase et argiles molles	1**
Argiles moyennement compactes	3
Argiles compactes, marnes raides	5
Limons -au-dessus de la nappe	5
- Sous de la nappe	3
Sables lâches -au-dessus de la nappe	3
-au -dessous de la nappe	1**
Sables moyennement compacts	5
Sols grossiers : gravier galets, argiles, à silex....	5
Roches - altérées	5
-saines	*
*Longueur maximale correspondant au poste de travail **ou intervalle entre deux essais consécutifs	

**Tableau N°11:** coefficient rhéologique  $\alpha$  ( $E_M/PL$ ) pour divers types de sols.

Nature Type	Argile	Limon	sable	Sable et gravier
Surconsolidé	>15	>14	>12	>10
Normalement consolidé	8 – 15	8 - 14	7 - 12	6 – 10
Sous – consolidé	5 – 8	5 - 8	4 - 7	3 – 6
Altéré ou remanié	<5	<5	<4	<3

**Tableau N°28 :** Valeurs du coefficient de portance  $K_p$

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

**Tableau N° 25 : Classification des sols**

<i>Classe du sol</i>	<i>Description</i>		<i>Pressiomètre <math>P_1</math>(MPa)</i>
<i>Argiles, limons</i>	<b>A</b>	<i>Argiles et limons mous</i>	<0,7
	<b>B</b>	<i>Argiles et limons fermes</i>	1,2 à 2,0
	<b>C</b>	<i>Argiles très fermes à</i>	>2,5
<i>Sables, graves</i>	<b>A</b>	<i>Lâches</i>	<0,5
	<b>B</b>	<i>Moyennement compacts</i>	1,0 à 2,0
	<b>C</b>	<i>Compact</i>	>2,5
<i>Craies</i>	<b>A</b>	<i>Molles</i>	<0,7
	<b>B</b>	<i>Altérées</i>	1,0 à 2,5
	<b>C</b>	<i>Compacte</i>	>3,0
<i>Marnes n marno-calcaires</i>	<b>A</b>	<i>Tendres</i>	1,5 à 4,0
	<b>B</b>	<i>Compacte</i>	>4,5
<i>Roches (1)</i>	<b>A</b>	<i>Altérées</i>	2,5 à 4,0
	<b>B</b>	<i>Fragmentées</i>	>4,5

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

**Tableau N°29: choix des courbes pour le calcul du frottement latéral  $q_s$**

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

(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.

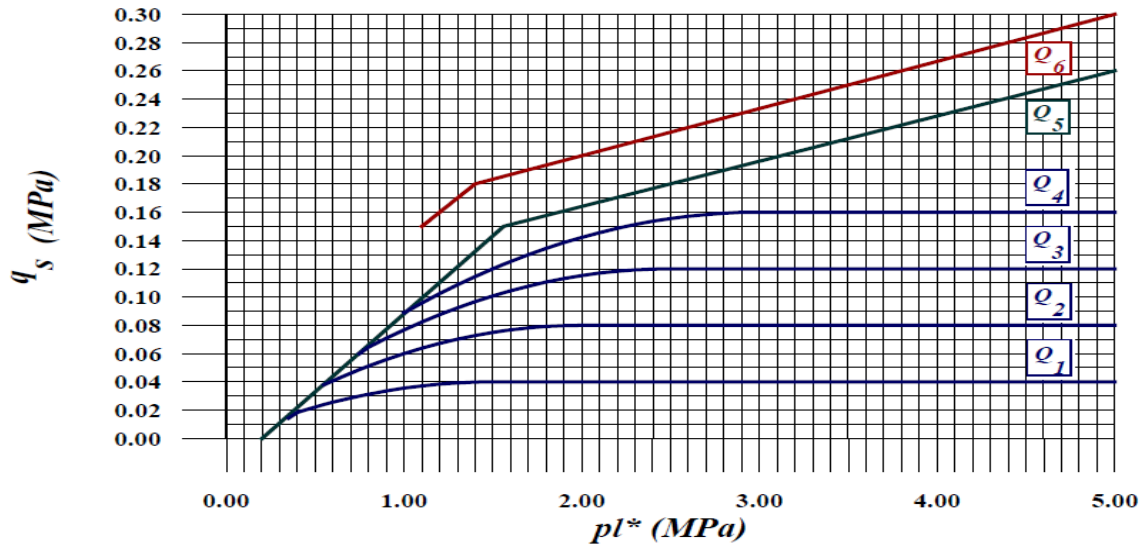


Figure N°18: Valeurs du frottement latéral unitaire

Tableau N° 31 : charge admissible en compression  $Q_{max}$

Charge nominale a prendre en compte sur pieu selon le DTR- BC2.33.2					
Mode de travail du pieu	Combinaison d'action Type d'essai	ELU		ELS	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle	Combinaison rare	Combinaison Quasi-permanente
En compression	Essai de chargement statique	$\frac{Ql}{1,25}$	$\frac{Qc}{1,10}$	$Q_c$	$\frac{Qc}{1,25}$
	Essai de sol en place	$\frac{Ql}{1,40}$	$\frac{Ql}{1,25}$	$\frac{Qc}{1,10}$	$\frac{Qc}{1,40}$
	Essai de sol au laboratoire	$\frac{Ql}{3,00}$	$\frac{Ql}{2,50}$	$\frac{Qc}{2,20}$	$\frac{Qc}{3,00}$

**Tableau N° 23** : Valeurs du coefficient Kp selon le fascicule 62

Type de sol	Expressions de Kp
Argiles et limons A, craies A	$0.8 [1+0.25 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Argiles et limons B	$0.8 [1+0.35 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Argiles C	$0.8 [1+0.5 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Sable A	$0.8 [1+0.35 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Sables et graves B	$0.8 [1+0.5 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Sables et graves C	$0.8 [1+0.8 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Craies B et C	$1.3 [1+0.27 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$[1+0.27 (0.6+0.4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$