

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : Boumaza Nour El Houda

Khebbab Meryem

---

---

# Thème : Conception et calcul des fondations sur pieux

---

---

Sous la direction du : P<sub>r</sub> Nouaouria Mohamed Salah

Jun 2015

---

## *Dédicaces*

---

Nous tenons à remercier en premier lieu Allah qui nous a donnée vie et santé pour le parachèvement de ce modeste travail.

Nous dédions ce modeste travail :

A Notre encadreur le professeur Nouaouria Mohamed salah et à tous nos enseignants et membres de jury.

Aux éléments du laboratoire des Travaux Public de l'Est qui nous ont énormément aidées en l'occurrence messieurs Tolba Hichem et Belkacem Fethi.

Aux personnes du SETA (société des études techniques Annaba) à travers ses éléments m<sup>r</sup> Khalfaoui Lakhdar chef de département géotechnique, m<sup>r</sup> Menaâ Tarek chef de département des ouvrages d'art et le directeur technique.

---

## *Remerciement*

---

J e tiens à remercier en premier lieu Allah qui m'a donné, vie et santé pour le parachèvement de ce modeste ouvrage.

C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que je dédie ce fameux travail de fin d'étude

Aux deux êtres les plus chers au monde, qui ont souffert nuit et jour pour nous couvrir de leur chaleur d'amour, mes parents.

L'être qui me guide dans ma vie et que j'imite son honnêteté, son sérieux et sa responsabilité de ces engagements, mon chère père

Kamel.

A ma source de bonheur, la perle de mes yeux, ma mère

Farida

Que dieu vous garde en bonne santé ;

A mon cher frère : Amin à mes sœurs : Amina et Radja

A notre Gendre Raouf et ces poussins Senouma & Moudi

A toutes mes tantes, oncles et mes cousines et cousins :

Chahra, Meriem, Imen, Mouna, Jassemin, Mira, Hela, Arije et Ikram, Assil, Saïd,

Alla, Karim, Adel et mon grand père M<sup>ed</sup> salah

A mon collègue et mon amie : Meriem.

A tous mes amis surtout : Asma, Samia, Khawla, Imen, Sabrina, Chahra.

A mon encadreur Mohamed salah nouaouria

A mes camarades de classe de géotechnique

A toutes la promo 2014-2015

*N. Houda*

---

## *Remerciement*

---

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma gratitude et mon remerciement pour toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation

Je tiens à remercier mon encadreur P<sup>f</sup> Nouaouria Mohamd Slah pour m'avoir encadrée et pour ses explications, ses conseils et son aide aussi à tous mes enseignants qui m'ont aidée tout au long de mon parcours universitaire.

Je remercie mes très chers parents, Sassi et Hayette, mon frère Houssemeddine, mes Sœurs Naima et marwa qui ont toujours été là pour moi et mon ange nièce Serine.

Je remercie très spécialement ma collègue Nour el Houda, ma plus belle copine Sabrina et mon amie imen, ma sublime cousine Chahrazed.

Mon fiancé Amine et finalement Houssemeddine, Amine et Mon ami proche Ali pour leur soutien inconditionnel et leur encouragement.

Enfin, à tous mes camarades de classe et d'université, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

*Meryem*

---

## *Résumé*

---

Suite à la progression mondiale rapide et considérable de la technologie des pieux et leurs larges applications au génie civil et maritime, l'utilisation des fondations sur pieux est devenue une préoccupation majeure des ingénieurs d'étude, des entrepreneurs, des bureaux de contrôle et des organismes de recherche.

Notre travail se focalise essentiellement sur: des généralités sur les fondations; choix des types de fondations; classification des fondations profondes et essais in-situ entrant le cadre de calcul des fondations sur pieux.

Pour mettre en valeur notre modeste recherche, nous avons exploité quelques résultats des essais in-situ et des résultats des essais au laboratoire réalisés au niveau du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (Antenne d'Annaba). Ces résultats sont utilisés dans le calcul de la capacité portante des pieux soumis aux charges axiales.

A titre comparatif, trois différentes approches sont utilisées, telles que la méthode **manuelle**, le Logiciel **Geofond** 2006 et le Logiciel **Plaxis 8.2**. Une bonne concordance des résultats déduits de ces trois approches a été notée.

**Mots clés:** Pieux, fondations profondes, essais in-situ, Geofond 2006, Plaxis.

---

## *Abstract*

---

Following the fast and considerable world progression of the technology of piles and their large applications to the civil and maritime engineering, the use of piled foundations became a major preoccupation of the survey engineers, of the entrepreneurs, of the offices of control and the organisms of research.

Our work essentially focuses on: the generalities on the foundations; choice of the types of foundations; classification of deep foundations and in-situ tests entering in the framework of piled foundations analysis.

To enhance our modest research, we exploited some results of the in-situ tests and the results of the tests in the laboratory achieved in the Laboratory of the Public Works of the East (Antenna of Annaba). These results are used in the calculation of the bearing capacity of piles under axial loads.

Comparatively, three different approaches are used, such as the manual method, Geofond 2006 software and Plaxis 8.2 software. A good agreement of the results deduced of these three approaches has been noted.

**Key words:** Piles, deep foundations, in-situ tests, Geofond 2006, Plaxis 8.2.

---

# ملخص

---

بعد الانتشار العالمي الكبير و السريع لتكنولوجيا الركائز وتطبيقاتها الواسعة في مجال الهندسة المدنية و البحرية،

أصبح استخدام الأسس فوق الركائز مصدر انشغال كبير لمهندسي الدراسات، والمقاولين، ومكاتب المراقبة ومراكز البحث.

عملنا يركز في المقام الأول على: عموميات على الأسس؛ اختيار أنواع الأسس؛ تصنيف الأسس العميقة و في الاختبارات في الحقل

في إطار حساب الأسس فوق الركائز.

لتسليط الضوء على بحثنا المتواضع، استخدمنا بعض نتائج الاختبارات في الحقل و نتائج اختبارات في المخبر على مستوى مخبر

الأشغال العمومية للشرق (فرع عنابه). استخدمت هذه النتائج في حساب قدرة تحمل الركائز تحت تأثير الحمولات العمودية.

على سبيل المقارنة استخدمنا ثلاث طرق مختلفة: الحساب يدويا، برنامج (Geofond 2006) و (Plaxis 8.2)

لاحظنا أن هناك اتفاق جيد للنتائج المستمدة من هذه الطرق الثلاث.

كلمات مفتاحية: الركائز، الأسس العميقة، الاختبارات في الموقع، (Geofond 2006) و (Plaxis 8.2).

---

# *Sommaire*

---

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iv
Abstract	v
ملخص	vi
Table des matières	vii
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xi
Notation et abréviations	xii
Introduction générale	1

---

## *Table des Matières*

---

<b>Chapitre 1 : Généralités sur les fondations</b>	
<b>1</b>	<b>1 Introduction</b> 3
	2 Fondation superficielle 4
	3 Fondations semi-profondes 5
	4 Fondations profondes 6
	5 Conclusion 7
<b>Chapitre 2 : Choix du type de fondation</b>	
<b>2</b>	<b>1 Introduction</b> 9
	<b>2 Nature du terrain</b> 9
	2.1 Le site 9
	2.2 Le sol- l'ouvrage 11
	<b>3 Interaction sol-structure</b> 12
	<b>4 Conclusion</b> 14
<b>Chapitre 3 : Classification des fondations profondes</b>	
<b>3</b>	<b>1 Introduction</b> 16
	<b>2 Classification des fondations profondes selon D/B</b> 16
	2.1 Caissons 16
	2.2 Barrettes 17
	2.3 Puits et pieux 17
	<b>3 Classification des fondations profondes selon les conditions de mise en œuvre</b> 18
	3.1 Mise en œuvre manuelle des puits 18
	3.2 Mise en œuvre par havage 19
	3.2.1 Les caissons 19
	3.3 Mise en œuvre mécanisée 19
	3.3.1 Les parois-caissons 19
	3.3.2 Les barrettes 20
	3.3.3 Les pieux 21
	<b>4 Classification selon le mode de travail</b> 25
	4.1 Les caissons 25
	4.2 Les puits 25

4.3	Les barrettes	25
4.4	Les pieux	25
4.4.1	Les pieux travaillant uniquement en pointe	26
4.4.2	Les pieux flottants	26
4.4.3	Cas particulier: les pieux de compactage	27
5	<b>Classification selon les matériaux constitutifs</b>	27
5.1	Pieux en bois	28
5.2	Pieux en acier	28
5.3	Pieux en béton	29
5.4	Colonnes ballastées	30
5.4.1	Technique de réalisation des colonnes ballastées	30
6	<b>Conclusion</b>	31
	<b>Chapitre 4 : Essais in situ</b>	
4	<b>1 Introduction</b>	33
	<b>2 L'étude géotechnique</b>	33
2.1	Objectif	33
2.2	Etude de sol	33
	<b>3 Essai pressiométrique</b>	34
3.1	Principe de l'essai	34
3.2	Pressiomètre	34
3.3	Courbe pressiométrique	35
3.4	Caractéristiques pressiométrique	37
	<b>4 L'essai pénétromètre dynamique</b>	37
4.1	Principe de l'essai	37
4.2	Domaine d'application	37
4.3	Pénétromètre dynamique	38
	<b>5 L'essai Pénétromètre statique</b>	39
5.1	Domaine d'application	39
5.2	Principe de l'essai	39
5.3	Pénétromètre statique	39
	<b>6 L'essai de pénétration carottier (SPT)</b>	40
6.1	Principe de l'essai	40
6.2	Domain d'application	40
6.3	Définition de l'essai	40
6.4	Appareillage	41
	<b>7 Conclusion</b>	42
	<b>Chapitre 5 : Capacité Portante d'un Pieu sous Charge Axial</b>	
5	<b>1 Introduction</b>	44
	<b>2 Calcul manuel de la capacité d'un pieu</b>	44
2.1	Méthode pressiométrique selon DTU 13.2	44
2.1.1	La charge limite d'un pieu Q	44
2.1.2	Le Calcul du terme de pointe se fait par la formule	44
2.1.3	Calculs de frottement latéral	46
2.1.4	Exemple de calcul	47
2.2	Méthode traditionnelle (C et $\Phi$ ) selon DTU 13.2	48
2.2.1	La charge limite d'un pieu Q	48
2.2.2	Calcul du terme de pointe	48
2.2.3	Calcul du frottement latéral	50
2.2.4	Exemple de calcul	52
2.3	Méthode de SPT (pénétromètre au carottier)	54
2.3.1	La charge limite d'un pieu Q	54

2.3.2	Calcul du terme de pointe	54
2.3.3	Calcul du frottement latéral	55
2.3.4	Exemple de calcul	58
2.4	Méthode pénétrométrique statique selon DTU 13.2	55
2.4.1	La charge limite d'un pieu Q	55
2.4.2	Le calcul du terme de pointe	55
2.4.3	Calcul du frottement latéral	57
2.4.4	Exemple de calcul	58
<b>3</b>	<b>Calcul de la capacité d'un pieu avec le Geofond 2006</b>	<b>58</b>
3.1	Méthode pressiometrique	59
3.2	Méthode traditionnelle (C et $\Phi$ )	60
3.3	Méthode pénétromètre statique	61
<b>4</b>	<b>Calcul avec plaxis</b>	<b>61</b>
4.1	Introduction	61
4.2	Définition géométrique du modèle	61
4.3	Critère de Mohr-Coulomb	62
4.4	Maillage	63
4.5	Les conditions aux limites	63
4.6	Le chargement	63
4.7	Conditions initiales	63
4.8	Résultat	65
<b>5</b>	<b>Conclusion</b>	<b>68</b>
	<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>69</b>
	<b>Références Bibliographiques</b>	<b>70</b>
	<b>Annexes</b>	
	<b>Annexe A</b> : Résultat de calcul de geofond	<b>72</b>
	<b>Annexe B</b> : Résultat des essais in situ et de laboratoire	<b>87</b>
	<b>Annexe C</b> : Résultat de modélisation avec plaxis	<b>92</b>

---

# *Liste des Figures*

---

<b>Chapitre 1</b>		
1.1	Types de fondations	3
1.2	Semelle filante	4
1.3	Semelle isolée	5
1.4	Radier général	5
1.5	Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée	6
1.6	Schéma d'un pieu	6
<b>Chapitre 2</b>		
2.1	Fouille en site urbain	9
2.2	Flexion du pieu sous l'action de la poussée des fondations superficielles	10
2.3	Mauvais sol, problèmes des fondations de bâtiments légers.	12
2.4	Choix de la structure en fonction du sol.	14
<b>Chapitre 3</b>		
3.1	Fondations des barrettes en forme de T	17
3.2	Les barrettes selon la technique de la paroi moulée	21
3.3	Pieux à tubes battus moulés dans le sol	22
3.4	Pieux forés	23
3.5	pieux vibré avec base surélargie en béton	23
3.6	Pieu a section vissés	24
3.7	Mise en œuvre des puits	25
3.8	Pieu battu non – enrobé (travaillant essentiellement en pointe)	26
3.9	Pieux enfoncés	27
3.10	Les différents matériaux constitutifs	27
3.11	Les pieux en bois	28
3.12	Pieux battu	29
3.13	Colonne ballasté par voie humide	30
3.14	Colonne ballasté par voie sèche	30
<b>Chapitre 4</b>		
4.1	Schéma d'un pressiomètre	34
4.2	Courbe pressiometrique théorique	36
4.3	Pénétrromètre dynamique	39
4.4	Schéma d'un pénétrromètre statique	40
4.5	Schéma de pénétrromètre au carottier	41
<b>Chapitre 5</b>		
5.1	Valeur de K selon la catégorie et le mode d'exécution du pieu	45
5.2	Valeur de $q_s$ selon les courbes A bis, A, B, C,D	47
5.3	Valeur de $q_s$ selon les courbes E et F	47
5.4	Définition de la géométrie du pieu(Sc05)	62
5.5	Les paramètres du critère Mohr-coulomb (Sc05)	62
5.6	Maillage du pieu (Sc05)	63
5.7	Pression interstitielle (Sc05)	64
5.8	Contraintes effectives (Sc05)	64
5.9	Points A, B se trouvant sur l'extrémité du pieu (Sc05)	65
5.10	Champ de déplacement incrémental (Sc05)	66
5.11	Courbe charge – déplacement aux point A et B (Sc05)	66
5.12	Bilan du calcule (Sc05)	67

---

## *Liste des Tableaux*

---

### **Chapitre 5**

<b>5.1</b>	Catégorie des sols selon la nature et la pression limite	45
<b>5.2</b>	Différentes courbes selon le mode d'exécution du pieu et la pression limite	46
<b>5.3</b>	Valeur de facteur de force $N_{q_{max}}$ et $N_{c_{max}}$ selon l'angle de frottement	49
<b>5.4</b>	Valeur de $N_{c_{min}}$ selon l'angle de frottement	50
<b>5.5</b>	Valeurs des coefficients $K_c$ et $\alpha$ (d'après M.Bustamante et L. Gianceselli)	50
<b>5.6</b>	Valeurs des coefficients $k_c$ et $\alpha$ et de $q_{si}$ d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle	51
<b>5.7</b>	Valeur de $\beta$	51
<b>5.8</b>	Valeurs des coefficients $K_c$ et $\alpha$ (d'après M.Bustamante et L. Gianceselli)	56
<b>5.9</b>	Valeurs des coefficients $k_c$ et $\alpha$ et de $q_{si}$ d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle	57

---

# *Notations et Abréviations*

---

## **Lettre Grecques**

$V_{60}$	: Volume mesurée a 60 seconds	$m^3$
$V$	: Volume	$m^3$
$P$	: Pression	bar
$P_0$	: Pression latéral de la terre au repos	-
$P_f$	: Pression de fluage	bar
$E_m$	: Module de déformation pressiometrique	$KN/m^2$
$R_p$	: Résistance a la pointe	$KN/m^2$
$q_d$	: Résistance dynamique unitaire	$KN/m^2$
$Q$	: Charge limite	MN
$Q_p$	: Resistance à la pointe	MN
$q_p$	: Resistance à la pointe unitaire	$KN/m^2$
$Q_s$	: Résistance au frottement	MN
$q_s$	: Resistance au frottement unitaire	$KN/m^2$
$P_{le}$	: Pression limite équivalente	bar
$K$	: facteur de portance	-
$P$	: Périmètre	m
$A$	: Section	$m^2$
$N_{qmax}$	: Facteur de force portante	-
$N_{cmax}$	: Facteur de force portante	-
$C$	: Cohésion	KPa
$C_{uu}$	: Cohésion non drainé	KPa
$K_c$	: Facteur de portance pour le pénétromètre statique	-
$E$	: Module de Yong	KPa
$K_0$	: Coefficient des terres au repos	-
$B/D$	: Profondeur d'encastrement relative	m
$D_c$	: profondeur critique	m

## **Lettre Latines**

$\Phi_u$	: Angel de frottement non drainé	°
$\Phi$	: Angel de frottement interne de sol	°
$\nu$	: Coefficient de poisson	-
$\Psi$	: Angel de dilatance du sol	°
$\gamma_{sat}$	: Poids volumique saturé	$KN/m^3$
$\gamma$	: Poids volumique sec	$KN/m^3$

## **Abréviation**

SPT	: standard pénétration test
CVP	: contrôleur pression volume
CMA	: Centre multifonctionnelle d'Annaba
Sc	: sondage

# Introduction Générale

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel est de mauvaise portance et ne peut résister aux efforts qui sont lui appliqués, par exemple un terrain constitué de vase ou d'argile molle. Les fondations profondes sont surtout utilisées pour les ouvrages importants supportant de fortes charges (tours, bâtiments industriels, ouvrages d'art). Avec la technologie actuelle, il est possible de réaliser des pieux d'une longueur de 80 mètres et d'un diamètre maximal d'environ 3 mètres. Dans le domaine pétrolier, les pieux offshore peuvent atteindre une longueur de 120 m pour un diamètre de 1.5 à 2 mètres

La connaissance du comportement des pieux n'est pas un problème entièrement résolu. L'extrapolation à de très grandes profondeurs on utilisant des règles de dimensionnement en vigueur est actuellement une tâche délicate.

Le but de notre travail est de calculer la capacité portante de différents cas real des pieux, comme nous le verrons dans le mémoire.

Le mémoire est scindé en Cinque chapitre plus une conclusion générale et des référence bibliographiques.

Le chapitre un comprend des généralités sur les fondations.

Le choix du type de fondation est détaillé dans le deuxième chapitre.

Le chapitre trois est dédié à la présentation de classification des fondations profondes.

Le chapitre quatre est destiné aux détails des essais in situ entant dans le cadre du calcul de la capacité portante des pieux

Dans le dernier chapitre, nous avons présenté le calcul de la capacité portante des pieux soumis aux charges axiales

*Chapitre 1*  
*Généralités sur*  
*les Fondations*

## 1.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage en contact avec le sol d'assise, ayant pour mission principale la transmission au sol les efforts provenant de cet ouvrage.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles, par contre s'ils sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc.

Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé.

Si on désigne par  $D$  la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par  $B$  sa largeur et par  $L$  sa longueur, on distingue 3 types de fondations:

- Si  $D/B \leq 4$  à  $5$  la fondation est dite superficielle;
- Si  $D/B \geq 10$  la fondation est dite profonde;
- Si  $4 \leq D/B \leq 10$  la fondation est dite semi-profonde.

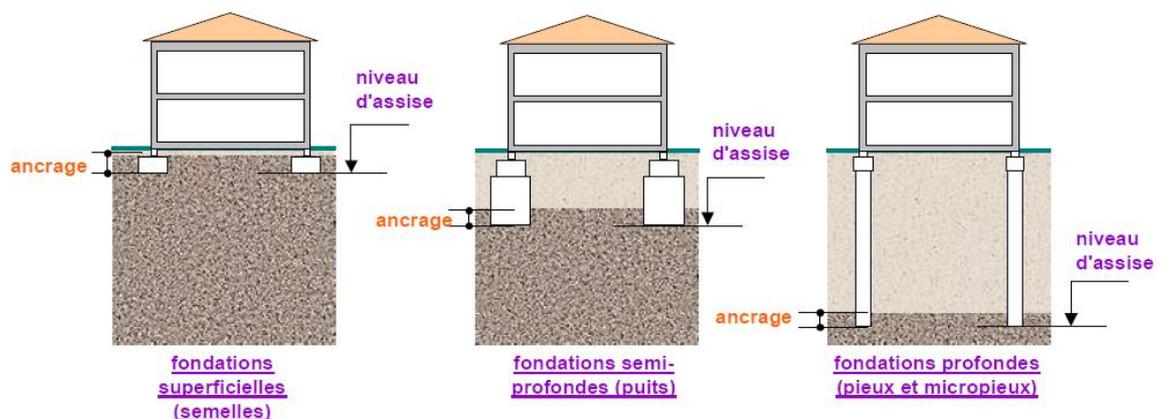


Figure 1.1 Types de fondations

**Remarque**

On remarquera que le type de la fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions. Au contraire, la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel ne suffit pas à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes. Une culée de pont de  $5 \times 10$  m, descendue à 7m de profondeur par exemple, est une fondation superficielle, tandis que des pieux de 50cm de diamètre et 6m de long constituent des fondations profondes.

**1.2 Fondation superficielle**

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Sous les efforts transmis, le sol devra présenter une résistance suffisante et de tassements acceptables pour non seulement l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

Actuellement on appelle une « fondation superficielle » toutes les fondations dont l'encastrement  $D$  dans le sol de fondation n'excède pas cinq fois la largeur  $B$  (ou le plus petit côté  $B$ ).

**Types de Fondations superficielles**

Il existe 3 types de fondations superficielles :

- La plus courante est les semelles filantes, généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grandes longueurs  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées);

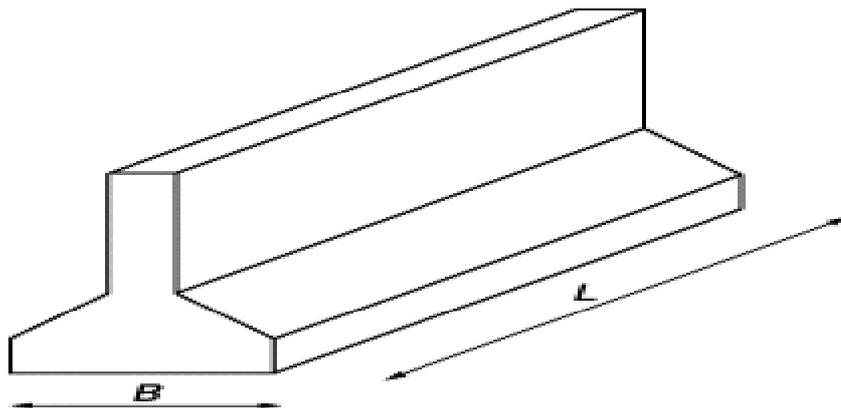


Figure 1.2 Semelle filante

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

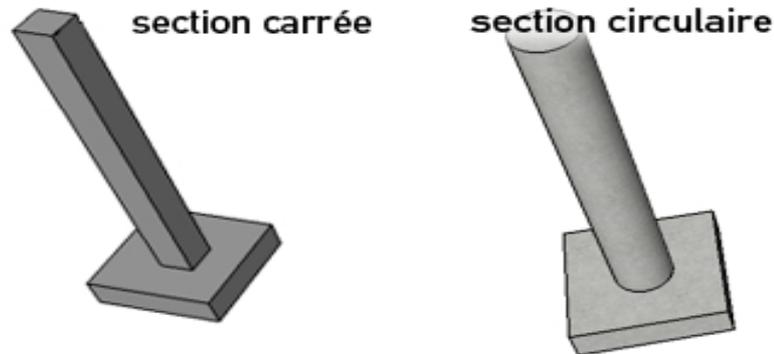


Figure 1.3 Semelle isolée.

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

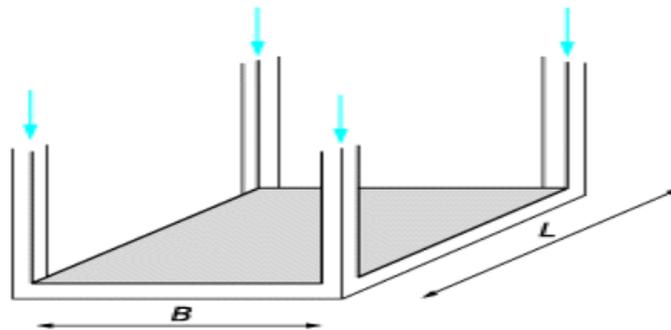


Figure 1.4 Radier général

### 1.3 Fondations semi-profondes

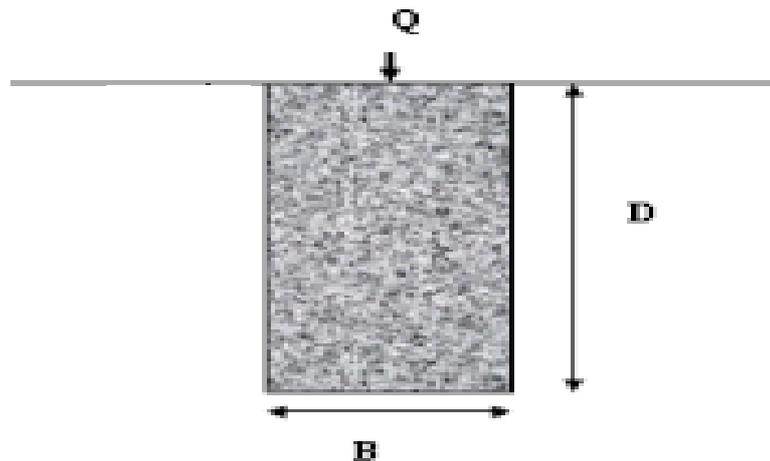
Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

Bien souvent, il s'agit de puits qui peuvent être creusés à la pelle mécanique hydraulique, permettant ainsi à l'entreprise de gros œuvre de réaliser l'ouvrage sans faire appel à une entreprise spécialisée, comme dans le cas de fondations profondes.

Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

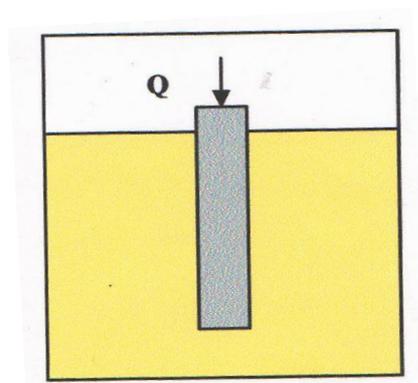
Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.



**Figure 1. 5 Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée.**

#### 1.4 Fondations profondes

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter un ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondations (pieux forés ou battus, micropieux, barrettes ou parois moulées porteuses, caissons) permet de reporter les charges, dues aux structures, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.



**Figure 1.6 Schéma d'un pieu**

## **1.5 Conclusion**

Les fondations sont des éléments structuraux nécessaires indispensables pour les constructions, traditionnellement on les classe selon l'encastrement relative  $D/B$  et on distingue 3 types

- Fondations superficielles
- Fondations semi profondes
- Fondations profondes

*Chapitre 2*  
*Choix du Type de*  
*Fondation*

## 2.1 Introduction

Une fondation est une structure qui permet de transférer le poids de la superstructure sur le sol sans provoquer de désordres tels que les tassements différentiels qui provoquent des dégâts sérieux.

Si les ouvrages bougent toujours un peu en particulier pendant leur construction, il est essentiel que la fondation assure des tassements uniformes d'un point à l'autre de la surface. Le choix des fondations est donc essentiel quand le sol n'est pas stable.

Le choix du système de fondation dépend de plusieurs facteurs prépondérants :

- ✚ Le site
- ✚ Le sol – ouvrage

La conception générale doit tenir compte de ces trois éléments et assurer la cohérence du projet vis-à-vis d'eux.

## 2.2 Nature du terrain

### 2.2.1 Le site

L'implantation de l'ouvrage en site urbain entraîne à l'obligation de tenir verticale les parois de la fouille qui supportent déjà les charges des constructions avoisinantes. Ceci exige un recours fréquent à des solutions généralement onéreuses (Voir **figure 2.1**)

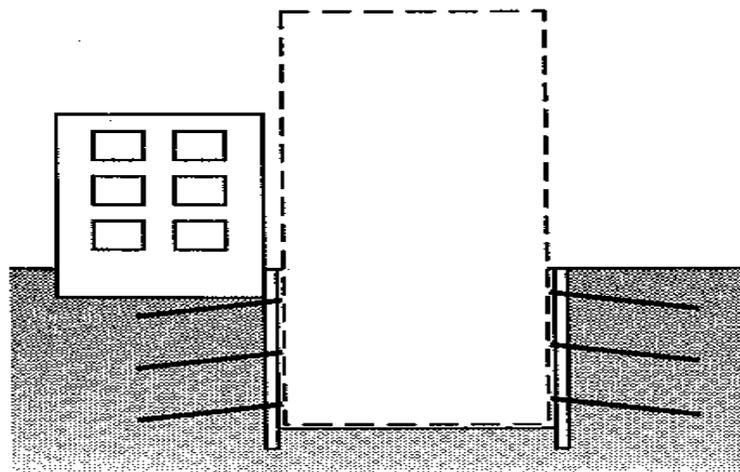


Figure 2.1 Fouille en site urbain

- ✚ L'existence d'une nappe d'eau pose des problèmes importants dans le choix du mode d'exécution et, parfois aussi, dans le choix du type de fondation. En effet, on est dans

l'impossibilité, en général, d'effectuer des rabattements de la nappe qui entraîneraient une consolidation des terrains (par densification artificielle), elle-même à l'origine de tassements des ouvrages voisins. Il faudra alors, faire appel au blindage des fouilles en terrains perméables : palplanches, à l'injection d'étanchéité, aux parois moulées, et aux murs berlinois.

✚ Les sites hétérogènes :

- Ce sont généralement des sites où se posent des problèmes de pendage des couches, des zones d'altération, d'existence des failles ou d'autres changements de facies. Dans ce genre de cas, la reconnaissance doit être soignée et complète. La coupe géologique et géotechnique issue de la reconnaissance sera présentée à échelle homogène pour mieux visualiser les phénomènes d'écoulements possibles.
- Dans ce cas, il n'y a pas de raisons impératives qui poussent à recourir au même type de fondation pour chacun des appuis. Par contre il faut penser à harmoniser les conditions de stabilité et de tassement des différentes fondations pour qu'elles soient compatibles entre elles.

✚ Sites soumis à conditions particulières.

- On pensera, éventuellement, aux actions particulières comme les séismes, par exemple, qu'on doit prendre en compte dans la conception de l'ouvrage selon les directives communes relatives au calcul des constructions.

✚ Enfin le système de fondation choisi (superficielle ou faible profondeur), ne doit, en aucun cas, **exercer une poussée sur les fondations voisines sur pieux** (voir figure 2.2)

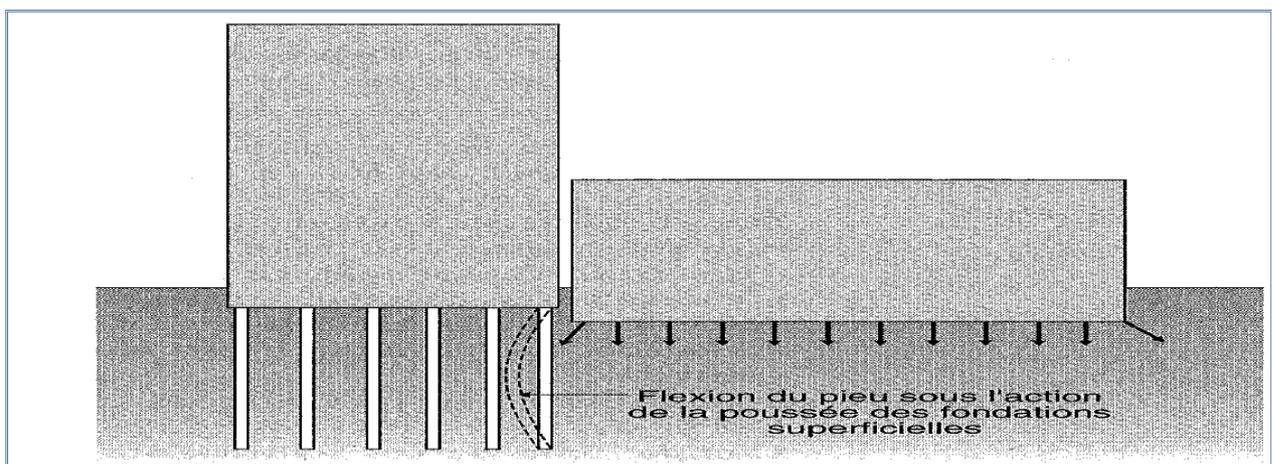


Figure 2.2 Flexion du pieu sous l'action de la poussée des fondations superficielles

Dans ces conditions, pour une bonne adéquation au site, le constructeur doit se préoccuper du système de fondations dès le début du projet, très souvent même au stade de l'élaboration du plan de masse.

### 2.2.2 Le sol- l'ouvrage

Les caractéristiques géologiques et géotechniques des couches du sol situées sous la fondation sont connues jusqu'à une profondeur suffisante. Ainsi, on peut déterminer un certain nombre de niveaux de fondations possibles, ou préciser les zones impropres à l'implantation d'un ouvrage.

Les problèmes d'encastrement se posent dans le cas d'un substratum dur, quel que soit le type de fondation envisagé (massif de gros béton, puits, pieux, barrettes). En effet, le relief de ce substratum est souvent irrégulier et un encastrement défectueux peut, dans certains cas, provoquer un tassement imprévisible. Il ne faut pas hésiter à réaliser une couche homogène en remplaçant les parties altérées par du gros béton.

Des précautions particulières sont à prendre pour les fondations situées sur des terrains en pente; une fois que la vérification d'ensemble a été effectuée, la disposition des semelles doit se faire suivant une pente maximale de 2/3.

En cas de bon sol en surface, le choix du type de fondation se fait en fonction des critères habituels.

Dans le cas où le sol a des caractéristiques très hétérogènes et localement très médiocres, il faut procéder à des traitements spécifiques afin de leur conférer des caractéristiques mécaniques acceptables.

Pour obtenir une amélioration des sols, trois solutions techniques peuvent être envisagées :

- **substitution**: évacuation de tous les matériaux présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes et remplacement par un matériau de bonne qualité soigneusement compacté;
- **colonnes ballastées**: traitement par vibrations profondes;
- **injection solide**: compactage statique par injection solide horizontale.

En cas de mauvais sol ayant une épaisseur importante, on peut envisager des fondations profondes reposant au toit du gravier, marnes, etc, ou plus bas si la descente des charges l'exige. Cette solution très sécurisante tant sur le plan de la capacité portante que sur celui du tassement, présente cependant quelques difficultés majeures:

- Les fondations profondes devront être dimensionnées pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent ou au séisme;

- Dans une moindre mesure à la présence des bâtiments situés autour, comportant des fondations superficielles;
- Si la qualité du sol risque d'être affectée par l'action sismique, les pieux ou micropieux seront vérifiés au flambement.

Donc, prévoir des fondations profondes pour les constructions d'une certaine importance (poids élevé) est, à priori, la bonne solution.

Le problème reste entier dans le cas de bâtiments légers (trois à quatre niveaux ou maisons individuelles) pour lesquels la solution de fondations profondes risque d'être trop coûteuse (**Figure 2.3a**). Si le mauvais sol est de faible profondeur, on peut le remplacer par une couche reconstituée de grave ciment par exemple (**Figure 2.3b**), à moins qu'une solution sur puits soit moins chère (**Figure 2.3c**).

Il est par contre parfaitement interdit, en zone sismique, de reconstituer une couche d'une épaisseur juste nécessaire pour une contrainte admissible sur le mauvais sol qui se trouve plus bas (**Figure 2.3d**). En zone sismique, le sol de fondation doit toujours avoir une qualité croissante avec la profondeur.

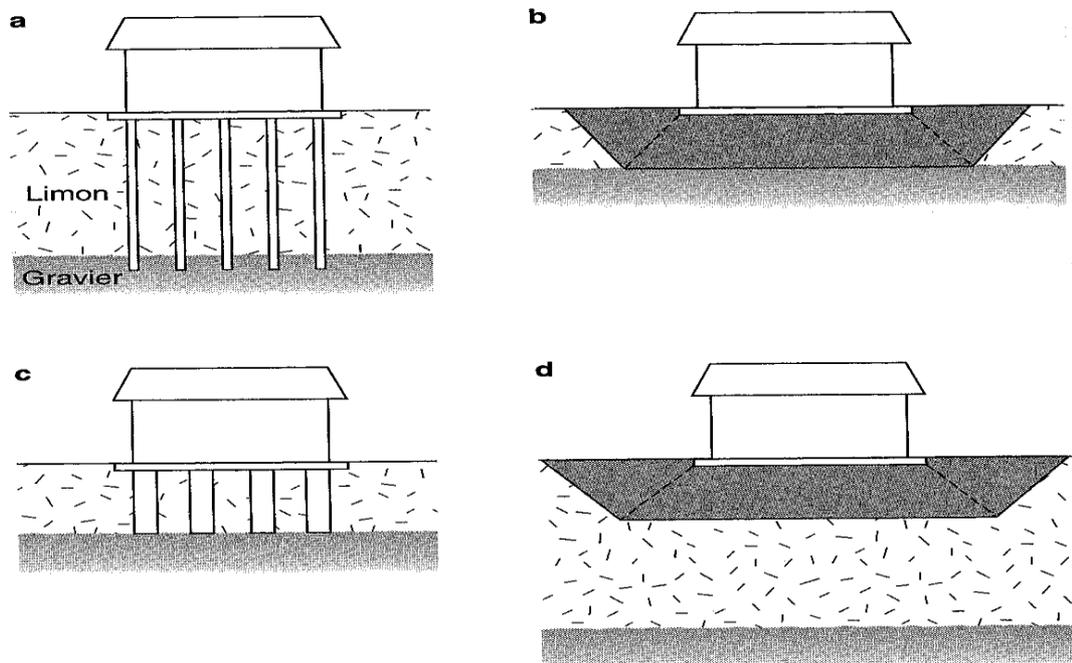


Figure 2.3 Mauvais sol, problèmes des fondations de bâtiments légers.

### 2.3 Interaction sol-structure

En ce qui concerne la conception générale du projet, il est bien évident que le choix des fondations sera largement tributaire de la structure de l'ouvrage proprement dite. Sur un sol

de qualité médiocre, on a intérêt à concevoir une structure très rigide ou, à défaut, conférer une très grande rigidité à l'infrastructure (**Figure 2.4 a**).

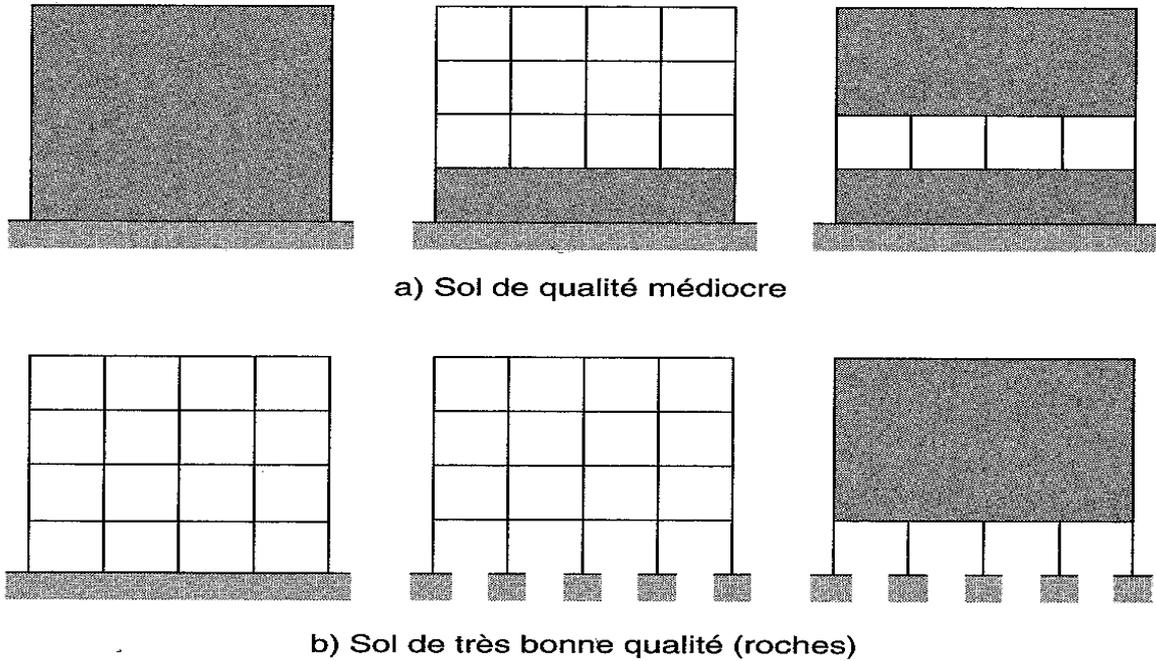
Il est par contre évident que sur un sol de très bonne qualité (roches), on peut concevoir même des semelles isolées avec une superstructure en portiques ou en voiles (**Figure 2.4b**).

Par ailleurs, s'il existe un risque de tassement, il faut faire la distinction entre les ouvrages isostatiques et hyperstatiques d'une part, entre les grands et les petits ouvrages d'autre part.

Le tassement d'un élément de fondation est évidemment fonction de la charge qui lui est appliquée, mais cette charge est elle-même fonction de la rigidité de la structure qui intervient spontanément pour reporter la charge appliquée aux éléments qui tendent à se dérober sur les éléments voisins plus stables. Considérons tout d'abord une structure particulière : hyperstatique et idéalement rigide. Quelle que soit le sol d'assise et la pression exercée, la structure ne saurait subir le moindre dommage du fait des éventuels tassements de son terrain d'assise. Certes, en fonction de la nature du sol porteur, le tassement subi par le bloc pourra varier dans de grandes proportions, mais il ne saurait donner lieu à une désorganisation interne de la structure au sens courant du terme.

Dans ce cas, l'adaptation réciproque des deux systèmes mécaniques couplés que constituent la structure et le sol se ramène à une adaptation du sol aux conditions imposées par la structure.

En pratique, ce cas est celui de beaucoup de bâtiments de grande hauteur ou de constructions industrielles avec des voiles en béton armé, qui présentent, du fait de leur monolithisme, une rigidité considérable. Elles sont donc exposées aux effets de tassements différentiels en ce qui concerne leur aplomb ; c'est ce souci et celui du tassement d'ensemble qui conditionneront la recherche du mode de fondation. Ces grandes constructions présentent le plus souvent des infrastructures continues formant un radier plus ou moins évidé dont les dimensions sont pratiquement imposées. Il est donc essentiel de s'assurer de l'homogénéité structurale du sol d'assise qui garantira l'aplomb de la construction.



**Figure 2.4 Choix de la structure en fonction du sol.**

Considérons cette fois une structure isostatique; dans ce cas encore, mais pour une raison exactement inverse de celle invoquée dans le cas précédent, la structure ne saurait être endommagée par des tassements différentiels de la surface d'appui. Ceci, parce que les déformations correspondantes de la structure n'entraîneront, à cause de la conception isostatique, aucun désordre dans ses éléments constituants. Dans ce cas, l'adaptation sol-structure se ramène donc à une adaptation de la structure aux conditions imposées par le sol, adaptation limitée par les dispositions constructives. On est dans le cas inverse du cas précédent.

Bien entendu, le cas des constructions courantes varie entre les deux cas précédents.

## 2.4 Conclusion

Pour choisir le type de fondation on a pris en considération deux principaux facteurs le sol sur lequel repose la fondation, et l'ouvrage qui transmet la charge à cette fondation

# *Chapitre 3*

## *Classification des Fondations*

### *Profondes*

### 3.1 Introduction

Lorsque les terrains superficiels sont de très mauvaise qualité (remblai, vase, tourbe, limon argileux) ou, simplement de résistance insuffisante pour garantir la stabilité de l'ouvrage, on s'efforce de trouver en profondeur la résistance nécessaire.

Lorsqu'elle est possible, la solution la plus simple consiste à asseoir l'ouvrage sur une assise profonde-résistante, par l'intermédiaire d'éléments porteurs qui vont constituer la fondation dite profonde. Selon la nature des terrains et le type d'ouvrage à fonder, comme les puits, pieux, barrettes, caissons.

Rappelons qu'il n'y a pas de séparation précise entre les fondations dites profondes et les fondations dites superficielle.

### 3.2 Classification des fondations profondes selon D/B

Ce critère a longtemps servi à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes. Cette distinction artificielle et équivoque est maintenant abandonnée.

Comme critère de classification des fondations profondes, l'élanement, quoique commode, reste encore largement conventionnel.

En dehors de toute considération sur le mode d'exécution, il est toutefois certain que plus le rapport  $D/B$  est grand, plus le rôle du frottement latéral a tendance à devenir important par rapport à la portance dite «de pointe».

#### 3.2.1 Caissons

L'élanement se situe entre 1 et 5 environ. Les dimensions  $D$  et  $B$  sont de quelques mètres pour les ouvrages courants et peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres pour certains ouvrages exceptionnels. Les caissons sont des prismes creux, généralement en béton armé, descendus à leur niveau d'assise selon des techniques variées tenant compte de la nature des terrains, de la présence d'eau, etc...

Ces fondations à grande surface d'appui permettent d'asseoir des ouvrages très lourds sur des terrains de qualité limitée. Le frottement latéral n'intervient pas de façon appréciable dans la force portante de ces ouvrages massifs et le plus souvent, il n'est pas pris en compte dans le calcul. C'est ce qui explique qu'on peut considérer ces fondations comme des «fondations superficielles assises en profondeur». Le frottement latéral des terrains représente toujours une gêne pour leur mise en place. C'est ainsi que, pour que le fonçage soit possible, on doit souvent alourdir le caisson. En effet à partir d'une certaine profondeur, le frottement latéral du terrain sur la paroi devient supérieur au poids propre du caisson. On s'efforce aussi de réduire ce frottement

en lissant au mieux la paroi externe et en la recouvrant d'enduits favorisant son glissement contre le terrain ceci explique notamment pourquoi le frottement latéral n'est pas pris en compte dans le calcul de la force portante.

- Les caissons sont fréquemment utilisés dans les travaux en rivière (piles de ponts, de quais), ou à la mer (murs de quais) et, plus généralement, pour la fondation de machines ou d'ouvrages très lourds.

### 3.2.2 Barrettes

Elles représentent une combinaison de fondations rectangulaires de côtés B et L, réalisées mécaniquement selon la technique de la paroi moulée. Si on compare la longueur D de la barrette se situe entre 5 et 20 les barrettes permettent de fonder des ouvrages très lourds à des profondeurs importantes.

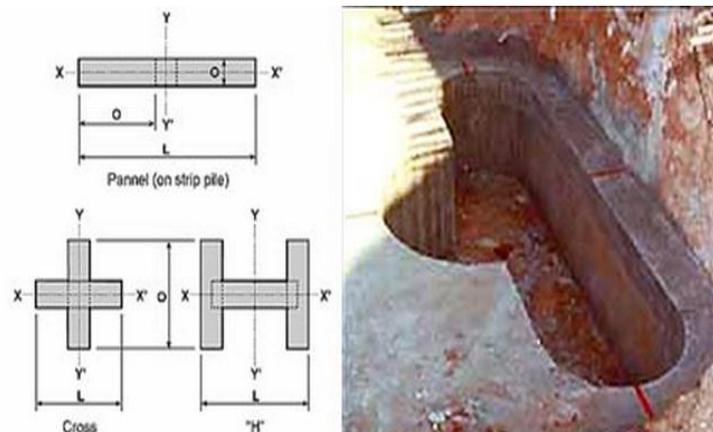


Figure 3.1 Fondations des barrettes en forme de T

### 3.2.3 Puits et pieux

Hormis le mode d'exécution, il n'y a pas de différence essentielle entre ces deux catégories qui représentent les fondations profondes par excellence.

L'élanement peut varier, avec beaucoup de souplesse selon les types et les besoins du projet, entre 10 et 50. Toutefois, en raison de leur exécution manuelle, les puits ont un élanement nécessairement plus limité que les pieux.

La limite d'élanement des pieux est très élevée puisqu'elle correspond théoriquement à la limite de profondeur des engins de forage rotatif.

On réalise depuis longtemps des puits carrés, rectangulaires ou circulaires de grandes sections. Les pieux en béton armé forés mécaniquement atteignent également maintenant de grandes sections circulaires, et permettent d'atteindre une capacité portante de plus de 1000t par pieu.

Comme de plus, il est possible de grouper plusieurs pieux pour former un appui, les pieux représentent une solution profonde de grande capacité portante, de grande souplesse d'utilisation et les prix avantageux à la tonne portée.

Il en résulte que c'est actuellement, de loin le mode de fondation profonde le plus employé. Dans la très grande majorité des cas, les pieux sont verticaux. Toutefois, lorsque des efforts horizontaux (réels ou potentiels) sont à reprendre, dans certains cas, pourront travailler à l'arrachement

On peut dire qu'il existe pratiquement toujours, dans les cas les plus difficiles, une « solution sur pieux ». Toute la question consiste à choisir parmi les nombreux types de pieux disponibles sur le marché, celui qui est le mieux adapté au projet et au site.

### **3.3 Classification des fondations profondes selon les conditions de mise en œuvre.**

#### **3.3.1 Mise en œuvre manuelle des puits**

Un puits est creusé à la main lorsqu'il a un diamètre supérieur à 1,20m ou un côté supérieur à 1,30m.

En général, il est de faible profondeur et est pratiquement toujours blindé.

Des puits de section variable (ronde, carrée, rectangulaire etc...) peuvent être creusés à la benne preneuse avec l'utilisation de la boue, ou soutenus par un tubage.

Le creusement à la main est souvent nécessaire lorsque le chantier ne permet pas l'accès des machines de forage; c'est le cas par exemple d'une reprise en sous-œuvre dans un sous-sol.

Par ailleurs dans le cas des carrières souterraines, il est interdit parfois d'opter pour les pieux dont l'exécution risque de faire effondrer les galeries.

Parfois, les immeubles voisins vétustes exigent un renforcement des fondations où seuls les puits creusés à la main risquent de moins perturber.

L'exécution proprement dite ne pose pas de problèmes spéciaux en effet, les outils de creusement sont classiques pelles, pioches, etc...

La traversée des couches résistantes et de faible épaisseur nécessite l'utilisation des marteaux piqueurs; tout l'art consiste à effectuer un blindage correct pour la traversée des couches de

mauvaise qualité. En général, ce blindage est assuré par des planches de bois de 2,00m de longueur et de 27mm l'épaisseur disposées côte à côte et verticalement.

Dans certains cas, le sol de qualité très médiocre ne permet pas, même pour un instant très court, le creusement sans étais. On a alors recours à la méthode dite de « coulantage », qui consiste à battre les voliges dont l'extrémité est taillée en pointe.

Le creusement se pratique après avoir mis en place le coffrage et les cerces ne sont placées que lorsque le coffrage est suffisamment dégagé.

Le calcul théorique de la portance des puits est basé sur les formules applicables aux fondations superficielles.

En général, on n'enlève pas le blindage lorsque le terrain est de mauvaise qualité. Certains organismes exigent qu'un puits soit déboisé avant bétonnage en raison du pourrissement du bois dans le temps, ce qui crée un vide entre le puits et le terrain.

Il ne faut jamais creuser manuellement dans un sol perméable baigné par une nappe, à moins qu'un pompage préalable et permanent ne soit assuré, à l'extérieur du puits.

Un rabattement dans un site urbain peut provoquer des tassements instantanés désastreux pour le Quartier. Dans les mêmes conditions, le creusement d'un puits par des moyens mécaniques sans blindage est également à proscrire car la paroi peut s'ébouler lors du bétonnage.

### **3.3.2 Mise en œuvre par havage**

#### **3.3.2.1 Les caissons**

C'est la méthode de fonçage la plus classique pour les ouvrages lourds qui sont les caissons. Le havage consiste à faire descendre, sous l'effet de son poids, le caisson sans fond préfabriqué, au fur et à mesure qu'on extrait de l'intérieur le terrain d'assise.

En présence d'eau on travaille souvent à l'air comprimé. La partie supérieure du caisson est alors fermée, et on maintient à l'intérieur du caisson, une pression d'air qui refoule l'eau et permet le terrassement à sec.

En terrain aquifère, on réalise aussi des caissons à l'intérieur d'une enceinte de palplanches (batardeau) étanche, et dans laquelle on pratique le rabattement de la nappe pour travailler à sec.

Le havage utilise à la fois le travail manuel, et celui d'engins mécaniques.

### **3.3.3 Mise en œuvre mécanisée**

#### **3.3.3.1 Les parois-caissons**

Ce sont des enceintes fermées réalisées selon la technique de la paroi moulée; creusement mécanique en présence d'une boue, mise en place d'une cage d'armature, substitution de la boue

par le béton. Il faut noter que cette technique est très voisine de celle utilisée pour la réalisation des pieux forés à la boue et moulés en place.

Le fond du caisson peut être, selon les besoins et les sites géologiques, réalisé par injection d'une certaine assise, ou sous forme d'un radier construit après terrassement des terrains situés à l'intérieur de l'enceinte.

Cette technique tend, depuis quelques années, à supplanter le havage par sa facilité et sa sécurité de mise en œuvre. Elle permet en outre de réaliser des caissons de dimensions et de formes quelconques.

### **3.3.3.2 Les barrettes**

Elles sont également réalisées selon la technique de la paroi moulée. Une barrette est donc constituée d'un « plot » de paroi moulée ou de plusieurs.

La technique de réalisation entièrement mécanisée, peut être mise en œuvre dans pratiquement tous les terrains, aquifères ou non, à l'exception de quelques terrains bouillant, fluant ou en mouvement pour les barrettes rectangulaire, cette technique laisse une très grande liberté de choix quant aux dimensions  $B*L*D$ .

En ce qui concerne la profondeur  $D$ , les engins actuel permettent si besoin de dépasser 70 m quant à la largeur  $B$  elle est en générale, celle des godets des engins de terrassement (0.50m à 0.80m), mais elle peut atteindre 1m 50 et plus, par plusieurs passes.

Enfin, il est possible d'associer plusieurs barrettes rectangulaires (croix, H, U etc...), c'est dire l'énorme possibilité offerte par cette technique qui permet de fonder des ouvrages très lourds à grande profondeur (actuellement jusqu'à 10000t par point d'appui).

Compte-tenu de leur forme, les barrettes permettent en outre de prendre en charge d'importants efforts horizontaux, par exemple l'action du vent sur les tours.

Les barrettes sont très utilisées pour la fondation des immeubles de grande hauteur, des réacteurs nucléaires, des ponts. C'est par barrettes qu'a été fondé, en 1963, le premier réacteur nucléaire français de St-Laurent-des-Eaux. Egalement la Tourmente Parnasse à Paris, de 60 étages, haute de 210m, et pesant environ 115000t. Elle est fondée dans la craie, par des barrettes de grandes dimension (jusqu'à 5m\*1.50m) et de 62m de longueur.

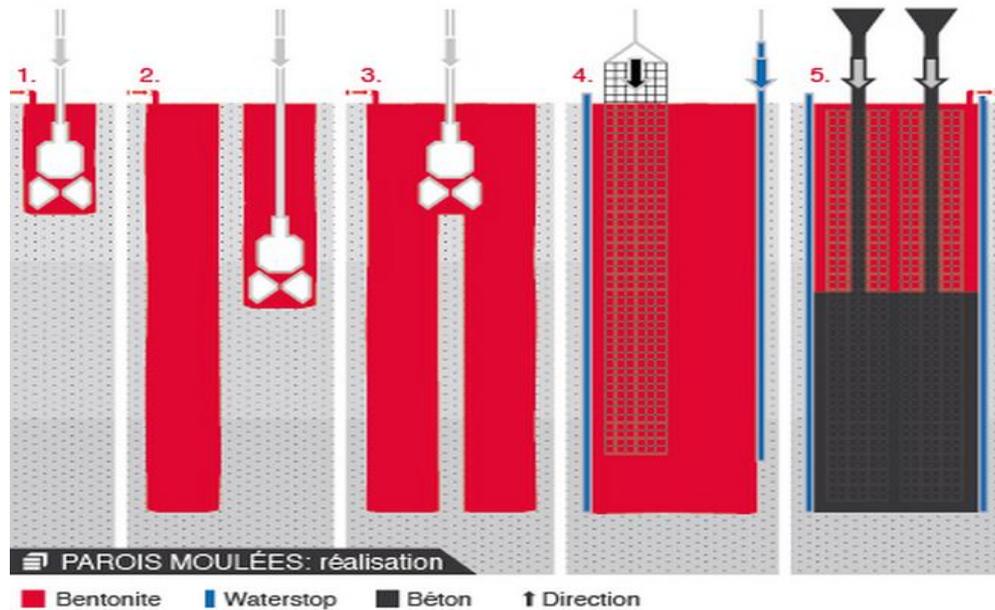


Figure 3.2 Les barrettes selon la technique de la paroi moulée

### 3.3.3.3 Les pieux

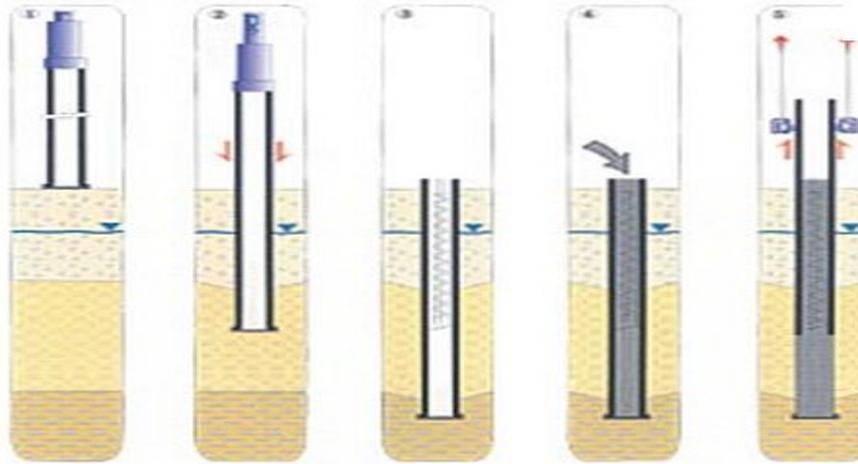
Aujourd'hui, les moyens pour installer des pieux se sont développés pour combler de nouveaux besoins. On peut distinguer six techniques :

- Les pieux battus
- Les pieux excavés
- Les pieux forés
- Les pieux vibrés
- Les pieux vissés
- Les pieux enfoncés hydrauliquement

Les deux plus anciennes techniques sont celles des pieux battus et des pieux excavés.

#### a) Pieux battus

Le principe des pieux battus est celui du marteau et du clou. Le marteau frappe le clou pour l'enfoncer. Quand le clou est presque perdu dans le sol, on rajoute un autre clou au dessus. Le marteau frappe sur le nouveau clou et celui-ci cogne sur l'ancien clou. On rajoute des clous un par-dessus l'autre jusqu'au moment où il n'y a plus d'enfoncement. Le pieu atteint ce qu'on appelle « le refus ». Il refuse de s'enfoncer plus profondément.



**Figure 3.3 Pieux à tubes battus moulés dans le sol**

#### **b) Pieux excavés**

Pour les pieux excavés, le principe est d'enlever la terre, installer le pieu, et ensuite remettre la terre autour. Ce pieu n'a pas atteint le refus donc il ne devrait pas être utilisé pour supporter des charges importantes. (Souvent, ces pieux servent à l'installation d'un poteau ou le pieu lui-même est un « sonotube » rempli de béton armé.)

#### **c) Pieux forés**

Les pieux forés sont légèrement différents du principe des pieux excavés. C'est-à-dire, on enlève la terre et/ou le roc juste assez pour y insérer un pieu tubulaire d'acier sans toutefois remettre la terre autour. On peut remplir les espaces vides avec du béton et ainsi sceller le puits de forage. Les techniques de forage sont basées sur l'exploitation des ressources naturelles. Ces techniques demandent du temps, des machines puissantes et de la main-d'œuvre qualifiée. Si le pieu est foré dans le roc, il a l'avantage d'avoir un ancrage exceptionnel s'il est accompagné de béton. Ces pieux sont idéaux pour l'utilisation de pieu en traction, c'est-à-dire que l'on peut tirer sur le pieu sans qu'il arrache. Par contre, étant donné que les puits de forage sont petits, il n'est pas possible d'y insérer toutes les grosseurs de pieux. Donc, ils sont limités en capacité de supporter des charges importantes.

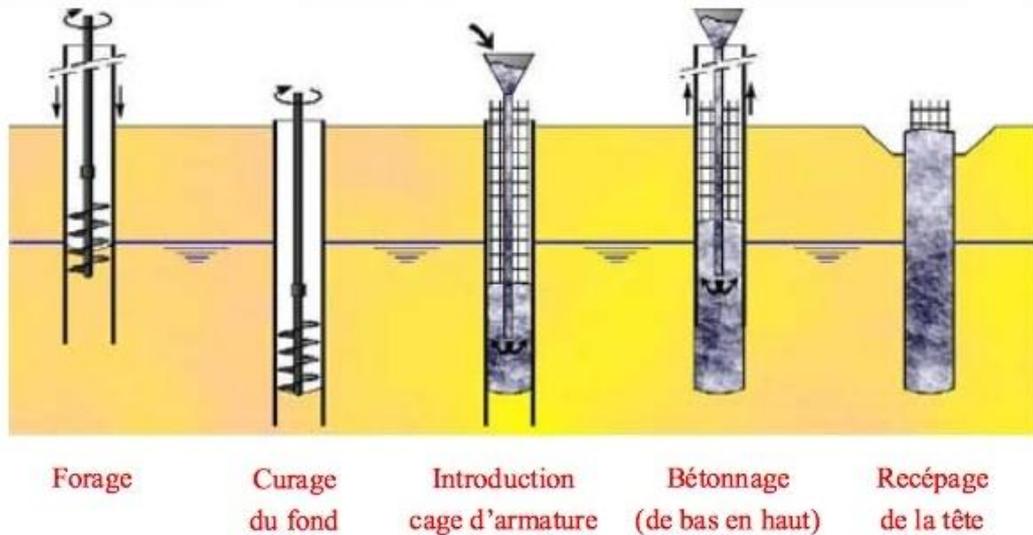


Figure 3.4 Pieux forés

**d) Pieux vibrés**

Les pieux vibrés utilisent une tête de fonçage qui fait vibrer le pieu. Ces pieux doivent être en acier pour transmettre la vibration. La vibration fait dissiper la terre à la pointe du pieu. Cette technique s'applique bien quand le sol est mou (ex. sol marécageux). Dès que le pieu atteint un sol plus dense, il va atteindre un refus prématuré. Ce type de pieu fonctionne bien s'il est ancré par friction. C'est-à-dire, qu'en laissant dormir le pieu pendant au moins sept jours, le sol va se recoller sur les parois extérieures du pieu. Il devient apte à recevoir un essai de chargement afin de vérifier l'adhérence du sol sur les parois latérales du pieu. Ceci dit, ce n'est pas tous les types de sol qui permettent une adhérence. Par exemple, un pieu enfoncé dans du sable n'aura jamais d'adhérence respectable sur les parois extérieures du pieu.

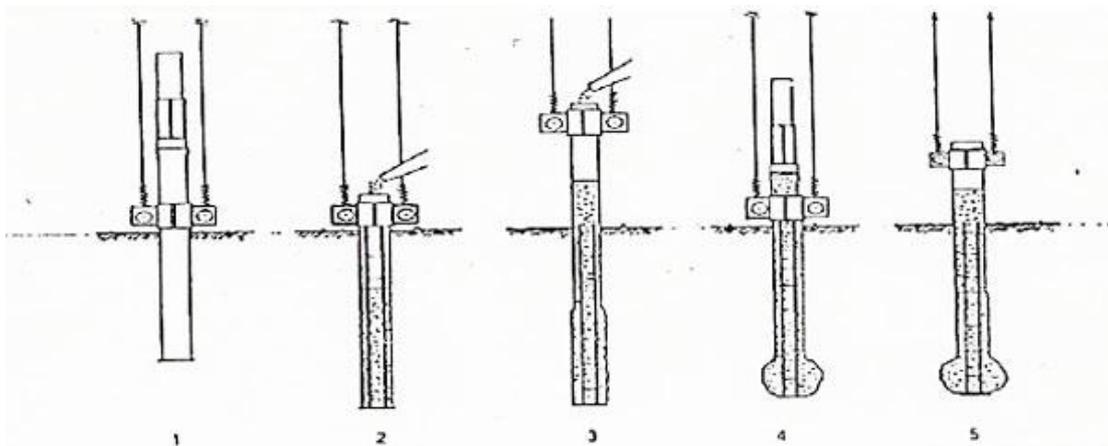


Figure 3.5 pieux vibrés avec base surélargie en béton

### e) Pieux vissés

La technique des pieux vissés est récente. La pointe du pieu est en forme d'hélice. La pointe se visse dans le sol un peu comme le principe d'une tarière. Une tarière sert à faire des trous dans la terre. Sa visse fait remonter la terre qui se jette autour du trou. Par contre, si la tarière rencontre de grosses roches ou un sol dense, elle ne fait plus ressortir la terre. Le pieu vissé, lui aussi, a une limite d'enfoncement. Il n'atteint jamais une profondeur dans le sol qui puisse garantir un refus solide pour soutenir de grandes charges.

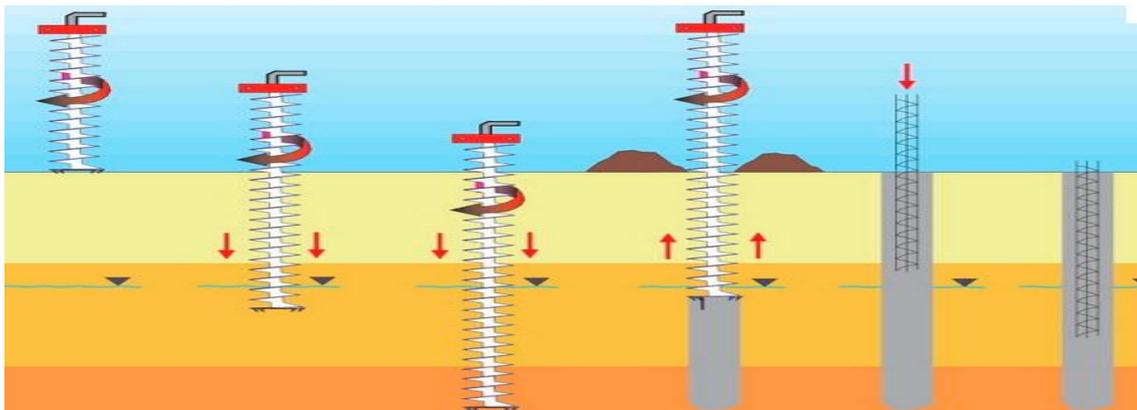


Figure 3.6 Pieu a section vissés

### f) Pieux enfoncés hydrauliquement

Les pieux enfoncés hydrauliquement ont besoin d'une charge fixe pour être enfoncés. Ils sont idéaux pour corriger l'affaissement d'un bâtiment, car ils utilisent le poids du bâtiment existant. C'est la seule technique qui se fait sans bruit et sans vibration. Elle utilise l'immense force de vérins hydrauliques combinés avec une mâchoire qui s'agrippe au pieu pour l'enfoncement et qui le relâche quand les vérins reprennent leurs positions de départ. Cette méthode est assez récente puisque le brevet a été déposé par Héneault et Gosselin en 1990 et elle a été acceptée en 1996. Cette technique a aussi l'avantage de ne pas prendre beaucoup de place, car la pompe qui pousse l'huile dans les boyaux demeure dans le camion. De cette façon, il est possible d'enfoncer les pieux à l'intérieur d'un bâtiment autant qu'à l'extérieur.

### 3.4 Classification selon le mode de travail

#### 3.4.1 Les caissons

Ils reportent intégralement la charge qui leur est appliquée sur leur terrain d'assise, le frottement latéral à l'exception de certaine paroi caisson joue un rôle faible voire nul. La portance d'un caisson est donc définie et calculée comme celle d'une fondation superficielle dotée d'un terme de profondeur renforcé, il conviendra de tenir compte du poids du caisson par comparaison avec celui du terrain extrait qu'il remplace.

#### 3.4.2 Les puits

Ils travaillent comme les caissons leur frottement latéral devra être apprécié avec soin puisque il est conditionné par le mode d'excusions et notamment par le blindage mis en place lors du creusement.

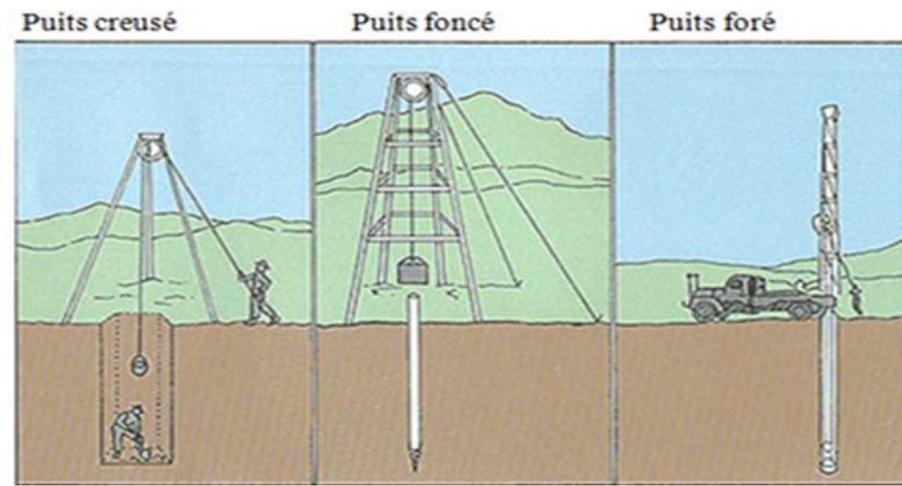


Figure 3.7 Mise en œuvre des puits

#### 3.4.3 Les barrettes

Elles travaillent dans la majorité des cas comme des pieux forés moulés dans le sol lesquels sont examinés ci-après.

#### 3.4.4 Les pieux

Compte tenu de l'élancement, la portance d'un pieu est conditionnée par:

- Par la résistance du terrain sous la base ;
- Par le frottement latéral exercé par les terrains ambiants sur la paroi du pieu, le frottement qui n'intervient d'ailleurs pas automatiquement, nous le verrons dans un sens favorable à la stabilité. Selon l'importance relative de ces deux termes, on peut distinguer trois catégories.

### 3.4.4.1 Les pieux travaillant uniquement en pointe

Les charges apportées par la superstructure sont dans ce cas intégralement reportées sur un terrain d'assise supposé suffisamment résistant situé à une certaine profondeur connue, il s'agit en quelque sorte dans ce cas de poteaux porteurs enterrés qui véhiculent les charges apportées par l'ouvrage au travers de formations superficielles de mauvaise qualité.

Le calcul de la portance est alors aisé. On démontre que le problème du flambement des pieux ne se pose pas, même dans des terrains de faible consistance, tant que leur élancement reste inférieur à 50. La vérification de la stabilité au flambement doit être faite lorsque l'élancement dépasse 50. Il est toutefois également recommandé de l'effectuer pour des élancements inférieurs à 50 lorsque le terrain ambiant est constitué d'une vase molle n'offrant aucune résistance à la flexion du pieu.

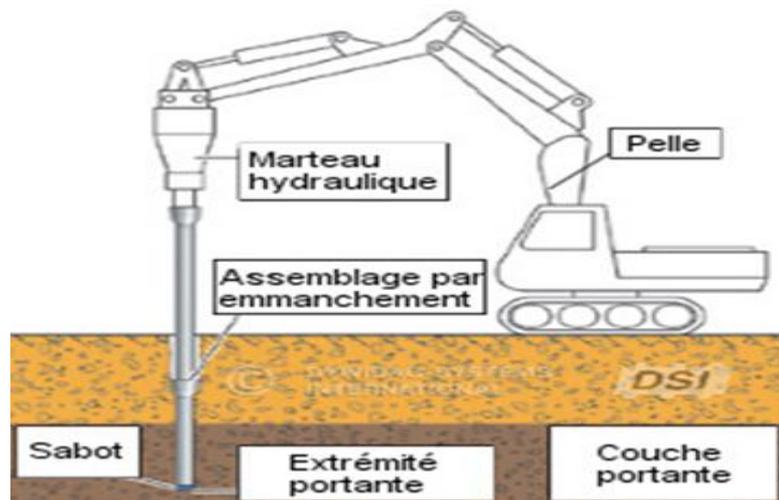


Figure 3.8 Pieu battu non – enrobé (travaillant essentiellement en pointe)

### 3.4.4.2 Les pieux flottants

On devrait plutôt dire pieux flottants. A l'opposé des précédents, ne doivent leur portance qu'à l'action du frottement latéral des terrains ambiants sur leur fût: argile plastique, sable peu compact, limons ou alternances de ces diverses formations médiocres. On adopte cette solution lorsqu'il n'existe pas de couche résistante à une profondeur raisonnable, et donc qu'il est impossible d'envisager la solution décrite ci-dessus.

La sécurité de tels pieux tient essentiellement à une bonne définition du frottement latéral réel à atteindre des formations traversées. La longueur de pieu à adopter on dit la fiche est directement déduite de cette définition.

**3.4.4.3 Cas particulier: les pieux de compactage**

Il s'agit de pieux mis en place par battage ou vibrofonçage dans des sables de compacité insuffisante. Les vibrations du au battage contribuent à compacter le sable sur environ de diamètres à la périphérie du pieu le volume ainsi récupéré sur les vides intergranulaires étant simultanément comblé par le pieu enfoncé. Ainsi, si pieux sont assez rapproché (entraxe de 2 à 3 diamètres), le terrain d'assise emprisonné dans le périmètre du groupe de pieux a une compacité final supérieure à sa compacité naturelle.

Il en résulte une augmentation de son angle de frottement interne et corrélativement du frottement latéral et de la résistance de pointe des pieux.



Figure 3.9 Pieux enfoncés

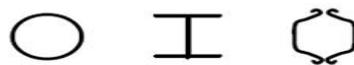
**3.5 Classification selon les matériaux constitutifs**

Les matériaux utilisés sont: le bois, l'acier, et le béton (armé ou non, et éventuellement précontraint).

En bois



En acier



En béton armé ou précontraint



Figure 3.10 Les différents matériaux constitutifs

### 3.5.1 Pieux en bois

Les pieux en bois ont été très utilisés dans le passé. Ils le sont encore dans certaines régions (Canada, Scandinavie, Sibérie, Afrique, Brésil) où le bois est abondant et de bon marché. Leur principal inconvénient réside dans le danger de pourrissement du matériau lorsque la partie supérieure du pieu peut être alternativement immergée et émergée: jeu des marées, oscillation de niveau des nappes, etc. ...

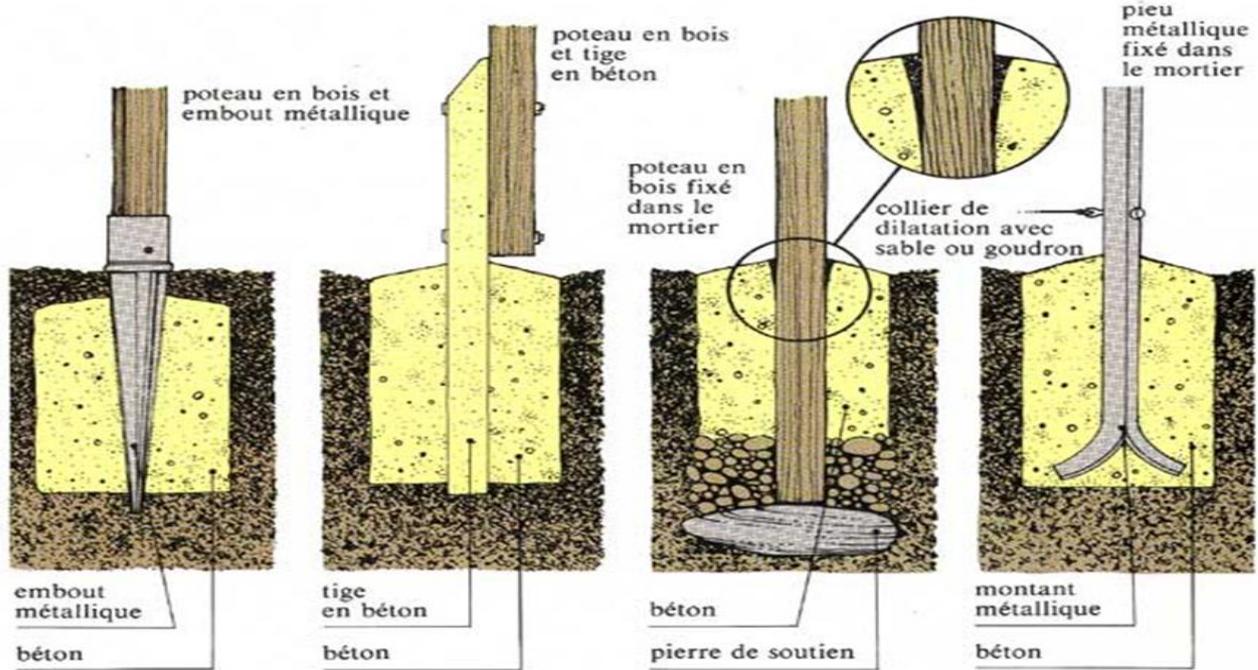


Figure 3.11 Les pieux en bois

### 3.5.2 Pieux en acier

L'acier est utilisé pour la fabrication des pieux, ainsi que des palplanches qui, associées, peuvent constituer des pieux métalliques creux.

Les pieux métalliques, très utilisés aux Etats-Unis, se présentent sous forme de profilés H, de palplanches associées à de tubes, ces deux dernières catégories pouvant être remplies de béton. Leur principal inconvénient : la rouille dans la partie supérieure qui peut se trouver alternativement immergée et émergée. On réduit cet inconvénient par des revêtements anti-rouille par des protections cathodiques. Les pieux métalliques offrent l'avantage, dans les pays où l'acier est d'un prix acceptable, d'être d'un maniement commode, et surtout, pouvoir atteindre de grandes longueurs par soudage d'éléments successifs.

Les pieux métalliques, pour cette raison, apparaissent de plus en plus souvent sur le marché européen.

Pieux métalliques enrobés. Le pieu est muni d'un sabot légèrement débordant. Après mise en place par battage, le vide périphérique est rempli d'un mortier qui enrobe l'âme métallique et la protège contre la corrosion.

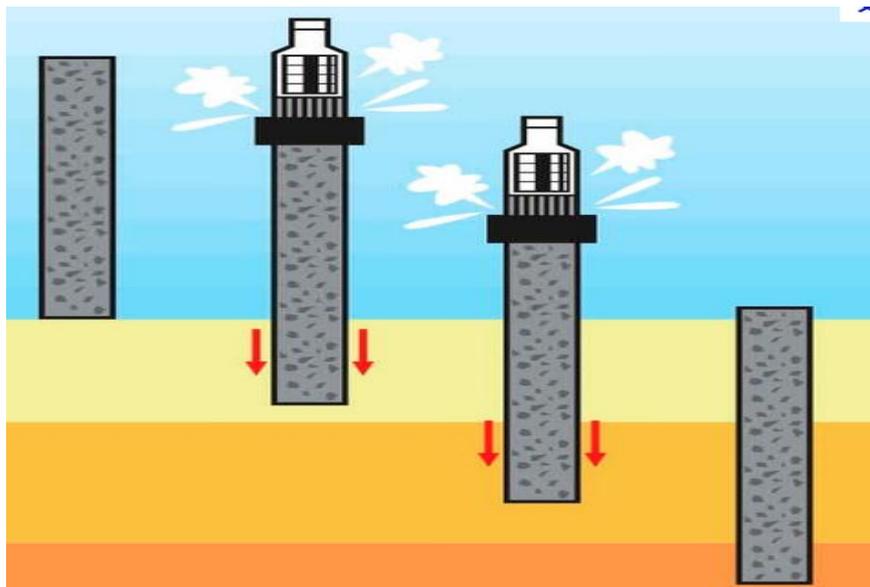
### 3.5.3 Pieux en béton

Les pieux en béton, armé ou non, sont de très loin les plus utilisés dans le monde, sous de multiples formes. Dans la grande majorité des cas, un pieu, sous l'effet de la charge apportée par l'ouvrage, ne travaille qu'en compression. Le béton est donc parfaitement adapté à cette fonction fondamentale. Les pieux en béton devront toutefois être armés dans les cas suivants:

- Pieux façonnés à l'avance et mis en place par battage. La manutention soumet le pieu à des efforts de flexion qui doivent être pris en charge par un ferrailage approprié.

Les sections des pieux pré-façonnés sont nécessairement limitées par le poids et la difficulté de manutention, les diamètres classiques se situent entre 20 et 50 centimètres, ce qui limite fortement la force portante unitaire qu'ils peuvent fournir. Armés et creux, ils peuvent atteindre, grâce à la réduction de poids, des longueurs de 40 à 50 mètres.

- Pieux soumis dans le sol à des efforts horizontaux; les moments fléchissants qui en résultent imposent nécessairement le ferrailage. De tels efforts naissent par exemple d'un fluage latéral dans certaines couches plastiques, sous l'effet de surcharges en surface (remblais, stockage)



**Figure 3.12 : Pieux battu**

- Pieux susceptibles, à certains moments, de travailler à l'arrachement l'effort de traction impose alors nécessairement des armatures longitudinales.

### 3.5.4 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées ne sont pas proprement dites des pieux. Elles sont réalisées par fonçage dans le terrain d'un mandrin vibrant, et introduction simultanée d'un gravier d'apport.

Le résultat est en principe représenté par la mise en place de colonnes de graviers noyées dans le terrain préexistant, lequel se trouve, en principe, compacté au voisinage des colonnes. Une fois mises en place, les colonnes de graviers peuvent être injectées de ciment.

#### 3.5.4.1 Technique de réalisation des colonnes ballastées

##### a) Par voie humide

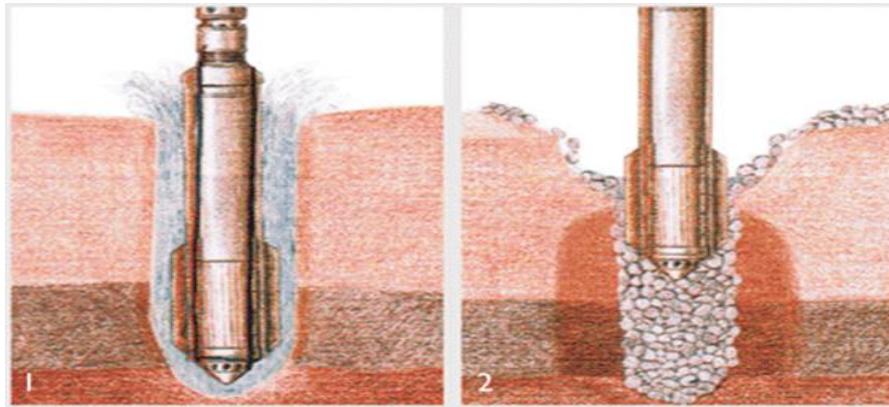


Figure 3.13 Colonne ballasté par voie humide

- 1- Pénétration jusqu'à la profondeur requise, création par lançage d'un espace annulaire autour de l'aiguille vibrante.
- 2- Mise en œuvre du ballaste depuis la surface et refoulement latéral du sol autour de la colonne.

##### b) Par voie sèche.

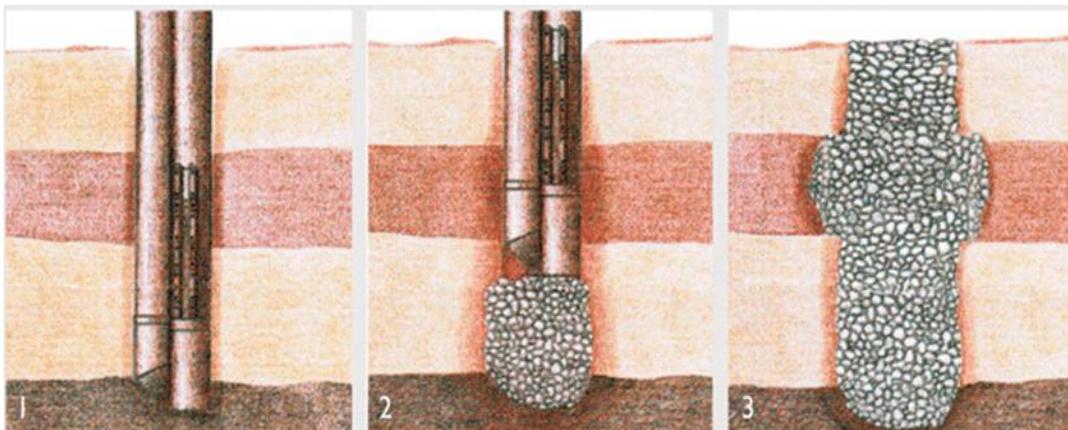


Figure 3.14 Colonne ballasté par voie sèche

- 1- Le vibreur descend jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'effet des vibrations et du l'lançage d'air.
- 2- La colonne est construite par apport de ballast via le tube latéral longeant le vibreur
- 3- Le diamètre des colonnes varie selon la résistance du sol. Finition par nivellement et compactage de surface.

Il s'agit d'un procédé séduisant, mais semble-t-il encore insuffisamment maîtrisé au plan de l'exécution, comme en témoignent les accidents qui ont été enregistrés.

### **3.6 Conclusion**

Il existe plusieurs critères pour classifier les fondations profondes comme caissons, barrettes, puits ou pieux. Ces critères ne sont pas nécessairement précis, on les classe selon :

- L'encastrement relatif  $D/B$
- Les conditions de mise en œuvre (manuelle ou mécanisée)
- Mode de travail
- Matériaux constitutifs

*Chapitre 4*

*Essais*

*In Situ*

## 4.1 Introduction

Dans ce chapitre on a présenté quelque essai in situ pour l'objectif d'employer les techniques les plus appropriées pour la caractérisation du terrain, de façon que les paramètres géotechniques obtenus soient utiles et plus réel

## 4.2 L'étude géotechnique

### 4.2.1 Objectif

L'objectif d'une étude de sol d'avant projet de construction est de définir la contrainte ou la portance admissible du sol de fondation. Le résultat de l'étude du sol se traduit à l'aide d'un rapport de mission d'étude géotechnique où il est précisé la faisabilité technique du projet de construction. Le rapport indiquera clairement les caractéristiques géotechniques du sol où le projet sera réalisé.

### 4.2.2 Etude de sol

Plusieurs moyens d'investigation peuvent être employés. Seul un Ingénieur Géotechnicien confirmé saura envisager le meilleur procédé pour un résultat précis.

1- La reconnaissance visuelle. La reconnaissance visuelle peut se faire à l'aide d'un tractopelle ou d'une tarière. Cette reconnaissance permet de rechercher la nature du sous sol, l'homogénéité du terrain, et d'observer les venues d'eau.

2 - Le forage avec essais pressiométriques. L'essai **pressiométrique** permet d'obtenir une relation contrainte-déformation traduisant le comportement mécanique du sol en place. Cette technique s'emploie pour connaître la déformation du sous sol. Elle est recommandée pour les sols cohérents

3- La mesure de la résistance du sol. Cette mesure est réalisée à l'aide d'un **pénétromètre dynamique**. Les sondages de pénétration dynamique permettent de déterminer la résistance dynamique apparente des terrains traversés. Cet appareil convient parfaitement pour les sols sains et les projets de petites tailles.

4- La mesure de frottement et de calcul de tassement. En fonction de ta nature du sous sol du terrain et du projet, un **pénétromètre statique** sera employé. Les sondages de pénétration statique permettent de déterminer la résistance de pointe et le frottement latéral unitaire des terrains traversés qui conduisent au calcul de tassement

5- Les essais en laboratoire. Ils permettent de caractériser la nature et la teneur en eau des sols rencontrés et plus particulièrement de préciser leur argilosité.

Dans ce qui suit, on présente en détails les différents essais à réaliser.

### 4.3 Essai pressiometrique

#### 4.3.1 Principe de l'essai

L'essai pressiometrique Ménard consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tricellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

#### 4.3.2 Pressiomètre

L'essai pressiometrique est un essai de chargement du terrain in situ, Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort- déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture  $P_l$  en bar et du module de déformation  $E$  en bar).

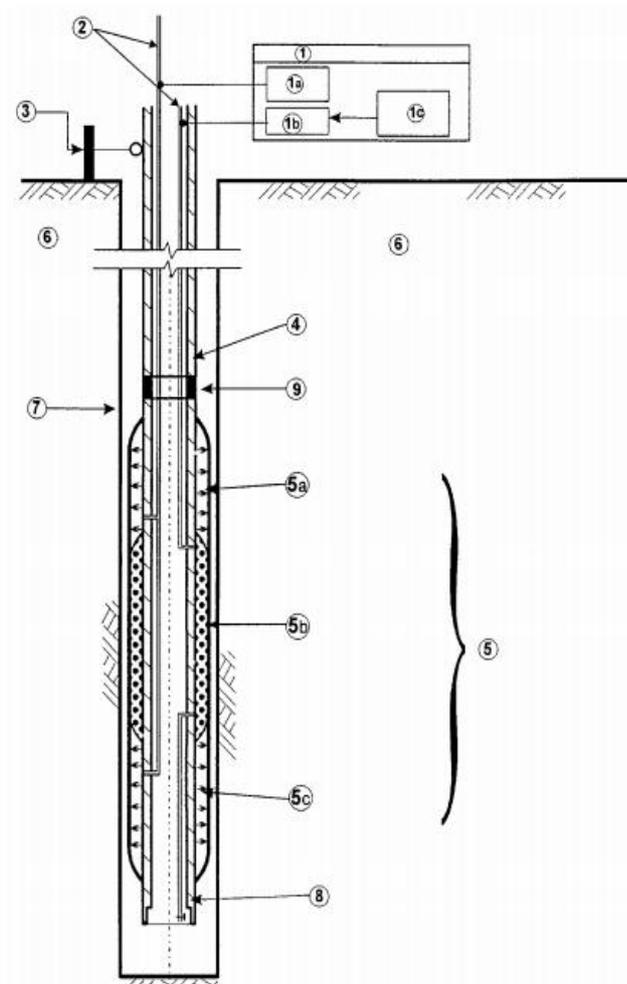


Figure 4 .1 Schéma d'un pressiomètre

**Légende**

- 1 Contrôleur pression volume CPV
- 1a Saisie, Stockage impression des données
- 1b Conditionneur indicateur
- 1c Système de mise en pression et d'injection
- 2 Tubes pour injection
- 3 Système de repérage de la profondeur
- 4 Tige de manœuvre
- 5 Sonde pressiometrique
- 5a Cellule de garde supérieure
- 5b Cellule centrale de mesure
- 5c Cellule de garde inférieure
- 6 Terrain
- 7 Forage pressiometrique
- 8 Âme métallique creusent
- 9 Raccord sondent — Tige de manœuvre

**4.3.3 Courbe pressiometrique**

Représentation graphique des valeurs du volume injecté  $V_{60}$  dans la sonde en fonction de la pression appliquée au terrain mesuré 60s après le début de chaque palier

**NOTE 1** La courbe pressiometrique brute représente les valeurs de la pression  $P$  et du volume  $V_{60}$  données sur le site par les indicateurs du **CPV** (avant corrections).

**NOTE 2** La courbe pressiometrique corrigée, donne l'évolution du volume  $V$  de la cellule centrale de la sonde en fonction de la pression  $p$

$$V = f(p)$$

Où

$p$ : désigne la pression appliquée au terrain par la paroi externe de la sonde après corrections de la charge hydraulique et de la résistance propre de la sonde, voir paragraphes

$V$ : est le volume de liquide injecté dans la sonde et mesuré à la fin du palier de pression  $p$ , après correction due à l'expansion propre de l'appareillage,

**NOTE 3** La courbe pressiometrique corrigée, est constituée par la succession de segments de droite reliant les points de coordonnées  $(P, V)$ . Au début de l'essai d'expansion, l'anneau de terrain adjacent à la cavité est serré progressivement par la sonde jusqu'à retrouver sensiblement le degré de serrage initial. La pente de la courbe pressiometrique se stabilise puis la vitesse de

déformation radiale de la sonde croît de plus en plus rapidement au fur et à mesure que la pression augmente.

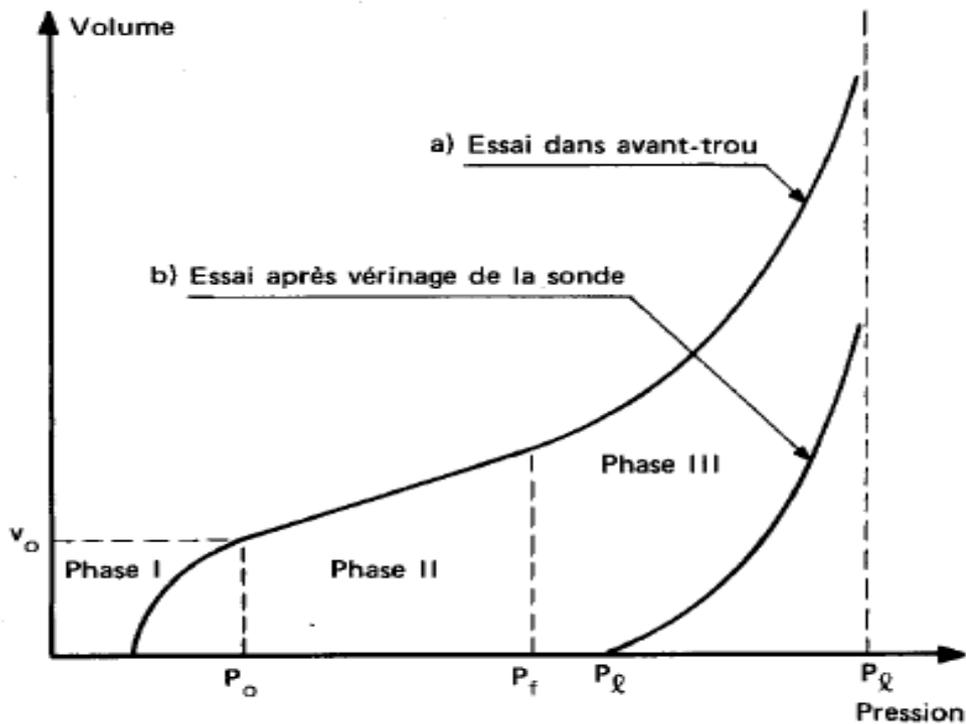


Figure 4.2 Courbe pressiometrique théorique

$P_0$  : pression initiale

$P_f$  : pression de fluage

$P_l$  : pression limite

#### La phase de recompaction ( $p \leq p_0$ )

Lorsque la pression augmente dans la sonde le terrain autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé. À la fin de cette phase, la pression atteint la valeur  $p_0$  se la pression latéral du terrain au repos ;

#### La phase « pseudo-élastique » ( $P_0 \leq P \leq P_f$ )

Dans cette phase le volume injectée dans la déformation radiale principale, varie à peu près linéairement on fonction de la pression appliquée au terme de cette phase, la pression atteint est appelée pression de fluage  $p_f$ . Cette partie de la courbe permet de déterminer le module de déformation pressiometrique  $E_M$ .

#### La phase dite « plastique » $P > P_f$

Lorsque la pression  $p$  dépasse la pression de fluage  $p_f$  il se développe autour du trou des surface de rupture. Le sol entre alors dans le domaine des déformations plastique. Il est à noter que la pression de fluage  $p_f$  peut être déterminée à partir de la courbe de fluage ou on porte la différence  $\Delta v$  entre les volumes mesurés à 1 min et à 30 seconde en fonction de la pression appliquée.

La phase des grandes déformations. Durant cette phase les déformations deviennent grande, tandis que la pression tend vers une limite appelée « pression limite  $p_l$  ».

#### 4.3.4 Caractéristiques pressiométrique

Le module pressiométrique  $E_M$  c'est un module moyenne calculer d'après la théorie de Lamé sur tout la phase pseudo-élastique partir de la relation :

$$E_M = 2(1+\nu) (V_0 + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Avec :

$V_0$  volume de la sonde de mesure au repos,

$V_m$  volume injectée dans la sonde depuis le début de l'essai jusqu'au milieu de la phase pseudo élastique,

$\nu$  : coefficient de poisson, pris par convention égal à 0.33,

$\frac{\Delta p}{\Delta V}$  C'est la pente de la partie linéaire pseudo-élastique de la courbe pressiométrique.

## 4.4 L'essai pénétromètre dynamique

### 4.4.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à battre dans le sol un pieu miniature avec un équipement Pénétromètre Léger où les caractéristiques techniques sont :

Poids du mouton : 63.5 kg,

Hauteur de chute : 50 cm,

Section de la pointe : 15.9 cm<sup>2</sup>.

La chute libre d'un mouton provoque l'enfoncement d'un train de tige, on mesure ainsi la résistance de pointe  $R_p$  des terrains traversés.

Il permet d'avoir une reconnaissance générale et préliminaire sur le terrain et aussi

L'évaluation approximative de la portance du sol.

### 4.4.2 Domaine d'application

La norme s'applique aux essais de pénétration dynamique réalisés dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm.

L'essai de pénétration dynamique est limité à une profondeur de 30 m.

#### 4.4.3 Pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit, entant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer, selon la procédure définie au chapitre 6, l'enfoncement d'une pointe soumise, par l'intermédiaire d'un train de tiges, à une énergie de battage.

L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres :

- la succession de différentes couches de terrain,
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies
- la position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

Cet essai peut servir :

- à orienter le choix des fondations,
- à évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes lorsque l'on dispose d'informations complémentaires.

Dans le cas de pénétromètre dynamiques équipés d'une pointe conique. L'essai consiste à déterminer une résistance dynamique unitaire du sol  $q_d$  celle-ci est obtenue conventionnellement par la formule de battage des hollandais

$$q_d = \frac{M}{e(M + M')} \cdot \frac{MgH}{A}$$

**Avec**

**A** : section droite de la pointe,

**e** : pénétration moyenne par coup,

**g** : accélération de la pesanteur,

**H** : hauteur de chute,

**M** : masse du mouton (masse frappante),

**M'** : sommes des masses du train des tiges de l'enclume et de la tige- guide masse frappée.

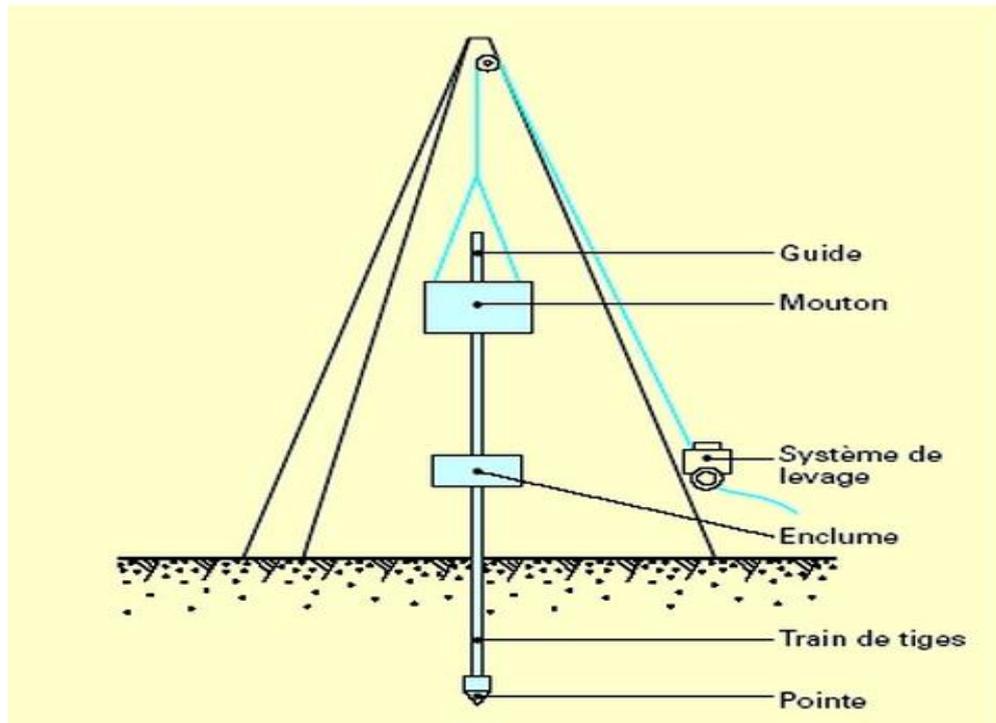


Figure 4.3 Pénétromètre dynamique

## 4.5 L'essai Pénétromètre statique

### 4.5.1 Domaine d'application

L'essai de pénétration statique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm.

### 4.5.2 Principe de l'essai

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tiges qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône.

On peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône

### 4.5.3 Pénétromètre statique

Pénétromètre statique se compose d'une structure de réaction, de tiges, d'un système de fonçage et de guidage des tiges, d'une pointe, d'un conditionneur-indicateur de mesure incluant un système de mesure de la longueur des tiges par rapport à un repère fixe et d'un dispositif de saisie et de stockage des données. Les caractéristiques de ces différents constituants sont indiquées ci-après

- Structure de réaction

- Système de fonçage
- Train de tige et système de guidage
- Une pointe

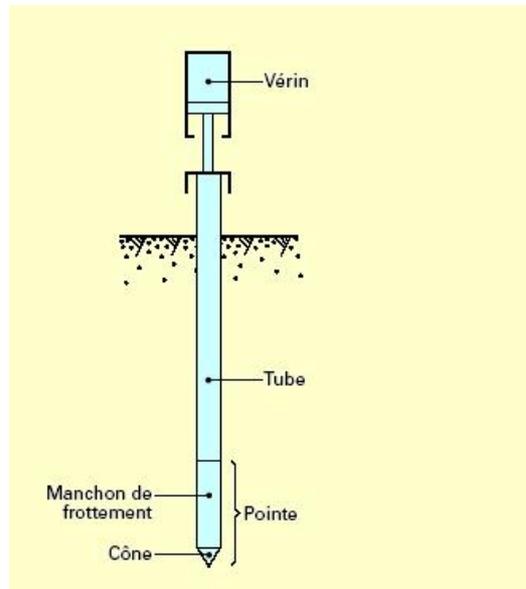


Figure 4.4 Schéma d'un pénétromètre statique

## 4.6 L'essai de pénétration carottier (SPT)

### 4.6.1 Principe de l'essai

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

### 4.6.2 Domain d application

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépassent pas 20mm.

L'essai de pénétration au carottier est limité à une profondeur de 50 m

### 4.6.3 Définition de l'essai

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai

consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

#### 4.6.4 Appareillage

L'essai de pénétration au carottier nécessite l'appareillage suivant :

- un équipement de forage et de tenue de la paroi
- un dispositif de battage,
- un train de tiges et son guidage,
- un carottier,
- un système de mesure

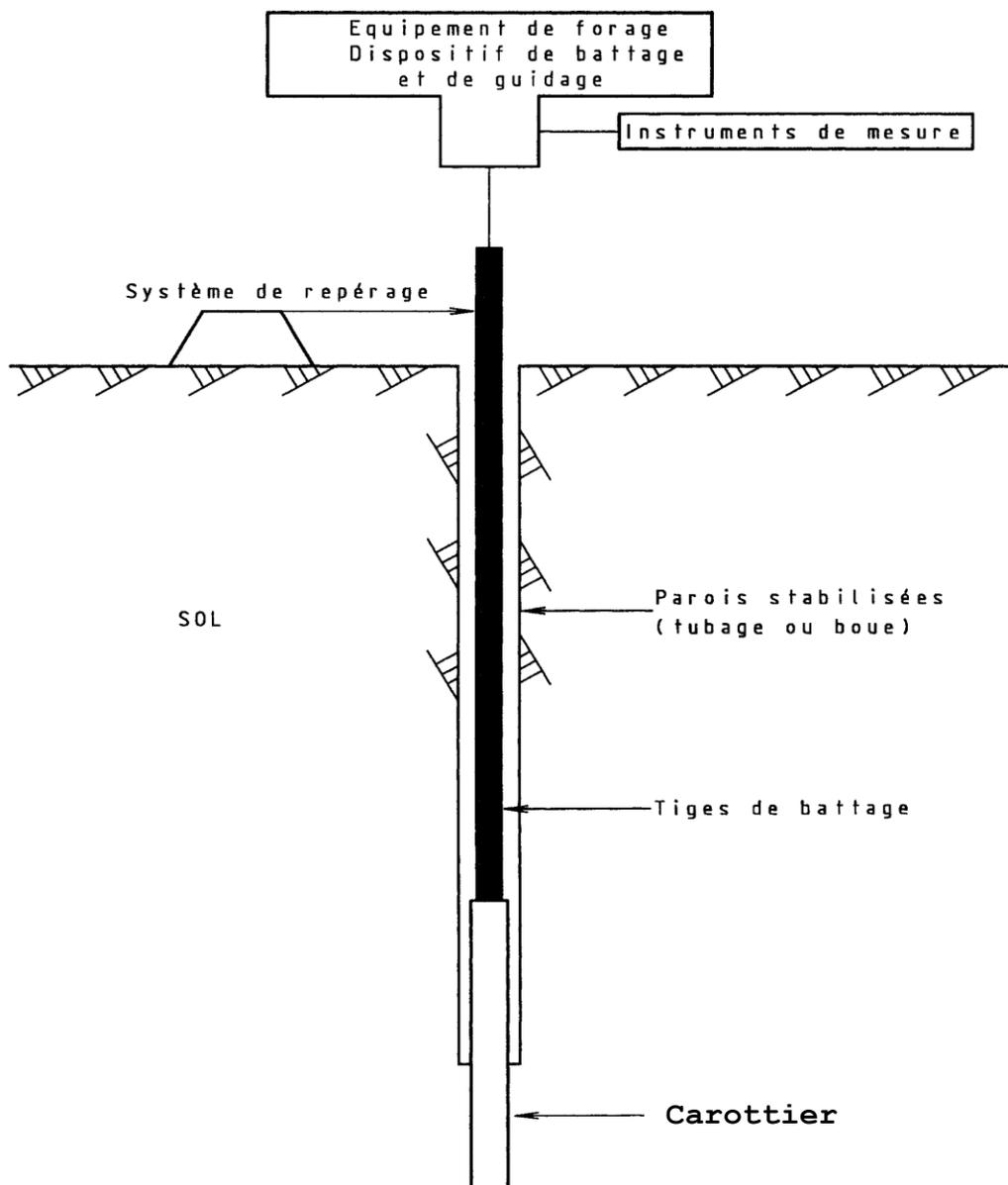


Figure 4.5 Schéma de pénétration au carottier

## **4.7 Conclusion**

Les essais in situ sont des méthodes de reconnaissance géotechnique du sol très utilisable pour définir les caractéristiques mécaniques et géotechniques du terrain étudié, les résultats des essais in situ sont employés pour calculer la capacité comme montre le chapitre suivant

*Chapitre 5*  
*Capacité Portante d'un Pieu*  
*sous Charge Axial*

## 5.1 Introduction

Dans ce chapitre, un calcul manuel de la capacité sera réalisé en utilisant la méthode pressiométrique, traditionnelle C et  $\phi$ , pénétrométrique au carottier et pénétrométrique statique. Ensuite, nous utilisons le programme de calcul **Geofond 2006** et un modèle numérique en utilisant le logiciel PLAXIS 8.2 pour comparer les résultats obtenus manuellement et avec le programme GEOFOND 2006

Le logiciel Geofond permet de calculer la capacité portante de fondation profonde par la méthode de fascicule 62 titre V ou du DTU 13.2, ainsi que le tassement par la méthode de Frank & Zhao et les frottements négatifs, en fonction du type d'essais à disposition : pressiomètre, pénétromètre statique et la méthode traditionnelle (C et  $\Phi$ ).

## 5.2 Calcul manuel de la capacité d'un pieu

### 5.2.1 Méthode pressiométrique selon DTU 13.2

#### 5.2.1.1 La charge limite d'un pieu Q

$$Q = Q_p + Q_s \quad (5.1)$$

$Q_p$  : l'effort limite mobilisable dû au terme de pointe

$Q_s$  : l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur du fût

#### 5.2.1.2 Le Calcul du terme de pointe se fait par la formule

$$Q_p = A * q_p \quad (5.2)$$

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

$q_p$  : contrainte limite

$$q_p = K (p_{1e} - p_0) + q_0 \quad (5.3)$$

Où  $q_0$  et  $p_0$  sont les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent être le plus souvent négligés

$P_{1e}$  : pression limite équivalente

$$P_{1e} = \sqrt[3]{p_{l1} * p_{l2} * p_{l3}} \quad (5.4)$$

$P_{11}$ ,  $P_{12}$  et  $P_{13}$  sont les pressions limites mesurées respectivement par le pressiomètre un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de la pointe et un mètre au-dessous

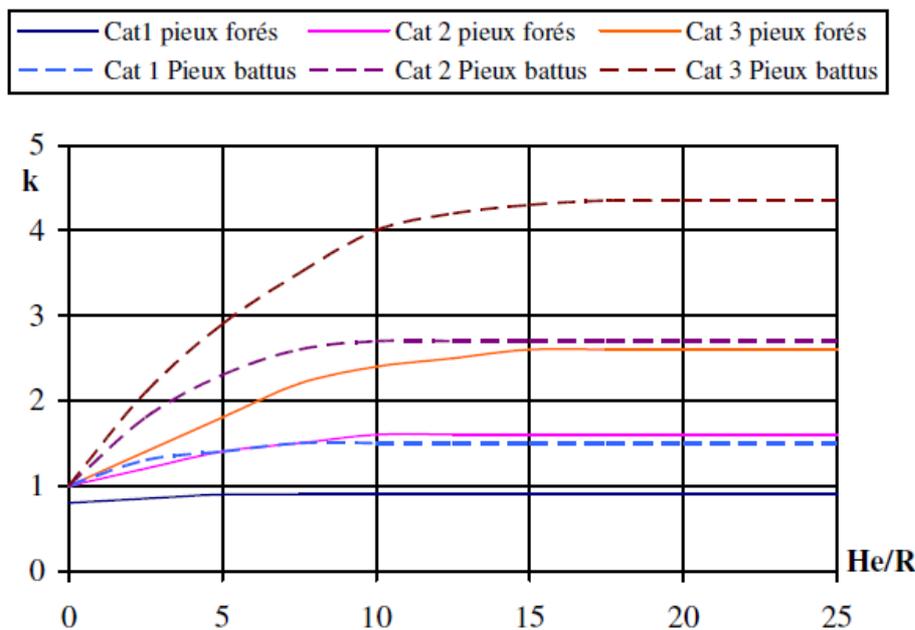
Les sols sont classés en trois catégories définies dans le tableau suivant, incluant la nature et la pression limite du sol. Pour les sols intermédiaires, il est recommandé d'interpoler.

**Tableau 5.1 Catégorie des sols selon la nature et la pression limite**

Pression limite $P_l$ (MPa)	Nature des sols	Catégorie
<0,7	Argile molle	1
<0,8	Limon et craie molle	
<0,7	Sable argileux et limoneux ou vasard lâche	
1,0 à 1,8	Sable et grave moyennement compacts	2
1,2 à 3,0	Argile et limon compacts	
1,5 à 4,0	Marne et marno-calcaire	
1,0 à 2,5	Craie Altérée	
2,5 à 4,0	Roche Altérée	
> 3,0	Craie fragmentée	
>4,5	Marne très compacte	
>2,5	Sable et gravier compacts à très compacts	3
>4,5	Roche fragmentée	

$H_e/R$  représente l'encastrement relatif de la fondation,  $H_e$  pour un sol homogène est la longueur de la fondation,  $R$  est la demi-dimension transversale.

$K$  : est le facteur de portance, celui-ci est déterminé par la courbe suivante



**Figure 5.1 Valeur de  $K$  selon la catégorie et le mode d'exécution du pieu**

5.2.1.3 Calcul de frottement latéral

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_i \tag{5.5}$$

$h_i$  : hauteur de la couche du sol considérée

$P$  : périmètre du pieu

$q_i$  : frottement latéral unitaire dans la couche du sol considérée

Le frottement latéral unitaire  $q_s$  est obtenu à partir de la pression limite par le tableau et les courbes suivants :

**Tableau 5.2 Différentes courbes selon le mode d'exécution du pieu et la pression limite**

Nature du Sol	Pression limite Pl (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D
Argile raide à très raide	>2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥D
Sable et grave compacts à très compacts	>2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥D
Craie altérée à fragmentée	>1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E	E	E	F
Marne très compacte	>4,5	E	-	-	-	-	F	>F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F	F	≥F	>F
Roche fragmentée	>4,5	F	-	-	-	-	≥F	>F

\* Les valeurs entre parenthèse correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

Frottement latéral unitaire limite

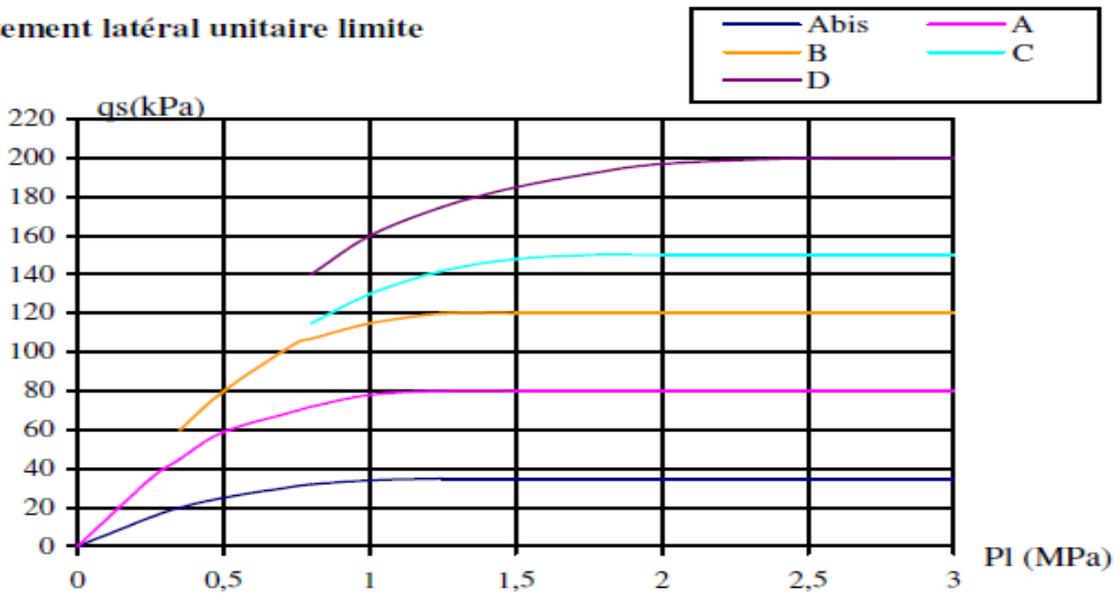


Figure 5.2 Valeur de  $q_s$  selon les courbes A bis, A, B, C, D

Frottement latéral unitaire limite

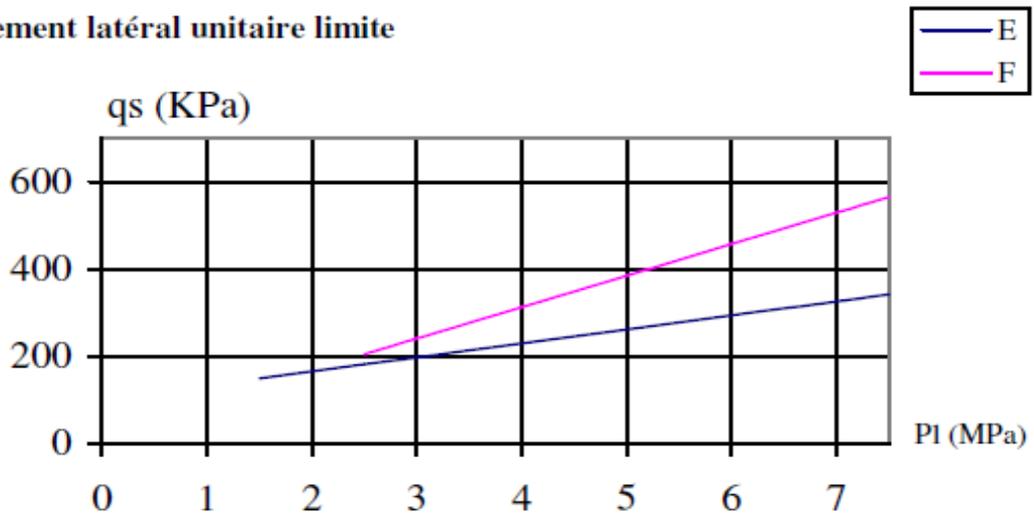


Figure 5.3 Valeur de  $q_s$  selon les courbes E et F

#### 5.2.1.4 Exemple de calcul

Soit le sondage SC05 d'un essai pressiométrique avec un pieu foré de 15 m de hauteur et 1 m de diamètre.

➤ Calcul de la charge de pointe

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$A = r^2 * \pi = 0,5^2 * 3,14 = 0,785 \text{ m}^2$  avec r : rayon en mètre

$K = 1,6$  (voir figure 5.1)

$P_{11} = 21.3$ ,  $P_{12} = 25.4$ ,  $P_{13} = 18.7$  (tableau 1, Annexe B.1)

$$P_{1e} = \sqrt[3]{21.3 * 25.4 * 18.7} = 21.6 \text{ bar}$$

$$P_{1e} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$q_p = 2.16 * 1.6 = 3.46 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 0.785 * 3.46 = 2.72 \text{ MN}$$

➤ **Calcul du frottement latéral**

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_i$$

$$P = R * \pi = 1 * 3.14 = 3.14 \text{ m Avec } R = 2 * r$$

$q_{s1} = 35$ ,  $q_{s2} = 80$ ,  $q_{s3} = 180$  (selon figure 5.2 et figure 5.3)

$$Q_s = 3.14 \sum_1^3 4 * 35 + 4 * 80 + 7 * 180, Q_s = 5400.8 \text{ KN} \quad Q_s = 5.4 \text{ MN};$$

➤ **La charge totale Q**

$$Q = Q_p + Q_s = 2.72 + 5.4 = 8.12 \text{ MN}$$

### 5.2.2 Méthode traditionnelle (C et $\Phi$ ) selon DTU 13.2

Maintenant nous utilisons la méthode de C et  $\Phi$  pour calculer la capacité portante du pieu du SC05.

#### 5.2.2.1 La charge limite d'un pieu Q

$$Q = Q_p + Q_s \quad (5.6)$$

#### 5.2.2.2 Calcul du terme de pointe

$$Q_p = A \cdot q_p \quad (5.7)$$

Lorsque l'ancrage **D** est supérieur ou égal à l'ancrage critique ( $D_c = 3B$ ), la contrainte limite de pointe  $q_{pl}$  est calculée de la manière suivante:

Pour les sols pulvérulents et sols cohérents :

$$q_p = a * N_{qmax} + \lambda * c * N_{cmax} \quad (5.8)$$

**a** = terme constant ayant les dimensions d'une pression  $a = 0.05 \text{ MPa}$ .

Pour les sols purement cohérents ( $\Phi_{uu} = 0$ )

$$q_p = 7 * \lambda * c_{uu} \quad (5.9)$$

$\lambda$  : est le coefficient de forme.

$\lambda = 1.3$  pour les pieux à section circulaire ou carrée

$\lambda = 1 + 0.3 (B/L)$  pour les barrettes et parois de forme allongé (**L** est la plus grande dimension de la section horizontale de la fondation).

**C** et **C<sub>uu</sub>** correspondent à la cohésion du sol de la couche d'ancrage.

**N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>** sont les facteurs de force portante sans dimension pour la fondation profonde, fonction de l'angle de frottement interne.

**Tableau 5.3 Valeur de facteur de force **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>** selon l'angle de frottement**

$\varphi'$ en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
<b>N<sub>qmax</sub></b>	1	1,8	3,4	6,5	13	26	57	134	355	1096
<b>N<sub>cmax</sub></b>	7	9,6	13,8	20,6	32	54	97	190	421	1095

Pour les valeurs des angles de frottement intermédiaires, nous interpolons linéairement la valeur de **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>**.

Dans le cas où **N<sub>qmax</sub>** et **N<sub>cmax</sub>** ne figurent pas dans le tableau 5.3, nous utilisons les deux équations suivantes :

$$N_{qmax} = 10^{3.04 * \tan \varphi} \quad (5.10)$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi} \quad (5.11)$$

Lorsque **D** est inférieur à **D<sub>c</sub>**, la résistance de pointe est déterminée par la formule:

$$q_p = a * \frac{D}{D_c} * N_{qmax} + \lambda * C * [N_{cmin} + \frac{D}{D_c} (N_{cmax} - N_{cmin})] \quad (5.12)$$

Avec **N<sub>cmin</sub>** facteur de cohésion minimal.

**Tableau 5.4 valeur de  $N_{cmin}$  selon l'angle de frottement**

$\varphi'$ en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_{cmin}$	5,14	6,5	8,5	11	15	21	30	46	75	135

**5.2.2.3 Calcul du frottement latéral**

$$Q_s = P \sum_i^n h_i \cdot q_{si} \tag{5.13}$$

Les valeurs de  $q_s$  données par la formule précédente sont bornées supérieurement par les limites fixées par les tableaux IV et IVbis

**Tableau 5.5 Valeurs des coefficients  $K_c$  et  $\alpha$  (d'après M.Bustamante et L. Gianceselli)**

Nature du sol	$q_c$ (KPa)	Facteur de portance $k_c$ $q_p = k_c \cdot q_c$		Coefficient $\alpha_{q_s} = q_c / \alpha$				Valeur maximale de $q_s^{**}$ (kPa)					
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0 à 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile moyennement consistante	2000 à 5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) <sup>*</sup> 35	(80) <sup>*</sup> 35	(80) <sup>*</sup> 35	35	80	≥ 120
Argile raide à très raide	>5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) <sup>*</sup> 35	(80) <sup>*</sup> 35	(80) <sup>*</sup> 35	35	80	≥ 200
Limon ou sable lâche	0 à 2500	0,4	0,5	(60) <sup>*</sup> 120	150	(60) <sup>*</sup> 80	(120) <sup>*</sup> 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500 à 10000	0,4	0,5	(100) <sup>*</sup> 120	(200) <sup>*</sup> 250	100	(200) <sup>*</sup> 250	(120) <sup>*</sup> 80	(80) <sup>*</sup> 35	(120) <sup>*</sup> 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	>10000	0,3	0,4	150	(300) <sup>*</sup> 200	150	(300) <sup>*</sup> 200	(150) <sup>*</sup> 120	(120) <sup>*</sup> 80	(150) <sup>*</sup> 120	120	150	≥ 200
Craie molle	≤5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Craie altérée fragmentée	>5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) <sup>*</sup> 120	(120) <sup>*</sup> 80	(150) <sup>*</sup> 120	120	150	≥ 200

\* Les valeurs entre parenthèse correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

\*\* Pour les pieux forés  $\varnothing \geq 1,50m$ , les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, un abattement de 15% est fait sur ces valeurs.

**Tableau 5.6 Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  et de  $q_{si}$  d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle**

Nature du fût		Fût en béton			Fût métallique		
Mode de mise en place		Battu ou injecté faible pression	Foré	Foré en grand diamètre*	Profilé H battu	Battu	Foré
Valeur maximale de $q_{si}$ (kPa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol	Facteur de portance $k_c$ $q_p = k_c \cdot q_c$	Coefficient $\alpha$ $q_s = q_c / \alpha$					
Argile et craie	0,50	40	60	70	45	80	160
Limon et sols intermédiaire	0,45	50	70	80	55	100	200
Sable lâche $q_c \leq 5 \text{ MPa}$	0,40	80	120	140	90	160	320
Sable moyen $5 \leq q_c < 20 \text{ MPa}$	0,40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c \geq 20 \text{ MPa}$	0,40	160	240	270	180	330	660
Graves	0,35	160	240	270	180	330	660

\* Cette colonne concerne les pieux forés  $\varnothing \geq 1.50\text{m}$ , les puits coulés à pleine fouille.

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants,  $q_s$  est donnée par la formule

$$q_s = \beta \cdot c_{un} \tag{5.14}$$

Avec  $\beta$  coefficient généralement  $\geq 1$

**Tableau 5.7 valeur de  $\beta$**

Type de pieu	Nature du fût	$\beta$
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fût en béton	0,6
Pieux forés	Fût en béton	0,7
	Fût en métal	0,5
Pieux battus	Fût en béton	0,7
	Fût en métal	0,5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1,5

5.2.2.4 Exemple de calcul

- Pour le pieu de 15 m et de 1 m de diamètre, sondage 05

➤ Calcul de la charge de pointe

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$$q_p = a \cdot N_{q_{\max}} + \lambda \cdot c \cdot N_{c_{\max}}$$

Pour  $C_{uu} = 47 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_{uu} = 1$ ,  $\lambda = 1.3$ ,  $a = 0.05 \text{ MPa} = 50 \text{ kPa}$

$N_{q_{\max}} = 1.13$ ,  $N_{c_{\max}} = 7.44$  voir la formule (5.10), (5.11)

$$q_{pl} = (50 \cdot 1.13) + (1.3 \cdot 47 \cdot 7.44) = 511.08 \text{ kPa} = 0.511 \text{ MPa}$$

$$A = 0.5^2 \cdot 3.14 = 0.785 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0.511 \cdot 0.785 = 0.401 \text{ MN}$$

➤ Calcul de frottement latéral

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_i$$

$$P = 1 \cdot 3.14 = 3.14 \text{ m}$$

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants,  $q_s$  est donnée par la formule :

$$q_s = \beta \cdot C_{uu}$$

$$\beta = 0.7 \text{ (tableau 5.7)}$$

$C_{uu}$  : (voir tableau 3Annexe B.2)

Par exemple

$$q_{s1} = 0.7 \cdot 13 = 9.1 \text{ kPa}, \quad q_{s2} = 0.7 \cdot 47 = 32.9 \text{ kPa}$$

$$Q_s = 3.14 \sum_1^2 3 \cdot 9.1 + 12 \cdot 32.9 = 1324.13 \text{ KN} = 1.32 \text{ MN}$$

➤ La charge totale Q

$$Q = Q_p + Q_s = 0.401 + 1.32 = 1.72 \text{ MN}$$

- Pour le pieu de 30 m et de 1.2 m de diamètre, sondage 01

$$Q_p = A \cdot q_p$$

➤ Calcul de la charge de pointe

$$q_p = a \cdot N_{q_{\max}} + \lambda \cdot c \cdot N_{c_{\max}}$$

Pour  $C_{uu} = 200 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_{uu} = 25^\circ$ ,  $\lambda = 1.3$ ,  $a = 50$

$N_{q\max} = 26$ ,  $N_{c\max} = 54$  (tableau 5.3)

$$q_{pl} = (50 \cdot 26) + (1.3 \cdot 200 \cdot 54) = 15340 \text{ kPa}$$

$$A = 0.6^2 \cdot 3.14 = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 15340 \cdot 1.1304 = 17340.336 \text{ KN} = 17.34 \text{ MN}$$

➤ **Calcul du frottement latéral**

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_i$$

$$P = 1.2 \cdot 3.14 = 3.768 \text{ m}$$

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants,  $q_s$  est donnée par la formule :

$$q_s = \beta \cdot C_{uu}$$

$$\beta = 0.7 \text{ (tableaux 5.7)}$$

$C_{uu}$  (voir tableau 5 Annexe B.2)

$$q_s = 649.565 \text{ kPa}$$

$$Q_s = 3.768 \cdot 649.565 = 2447.56 \text{ KN} = 2.44 \text{ MN}$$

➤ **La charge totale Q**

$$Q = Q_p + Q_s = 17.34 + 2.44 = 19.78 \text{ MN}$$

- Pour le pieu de 44m et de 1.2m de diamètre, sondage 01

➤ **Calcul de la charge de pointe**

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$$q_p = a \cdot N_{q\max} + \lambda \cdot c \cdot N_{c\max}$$

Pour  $C_{uu} = 200 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_{uu} = 25^\circ$ ,  $\lambda = 1.3$ ,  $a = 50$

$N_{q\max} = 26$ ,  $N_{c\max} = 54$  (tableau 5.3)

$$q_{pl} = (50 \cdot 26) + (1.3 \cdot 200 \cdot 54) = 15340 \text{ kPa}$$

$$A = 0.6^2 \cdot 3.14 = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 15340 \cdot 1.1304 = 17340.336 \text{ KN} = 17.34 \text{ MN}$$

## ➤ Calcul de frottement latéral

$$Q_s = P * \sum_i^n h_i * q_i$$

$$P = 1.2 * 3.14 = 3.768 \text{ m}$$

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants,  $q_s$  est donnée par la formule :

$$q_s = \beta * C_{uu}$$

$$\beta = 0.7 \text{ (tableau 5.7)}$$

$C_{uu}$  (voir tableau 4 Annexe B.2)

$$q_s = 1325.10 \text{ kPa}$$

$$Q_s = 3.768 * 1325.10 = 4992.97 \text{ KN} = 4.99 \text{ MN}$$

## ➤ La charge totale Q

$$Q = Q_p + Q_s = 17.34 + 4.99 = 22.33 \text{ MN}$$

## 5.2.3 Méthode de SPT (pénétromètre au carottier)

## 5.2.3.1 La charge limite d'un pieu Q

$$Q = Q_p + Q_s \quad (5.15)$$

## 5.2.3.2 Calcul du terme de pointe

Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en **pointe** d'un pieu basée sur la valeur de N.

$$Q_p = m \times N \times A_p \quad (5.16)$$

$m$  : est un coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et 120 pour les pieux forés.

$N$  : est la valeur de N à la base du pieu.

$A_p$  : est la section du pieu à sa base ( $m^2$ ).

### 5.2.3.3 Calcul du frottement latéral

Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en frottement d'un pieu basée sur la valeur de N.

$$Q_s = n \times N \times D \times A_s \quad (5.17)$$

**n** : est un coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et 1 pour les pieux forés.

**N** : est la valeur moyenne le long du pieu.

**A<sub>s</sub>** : est la surface extérieure du pieu par mètre de longueur (**m<sup>2</sup>/m.l**).

**D** : Profondeur du pieu dans le sol (**m**).

### 5.2.3.4 Exemple de calcul

Pour le sondage **SCO1** d'un essai pénétrométrique au carottier **SPT** avec un pieu foré de **44 m** de hauteur et de **1.2 m** de diamètre

#### ➤ Calcul de la charge de pointe

$$Q_p = m \times N \times A_p$$

$$Q_p = 120 \times 150 \times 1.1304$$

$$Q_p = 20347.2 \text{ KN} = 20.347 \text{ MN}$$

#### ➤ Calcul de frottement latéral

$$Q_s = n \times N \times D \times A_s$$

$$n = 1, \quad N = 49.375, \quad D = 44 \text{ m}, \quad A_s = 3.768 \text{ m}$$

$$Q_s = 1 \times 49.375 \times 45 \times 3.768 = 8185.98 \text{ KN} = 8.185 \text{ MN}$$

#### ➤ La charge totale Q

$$Q = Q_p + Q_s = 20.347 + 8.185 = 28.532 \text{ MN}$$

## 5.2.4 Méthode pénétrométrique statique selon DTU 13.2

### 5.2.4.1 La charge limite d'un pieu Q

$$Q = Q_p + Q_s \quad (5.18)$$

### 5.2.4.2 Le calcul du terme de pointe

$$Q_p = A \times q_p \quad (5.19)$$

A : l'aire de la section droite de la pointe du pieu.

Q<sub>p</sub> : la contrainte limite donnée par la relation.

$$q_p = k_c * q_c \tag{5.20}$$

Les valeurs de k<sub>c</sub> sont données par les tableaux suivant

**Tableau 5.8 valeurs des coefficients K<sub>c</sub> et α (d'après M.Bustamante et L Gianceselli)**

Nature du sol	q <sub>c</sub> (KPa)	Facteur de portance k <sub>c</sub> q <sub>p</sub> = k <sub>c</sub> * q <sub>c</sub>		Coefficient α q <sub>s</sub> = q <sub>c</sub> / α				Valeur maximale de q <sub>s</sub> ** (kPa)					
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0 à 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile moyennement consistante	2000 à 5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80)* 35	(80)* 35	(80)* 35	35	80	≥ 120
Argile raide à très raide	>5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80)* 35	(80)* 35	(80)* 35	35	80	≥ 200
Limon ou sable lâche	0 à 2500	0,4	0,5	(60)* 120	150	(60)* 80	(120)* 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500 à 10000	0,4	0,5	(100)* 120	(200)* 250	100	(200)* 250	(120)* 80	(80)* 35	(120)* 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	>10000	0,3	0,4	150	(300)* 200	150	(300)* 200	(150)* 120	(120)* 80	(150)* 120	120	150	≥ 200
Craie molle	≤5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Craie altérée fragmentée	>5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150)* 120	(120)* 80	(150)* 120	120	150	≥ 200

\* Les valeurs entre parenthèse correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

\*\* Pour les pieux forés Ø ≥ 1.50m, les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, un abattement de 15% est fait sur ces valeurs.

**Tableau 5.9 Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  et de  $q_{si}$  d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle**

Nature du fût		Fût en béton			Fût métallique		
Mode de mise en place		Battu ou injecté faible pression	Foré	Foré en grand diamètre*	Profilé H battu	Battu	Foré
Valeur maximale de $q_{si}$ (kPa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol	Facteur de portance $k_c$ $q_p = k_c \cdot q_c$	Coefficient $\alpha$ $q_s = q_c / \alpha$					
Argile et craie	0,50	40	60	70	45	80	160
Limon et sols intermédiaire	0,45	50	70	80	55	100	200
Sable lâche $q_c \leq 5 \text{ MPa}$	0,40	80	120	140	90	160	320
Sable moyen $5 \leq q_c < 20 \text{ MPa}$	0,40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c \geq 20 \text{ MPa}$	0,40	160	240	270	180	330	660
Graves	0,35	160	240	270	180	330	660

\* Cette colonne concerne les pieux forés  $\varnothing \geq 1.50\text{m}$ , les puits coulés à pleine fouille.

### 5.2.4.3 Calcul du frottement latéral

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_{si} \cdot q_{si} \tag{5.21}$$

$q_{si}$  : est le frottement latéral unitaire qui est déduit par la relation :

$$q_{si} = \min \left\{ \frac{q_c}{\alpha} ; q_{smax} \right\} \text{ selon Roger Frank} \tag{5.22}$$

$h_i$  : hauteur de la couche de sol considérée.

$q_c$  : résistance à la pointe.

#### Remarque

Le facteur  $\alpha$  dépend de la nature du sol et du type de pieu, les valeurs sont déduites des **tableaux 5.8 et 5.9** ci-avant.

#### 5.2.4.4 Exemple de calcul

Pour pieu de 30 m et 1.2 m de diamètre, pont y

➤ **Calcul de la charge de pointe**

$$Q_p = A * q_p$$

$$A = 0.6^2 * 3.14 = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$q_p = k_c * q_c$$

$$K_c = 0.4 \text{ (tableau 5.8)}$$

$$q_p = 0.4 * 26.77 = 10.708 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 1.1304 * 10.708 = 12.10 \text{ MN}$$

➤ **Calcul du frottement latéral**

$$Q_s = P * \sum_i^n h_{si} * q_{si}$$

Exemple de  $q_{si}$

La couche 1 : argile mole  $\alpha = 30$ ,  $q_c = 21.12$

$$\text{Min} \left\{ \frac{21.12}{30} = 0.704, q_{s\max} = 0.015 \text{ MPa} \right\} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$P = 1.2 * 3.14 = 3.768 \text{ m}$$

$$Q_s = 3.768 * 1.2359 = 4.65 \text{ MN}$$

➤ **Calcul de la charge totale Q**

$$Q = Q_p + Q_s = 12.10 + 4.65 = 16.75 \text{ MN}$$

### 5.3 Calcul de la capacité d'un pieu avec le Geofond 2006

Maintenant, à titre d'exemple, nous utilisons le programme **Geofond 2006** pour calculer la capacité portante des pieux, déjà calculés manuellement.

### 5.3.1 Méthode pressiometrique

Pour un pieu de 15 m de hauteur et 1 m de diamètre; avec le DTU 13.2, les résultats sont illustrés au tableau suivant:

Sondages	SC 05	SC 06	SC 07	SC 08	SC 09
$Q_s$ (MN)	5.51	5.94	4.66	6.63	6.73
$P_{le}$ (MPa)	2.16	1.73	1.61	2.05	2.03
$q_u$ (MPa)	3.46	2.77	2.57	3.28	3.25
$Q_u$ (MN)	8.23	8.12	6.68	9.21	9.28
$k_p$	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
$Q_p$ (MN)	2.72	2.17	2.02	2.58	2.55

Pour un pieu de 44 m de hauteur et 1.2 m de diamètre, en utilisant le DTU 13.2, les résultats sont montrés au tableau suivant :

Sondages	SCO1
$Q_s$ (MN)	14.9
$P_{le}$ (MPa)	9.19
$q_u$ (MPa)	14.7
$Q_u$ (MN)	31.6
$k_p$	1.6
$Q_p$ (MN)	16.6

### 5.3.2 Méthode traditionnelle (C et $\Phi$ )

Maintenant, nous répétons le calcul de la capacité portante du pieu de 15m de hauteur et 1m de diamètre avec la méthode traditionnelle, en utilise **DTU 13.2**

Sondages	SC 05	SC 06	SC 07	SC 08	SC 09
$Q_s$ (MN)	1.29	1.28	0.815	0.97	1.4
$q_p$ (MPa)	0.517	0.351	0.377	0.625	0.831
$Q_p$ (MN)	0.406	0.276	0.296	0.491	0.652
$Q_u$ (MN)	1.7	1.56	1.11	1.46	2.05

- Pour un pieu de 30 m de hauteur et 1.2 m de diamètre, avec DTU 13.2

Sondage	SC 01
$Q_s$ (MN)	1.75
$q_p$ (MPa)	15.3
$Q_p$ (MN)	17.3
$Q_u$ (MN)	19.1

- Pour un pieu de 44 m de hauteur et 1.2 m de diamètre, avec DTU 13.2

Sondage	Sc 01
$Q_s$ (MN)	3.29
$q_p$ (MPa)	15.3
$Q_p$ (MN)	17.3
$Q_u$ (MN)	20.6

### 5.3.3 Méthode pénétromètre statique

Pour un pieu de 30 m de hauteur et 1.2 m de diamètre, avec DTU 13.2

sondage	SC 01
$Q_s$ (MN)	3.3
$q_c$ (MPa)	26.8
$q_p$ (MPa)	10.7
$Q_u$ (MN)	15.4
$k_c$	0.4
$Q_p$ (MN)	12.1

## 5.4 Calcul avec Plaxis

### 5.4.1 Introduction

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'université technologique de Delft en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols argileux, a vu son champ d'application afin de prévoir traiter les différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto viscoplastiques en **2D** ou **3D**.

### 5.4.2 Définition géométrique du modèle

Le model géométrique contient un élément poutre représentant le pieu de 15 m de profondeur et 1m de diamètre (Choot Gadaine Batna) sondage 05 (SC05). Le problème est axisymétrique, le milieu est modélisé avec une répartition des éléments triangulaires à 15 nœuds et des éléments d'interfaces comme le montre **la figure 5.4**

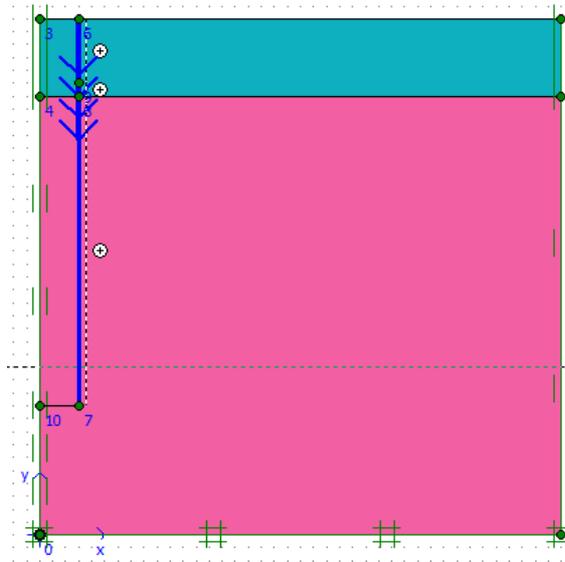


Figure 5.4 Définition de la géométrie du pieu(Sc05)

### 5.4.3 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère utilisé dans notre travail est celui de **Mohr-Coulomb**. Ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que :  $E$ ,  $\nu$ ,  $C$  et  $\phi$ , angle de dilatance  $\Psi$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le critère de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique à cause de sa simplicité.

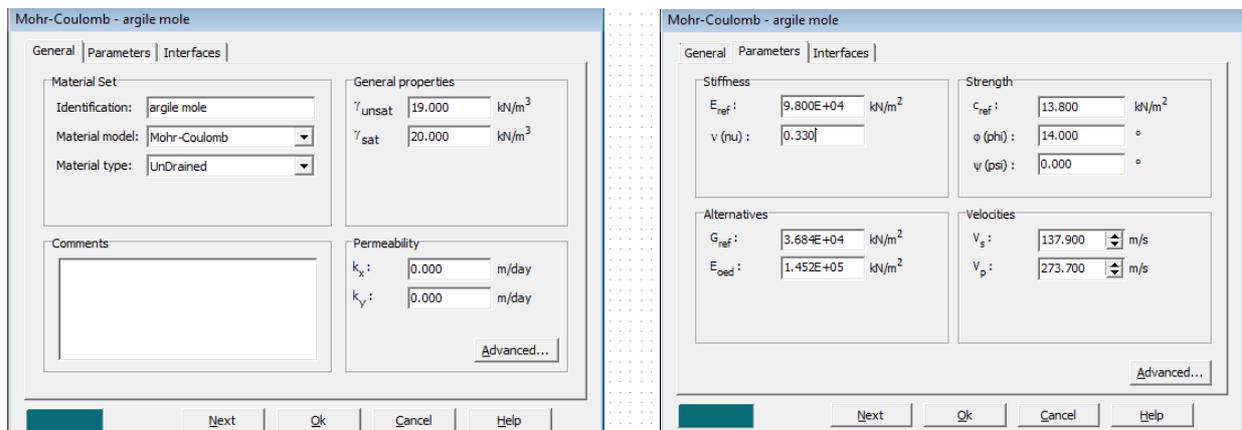


Figure 5.5 Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb(Sc05)

#### 5.4.4 Maillage

Pour générer le maillage du massif de sol qui est hétérogène, Plaxis nous permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème, avec la possibilité de le raffiner localement.

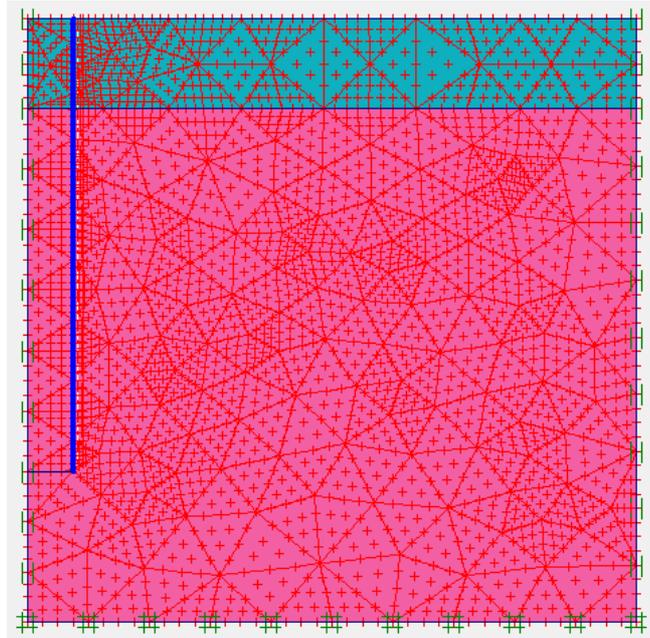


Figure 5.6 Maillage du pieu (Sc05)

#### 5.4.5 Les conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites est effectué par défaut, libre en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloqué au fond, il est valable pour les différents types de pieux voir la **figure 5.4**

#### 5.4.6 Le chargement

Le chargement est un **déplacement imposé** qui représente le chargement statique à déplacement imposé, il est effectué en introduisant des valeurs de manière à ce que la composante de déplacement vertical soit dans la direction des Y négatifs.

#### 5.4.7 Conditions initiales

Une fois le modèle, géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiées. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont

constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode de conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale

et générer le champ de contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

Dans le second mode Plaxis propose une valeur de  $K_0$  par défaut basée sur la formule de Jaky,  $k_0 = 1 - \sin \Phi$  avec  $\Phi$  : l'angle de frottement interne du sol.

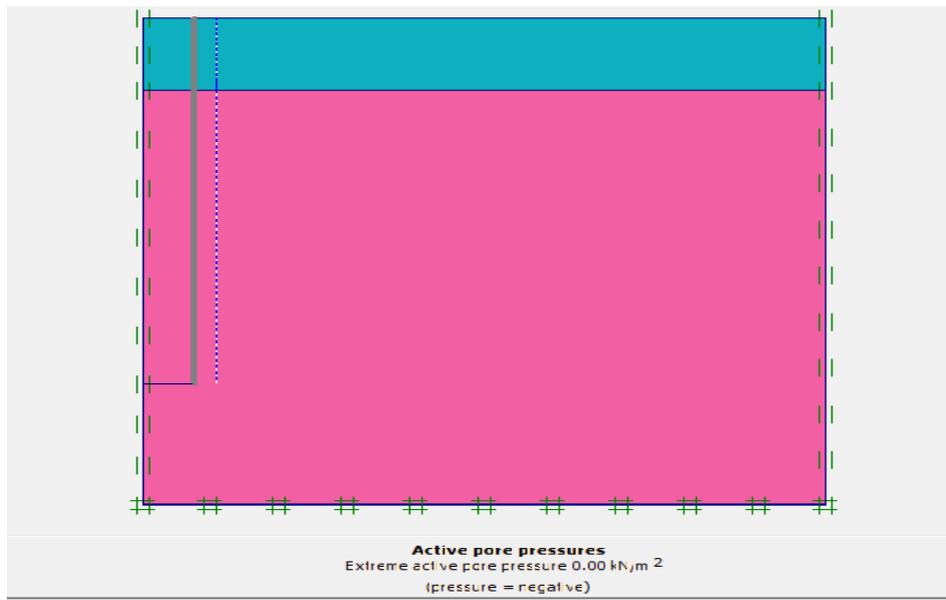


Figure 5.7 Pression interstitielle (Sc05)

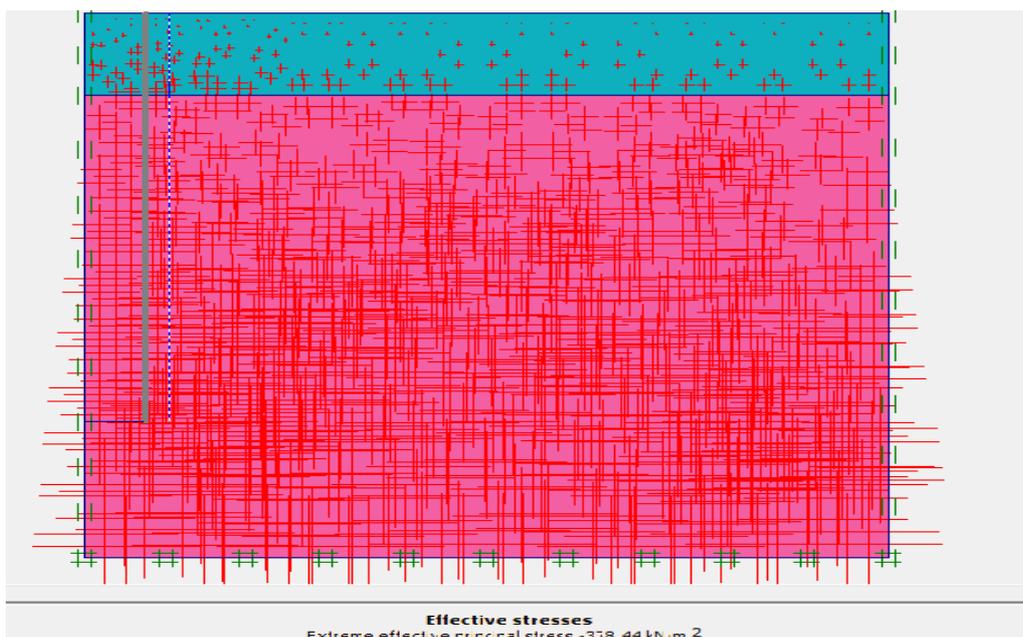


Figure 5.8 Contraintes effectives (Sc05)

### 5.4.8 Résultats

On a choisi un calcul plastique, et l'on souhaite que le chargement se poursuive automatiquement jusqu'au niveau ultime demandé. Ce chargement est construit en plusieurs étapes.

Les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont, les déplacements et les contraintes, comme il est nécessaire de choisir dans la phase des calculs les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (en nœuds) qu'en contraintes (des points de **Gauss**).

De plus, on obtient la charge limite correspondante exprimée en **KN/radian**

De la même façon et pour le même pieu, on propose de suivre un point se trouvant à la base du pieu (A), et un point (B) en surface sur la tête du pieu.

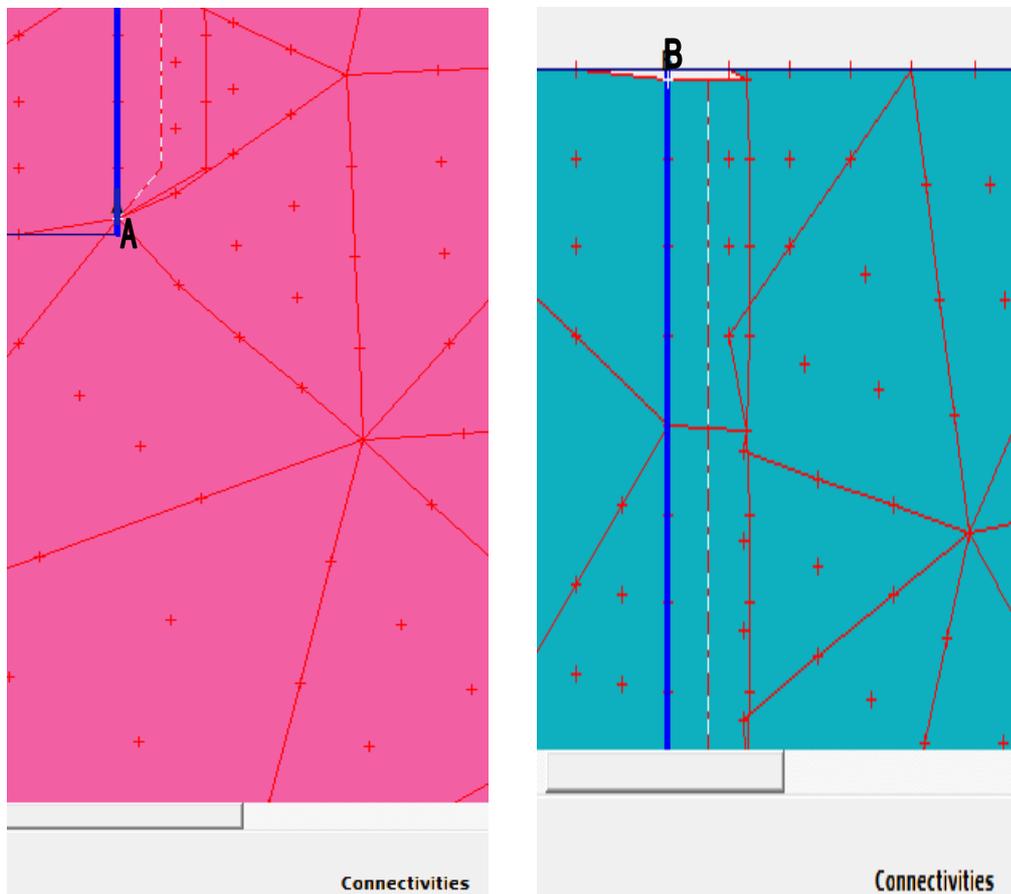


Figure 5.9 Points A, B se trouvant sur l'extrémité du pieu (Sc05)

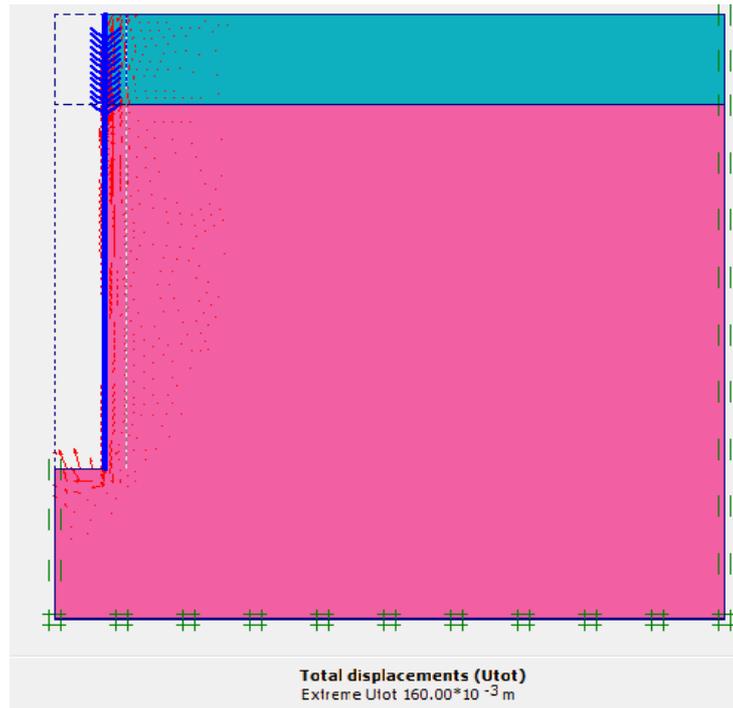


Figure 5.10 Champ de déplacement incrémental (Sc05)

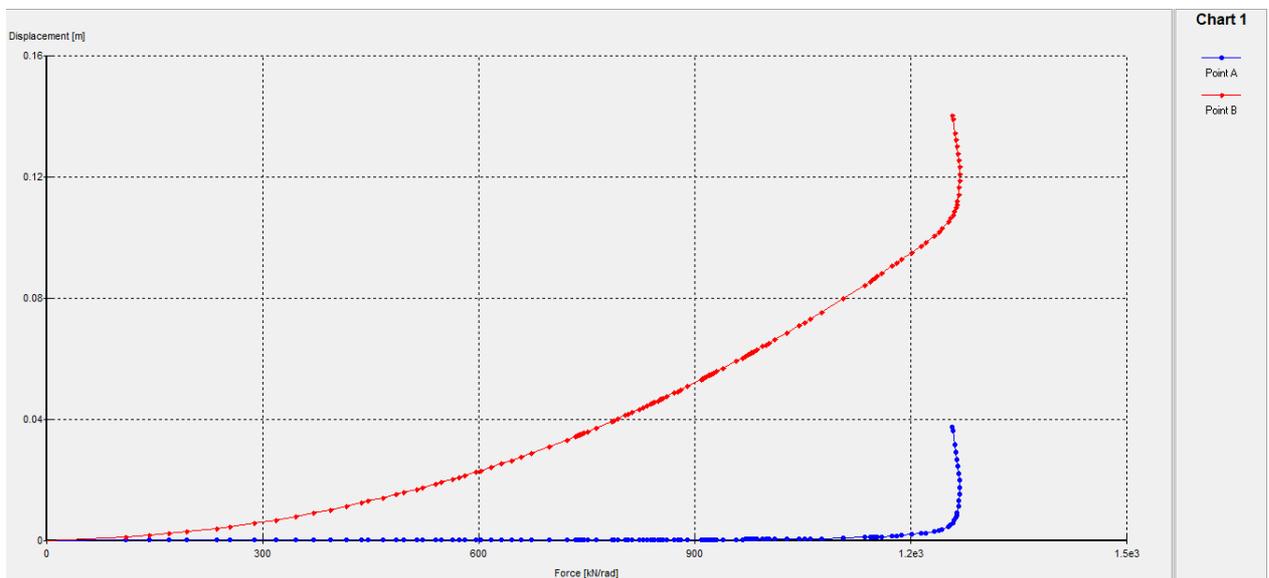


Figure 5.11 Courbe charge – déplacement aux points A et B (Sc05)

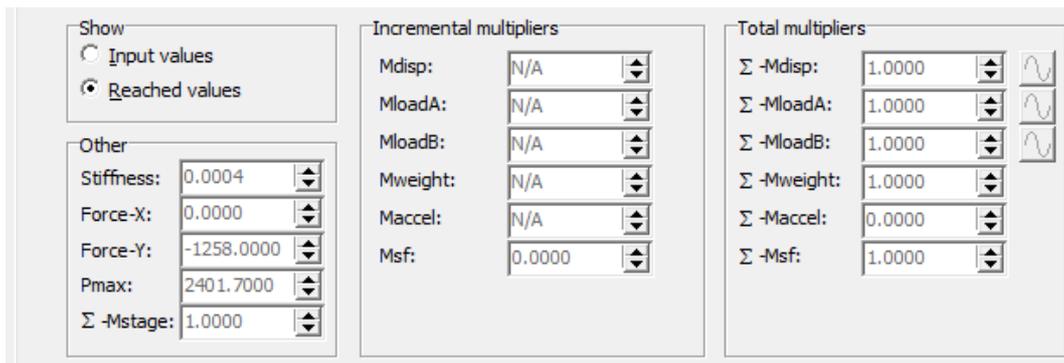


Figure 5.12 bilan du calcul (Sc05)

Dans ce menu, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul : ainsi la force totale selon l'axe Y est de 1258 KN/rad ce qui correspond à une charge limite sur le pieu d'environ  $(1258 * 2 * 3.14) = 7900.24 \text{ KN} = 7.90 \text{ MN}$

Pour plus de détail pour les autres pieux étudiés, voir l'annexe C

## 5.5 Conclusion

**Le tableau 5.10** Récapitule toutes les valeurs de la capacité portante déterminée manuellement, par **Geofond 2006** et **Plaxis8.2**.

Pour tous les sondages, les valeurs de la capacité portante trouvées manuellement en utilisant le pressiomètre, le pénétromètre statique et le pénétromètre au carottier (SPT) sont assez proches de celles déterminées par **Geofond** et **Plaxis**. Pour les sondages de SC05 à SC09, les valeurs de la capacité portante trouvées en utilisant C et  $\Phi$  sont plus faibles que celles du pressiomètre pour les trois cas (manuel, Geofond et Plaxis). De la même façon contre pour les sondages SC01 Pont Y et SC01CMA, les valeurs de la capacité portante trouvées avec C et  $\Phi$  sont aussi plus proches que celles déterminées par le pénétromètre statique, le pressiomètre et le SPT, que ce soit manuellement, ou par Geofond 2006 ou Plaxis.

**Tableau 5.10**Tableau comparatif des capacités portantes calculées manuellement, par **Geofond 2006** et **Plaxis 8.2**

Sondage	Calcul manuel (MN)		Geofond 2006 (MN)		Plaxis (MN)
	Pressiomètre	C et $\Phi$	Pressiomètre	C et $\Phi$	
SC05 (à 15m)	8.120	1.72	8.230	1.700	7.90
SC06 (à 15m)	x	x	8.120	1.560	7.05
SC07 (à 15m)	x	x	6.680	1.110	5.82
SC08 (à 15m)	x	x	9.210	1.460	7.66
SC09 (à 15m)	x	x	9.280	2.050	9.72
SC01 Pont Y (à 30m)	Statique	C et $\Phi$	Statique	C et $\Phi$	
	16.750	19.78	15.400	19.100	14.19
SC01CMA (à 44m)	SPT	C et $\Phi$	Pressiomètre	C et $\Phi$	
	28.532	22.33	31.600	20.600	29.99

(x) valeurs ne sont pas calculées.

# Conclusion Générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de calcul analytique et numérique sur le calcul de la capacité portant des pieux sous charge axial.

Plusieurs méthodes sont utilisées, à savoir méthode pressiométrique, méthode pénétrométrique statique, méthode SPT et méthode traditionnelle ( $C$  et  $\varphi$ ) pour cela nous avons réalisé un calcul manuel et numérique en employons deux programmes (Geofond 2006 et Plaxis 8.2).

Les valeurs de la capacité portante trouvées avec la méthode  $C$  et  $\varphi$ , méthode pressiométrique pour les sondages (Sc05, Sc06, SC07, Sc08, Sc09) sont assez voisin à celles calculées avec Geofond 2006 et Plaxis 8.2.

Ensuite, pour le pieu de pont Y, le calcul avec les méthodes statiques et  $C$  et  $\varphi$  soit manuellement, avec Geofond 2006 ou avec plaxis 8.2 sont acceptablement proches.

La même chose pour le pieu de CMA calculé avec les méthodes SPT,  $C$  et  $\varphi$ , et pressiométrique, une bonne concordance entre les différents résultats a été observée.

Finalement, nous pouvons conclure que le calcul analytique et le calcul numérique peuvent aboutir à des résultats assez proches.

---

## *Bibliographie*

---

- 1- Roger Frank, Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées 2003.
- 2- J.Costet et G.sanglerat, cours pratique de mécanique des sols, calcul des ouvrages, chapitre X fondations profondes, Dunod Technique ,2 édition 1977
- 3- Philippe Mestat et Michel Parat ouvrages en interaction, Hermes Science
- 4- Georges Filiat, la pratique des sols et fondation, chapitre 9, édition du Moniteur, Tome 2 1981.
- 5- Sekefali Masser, Mémoire Magister en Génie civil option Mécanique des sols, Etude Théorique du Mécanisme de Formation du Bouchon A L'intérieur des Pieux Battus a Base ouverte.
- 6- Moussaoui Moufida, Mémoire Magister en Génie civil option Géomécanique et Géotechnique, Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges verticales.
- 7- Norme Française, NF P94 -110-1, Essai pressiometrique Ménard.
- 8- Norme Française, NF P94 -113, Essai de pénétration statique.
- 9- Norme Française, NF P94 -114, Essai de pénétration dynamique type A.
- 10- Norme Française, NF P94 -116, Essai de pénétration au carottier.
- 11- Manuel de Geofond 2006.

---

## *Netographie*

---

- 1- [http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations\\_superficielles.pdf](http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations_superficielles.pdf)  
consulté le 1/03/2015
- 2- [http://fr.wikipedia.org/wiki/Fondation\\_semi-profonde](http://fr.wikipedia.org/wiki/Fondation_semi-profonde), consulté le 1/03/2015.
- 3- <http://www.memoireonline.com/02/10/3146/Expose-sur-les-fondations-profondes-et-semis-profondes.html>, consulté le 12/03/2015.
- 4- <https://www.youtube.com/watch?v=XD4Ufi7wCwI>, consulté le 28/04/2015
- 5- <http://www.planete-tp.com/type-de-fondation-a924.html>, consulté le 01/05/2015.
- 6- [http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Caisson-b%C3%A9ton\\_pr%C3%A9contraint.svg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Caisson-b%C3%A9ton_pr%C3%A9contraint.svg), consulté le 27/03/2015.
- 7- <http://www.planete-tp.com/barrettes-a975.html>, consulté le 27/03/2015.
- 8- <http://fonedile.be/fr/techniques/parois-moulees/>, consulté le 24/03/2015.
- 9- <http://www.archiexpo.fr/prod/franki-foundations-belgium/pieux-helicoidaux-visses-beton-precontraint-prefabriques-61404-1121963.html>, consulté le 24/03/2015.
- 10- [http://w4-web188.nordnet.fr/tech\\_pieux\\_tbmcls.html](http://w4-web188.nordnet.fr/tech_pieux_tbmcls.html), consulté le 30/03/2015.
- 11- <http://www.wikiwater.fr/e28-les-divers-types-de-puits-et.html>, consulté le 27/03/2015.
- 12- <http://www.dywidag-systems.fr/produits/geotechnique/pieu-battu-dywidag/pieux-battus.html>, consulté le 13/03/2015.
- 13- <http://www.fg-negoce.com/accessoires/plaque-de-compactage-enfonce-pieux>, consulté le 27/03/2015.
- 14- <http://lesbeauxjardins.com/amenagement/bois/cloture/clotures-bois.htm>, consulté le 11/04/2015.
- 15- <http://www.archiexpo.fr/prod/franki-foundations-belgium/pieux-battus-beton-precontraint-prefabriques-61404-1121951.html>, consulté le 27/03/2015.
- 16- <http://www.atlas-fondations.fr/Referenties/Piles/Referenties-in-de-grond-gevormde-heipaal-op-plaat.aspx>, consulté le 31/03/2015.
- 17- <http://www.qualiteconstruction.com/outils/fiches-pathologie/colonnes-ballastees.html>, consulté le 27/03/2015.
- 18- <http://www.qualiteconstruction.com/outils/fiches-pathologie/colonnes-ballastees.html>, consulté le 01/04/2015.
- 19- [http://dgft.eu/fondations/produits/pieux/pieux\\_vibro](http://dgft.eu/fondations/produits/pieux/pieux_vibro), consulté le 27/03/2015.

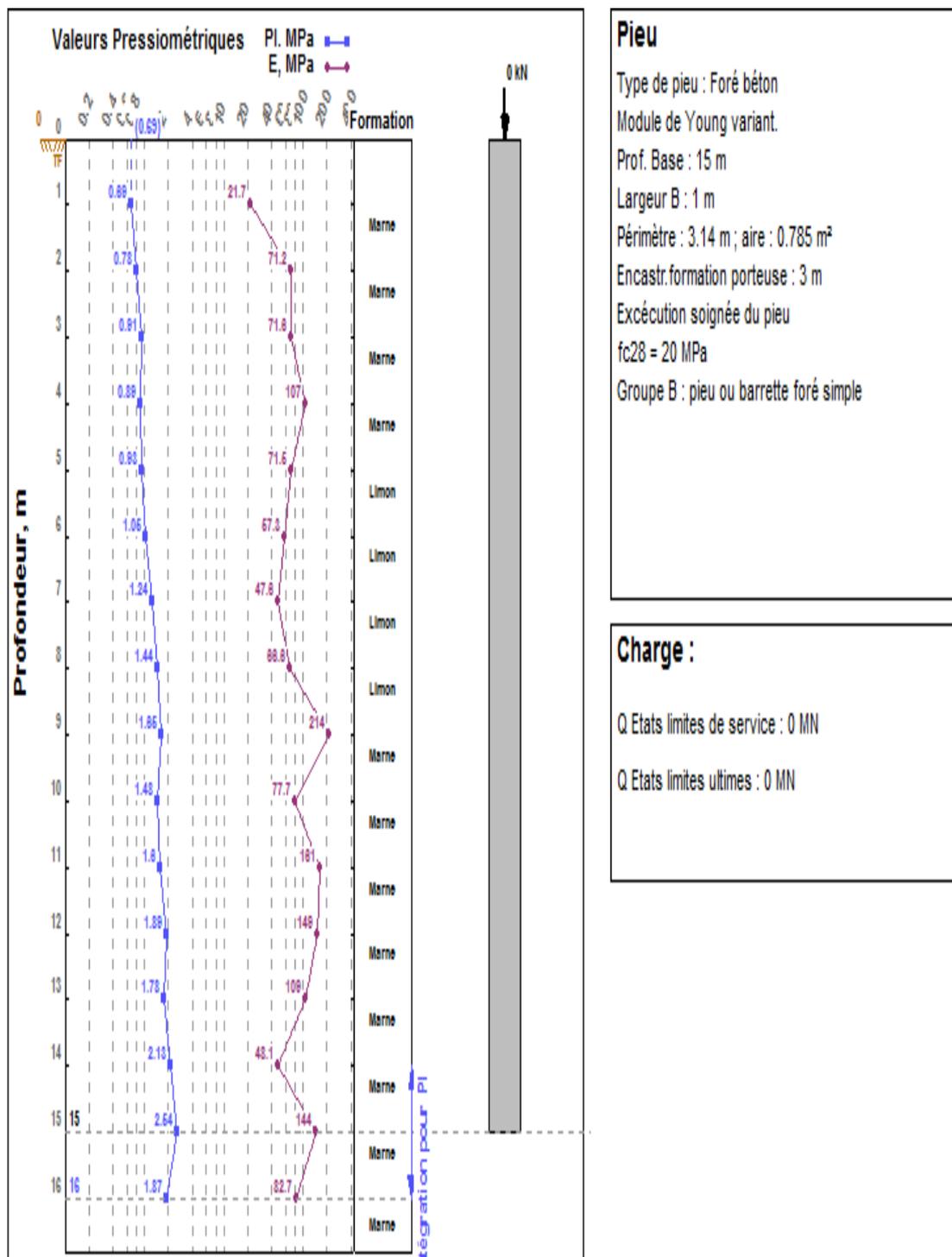
## ANNEXE A

### Annexe A.1

#### Résultat des essais pressiométrique avec le Geofond 2006

- Pour un pieu de 15m de hauteur et 1 m de diamètre (choot Gadain Batna)

#### Sondage O5





## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_{su} = 5.94 \text{ MN}$

$P_{le} = 1.73 \text{ MPa}$

$q_u = 2.77 \text{ MPa}$

$Q_u = 8.12 \text{ MN}$

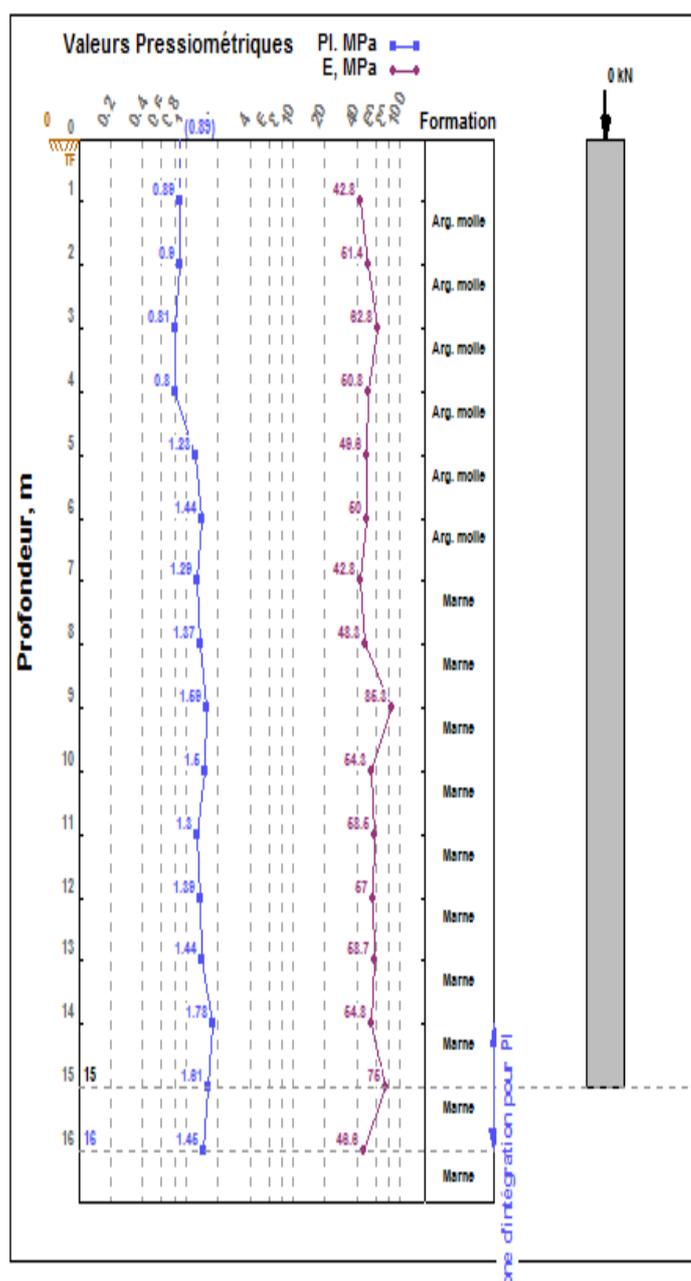
$Q \text{ (ELU)} = 5.54 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 3.69 \text{ MN}$

$k_p = 1.6$

$Q_{pu} = 2.17 \text{ MN}$

### Sondage 07



### Pieu

Type de pieu : Foré béton  
 Module de Young variant.  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur B : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Exécution soignée du pieu  
 $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$   
 Groupe A : pieu mis en place dans un forage

### Charge :

$Q \text{ Etats limites de service} : 0 \text{ MN}$

$Q \text{ Etats limites ultimes} : 0 \text{ MN}$

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_{su} = 4.66 \text{ MN}$

$P_{le} = 1.61 \text{ MPa}$

$q_u = 2.57 \text{ MPa}$

$Q_u = 6.68 \text{ MN}$

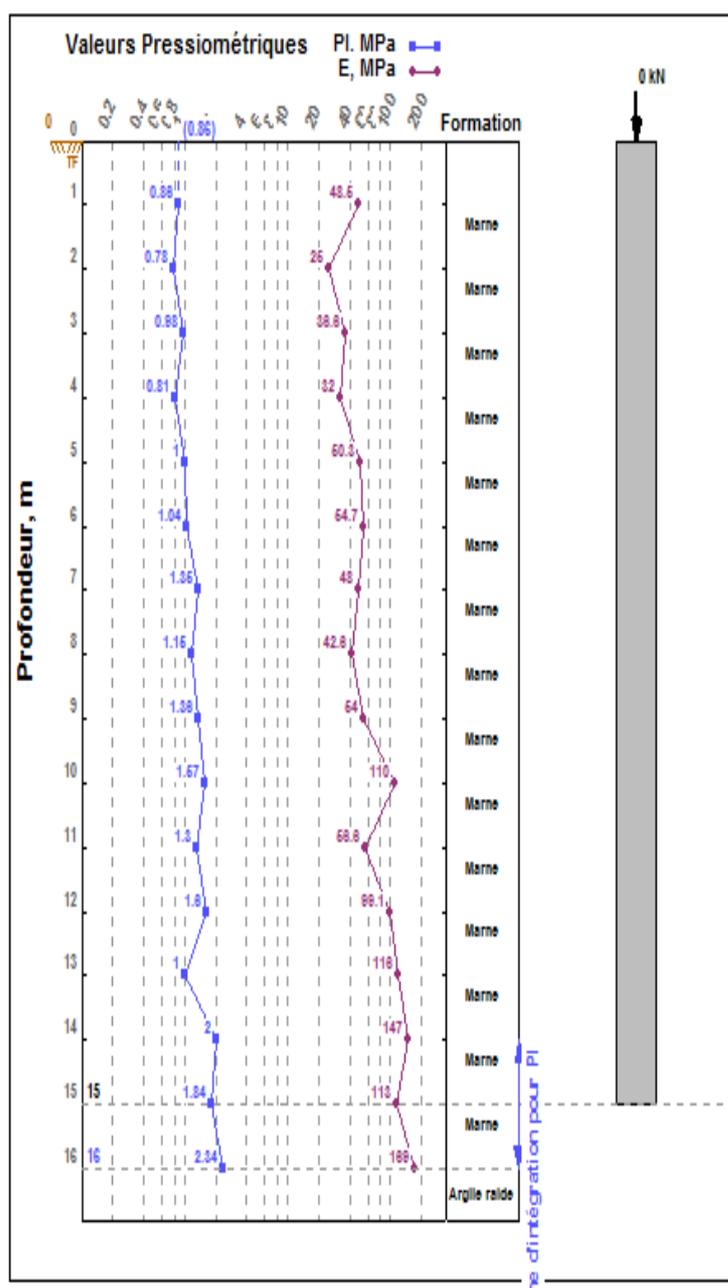
$Q \text{ (ELU)} = 4.5 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 3 \text{ MN}$

$k_p = 1.6$

$Q_{pu} = 2.02 \text{ MN}$

### Sondage 08



### Pieu

Type de pieu : Foré béton  
 Module de Young variant.  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur B : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Exécution soignée du pieu  
 $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$   
 Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

Q Etats limites de service : 0 MN

Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_{su} = 6.63 \text{ MN}$

$P_{le} = 2.05 \text{ MPa}$

$q_u = 3.28 \text{ MPa}$

$Q_u = 9.21 \text{ MN}$

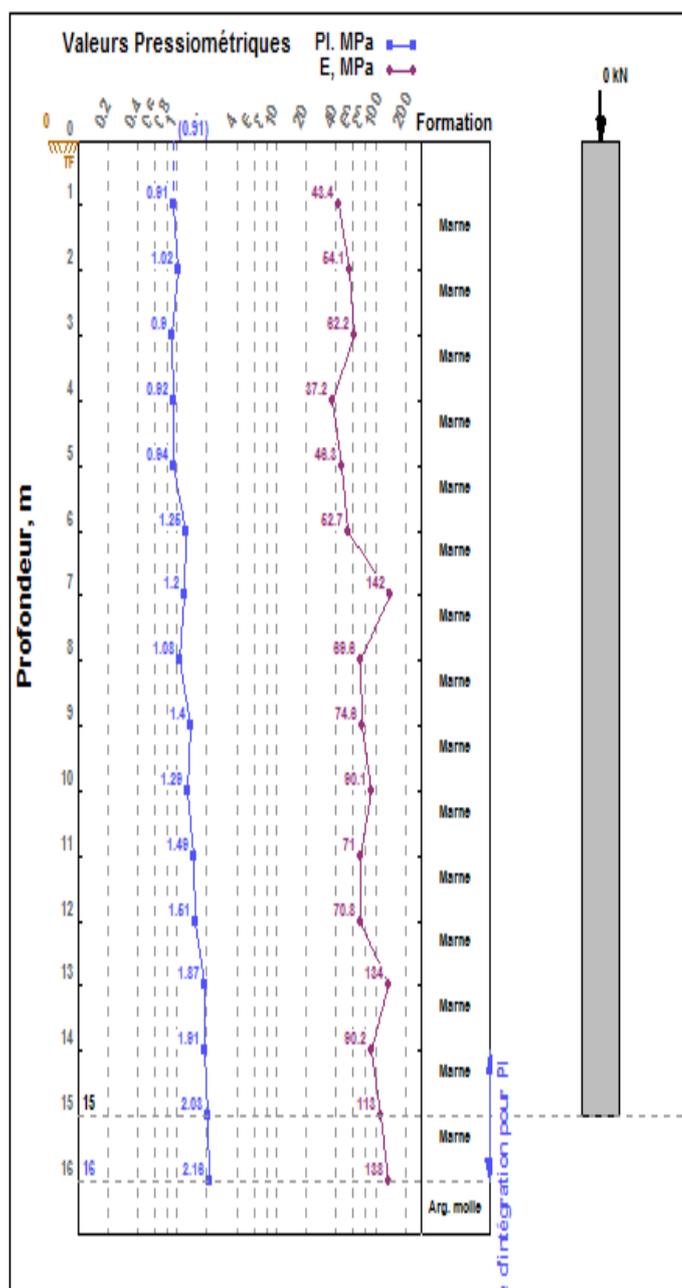
$Q \text{ (ELU)} = 6.26 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 4.17 \text{ MN}$

$k_p = 1.6$

$Q_{pu} = 2.58 \text{ MN}$

### Sondage 09



### Pieu

Type de pieu : Foré béton

Module de Young variant.

Prof. Base : 15 m

Largeur B : 1 m

Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>

Encastr. formation porteuse : 3 m

Excécution soignée du pieu

$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

Q Etats limites de service : 0 MN

Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_{su} = 6.73 \text{ MN}$

$P_{le} = 2.03 \text{ MPa}$

$q_u = 3.25 \text{ MPa}$

$Q_u = 9.28 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELU)} = 6.33 \text{ MN}$

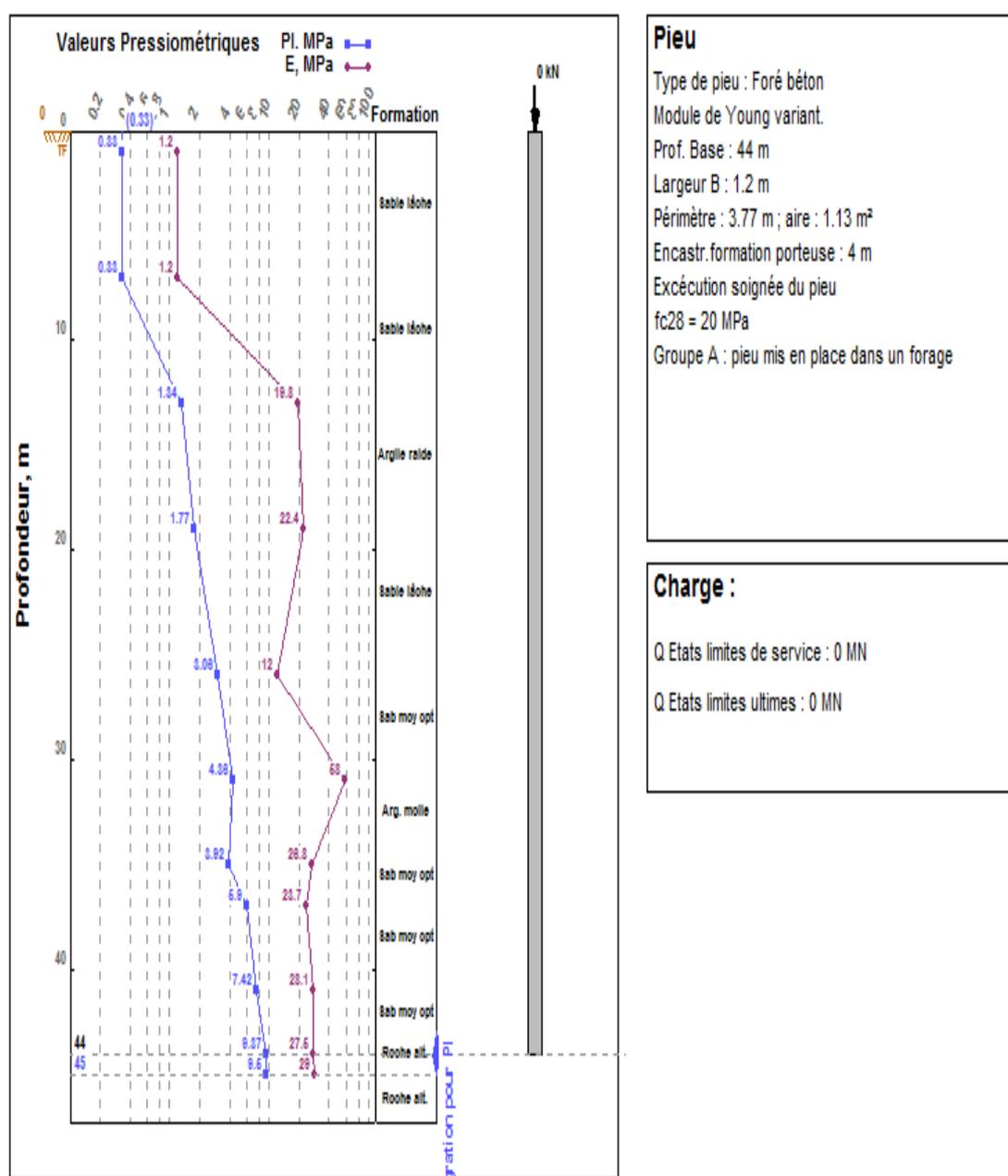
$Q \text{ (ELS)} = 4.21 \text{ MN}$

$k_p = 1.6$

$Q_{pu} = 2.55 \text{ MN}$

➤ Pour un pieu de 44 m et 1.2 m de diamètre du centre multifonctionnel d'Annaba

### Sondage 01



## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_{su} = 14.9 \text{ MN}$

$P_{le} = 9.19 \text{ MPa}$

$q_u = 14.7 \text{ MPa}$

$Q_u = 31.6 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELU)} = 19.5 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 13 \text{ MN}$

$k_p = 1.6$

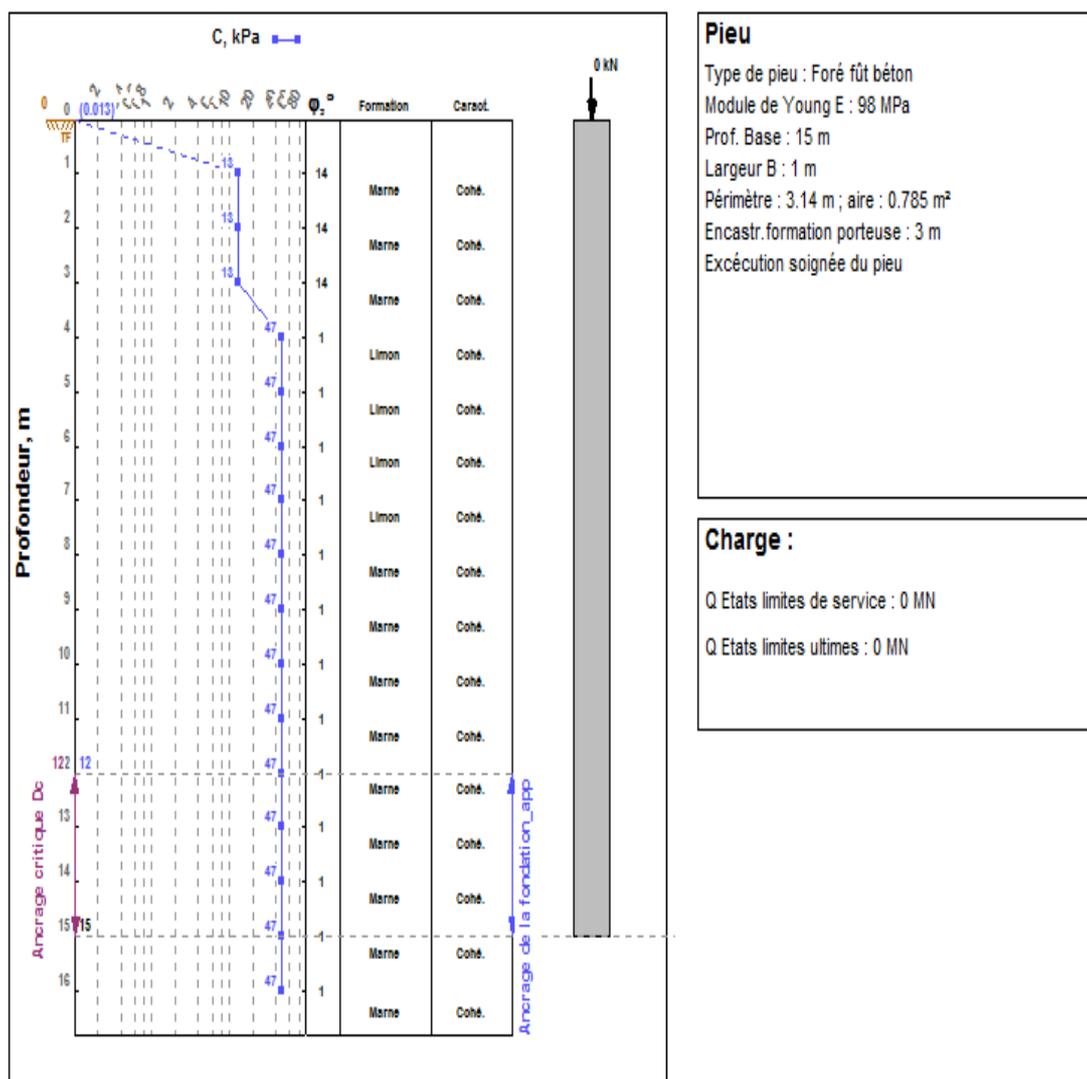
$Q_{pu} = 16.6 \text{ MN}$

### ANNEXE A.2

#### Résultat des essais de laboratoire avec le Geofond 2006

- Pour un pieu de 15 m de hauteur et 1 m de diamètre (choot Gadain Batna)

#### Sondage 05



**Pieu**  
 Type de pieu : Foré fût béton  
 Module de Young E : 98 MPa  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur B : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Exécution soignée du pieu

**Charge :**  
 Q Etats limites de service : 0 MN  
 Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

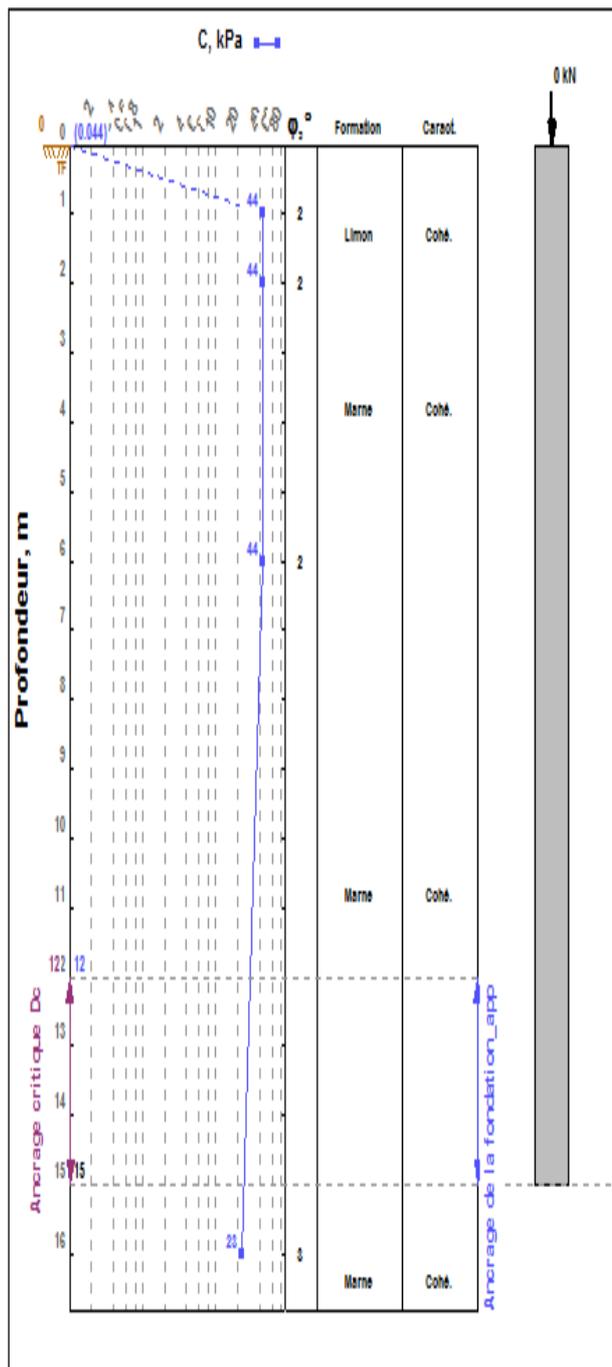
$Q_s = 1.29 \text{ MN}$

$q_p = 0.517 \text{ MPa}$   
 $Q_p = 0.406 \text{ MN}$

$Q_u = 1.7 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELU)} = 1.17 \text{ MN}$   
 $Q \text{ (ELS)} = 0.778 \text{ MN}$

### Sondage 06



### Pieu

Type de pieu : Foré fût béton  
 Module de Young E : 50 MPa  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur B : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Exécution soignée du pieu  
 $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$   
 Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

Q Etats limites de service : 0 MN

Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_s = 1.28 \text{ MN}$

$q_p = 0.351 \text{ MPa}$

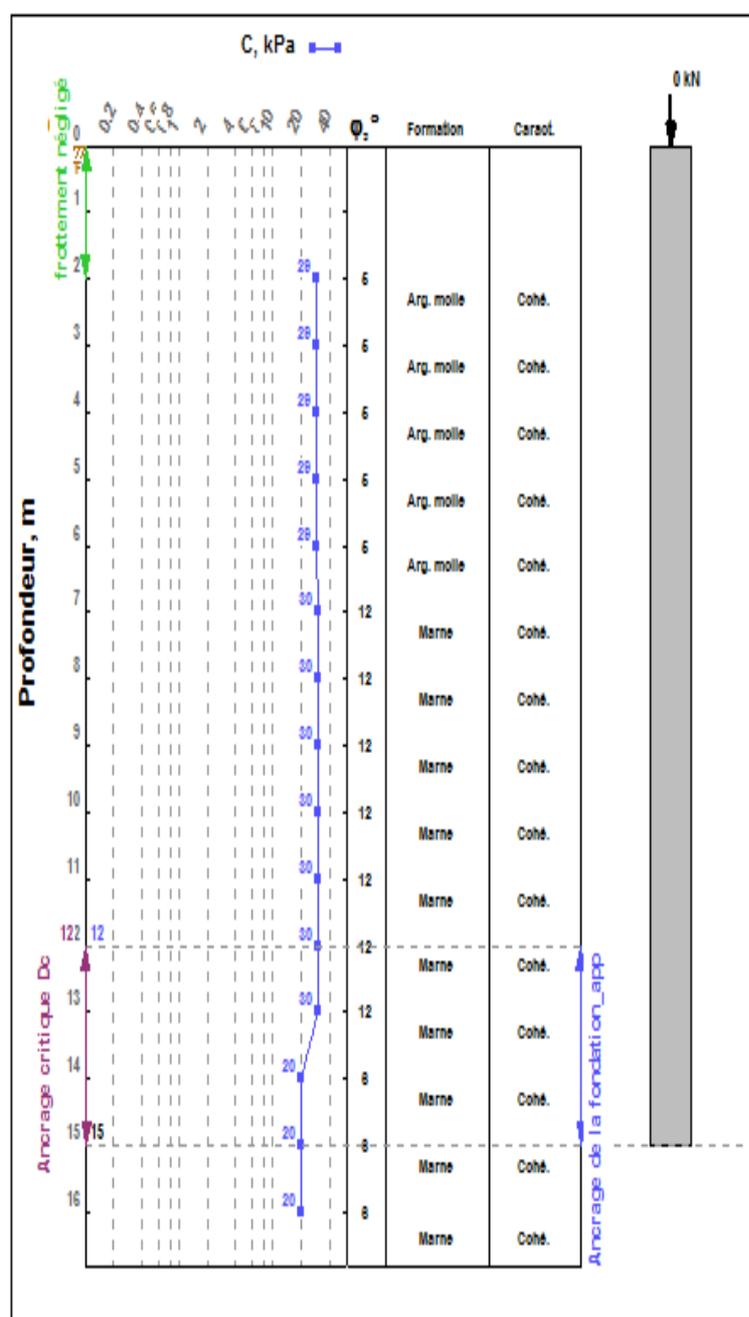
$Q_p = 0.276 \text{ MN}$

$Q_u = 1.56 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELU)} = 1.1 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 0.732 \text{ MN}$

### Sondage 07



### Pieu

Type de pieu : Foré fût béton  
 Module de Young  $E$  : 55 MPa  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur  $B$  : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Hauteur où le frottement est négligé : 2 m  
 Exécution soignée du pieu  
 $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$   
 Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

$Q$  Etats limites de service : 0 MN

$Q$  Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$$Q_s = 0.815 \text{ MN}$$

$$q_p = 0.377 \text{ MPa}$$

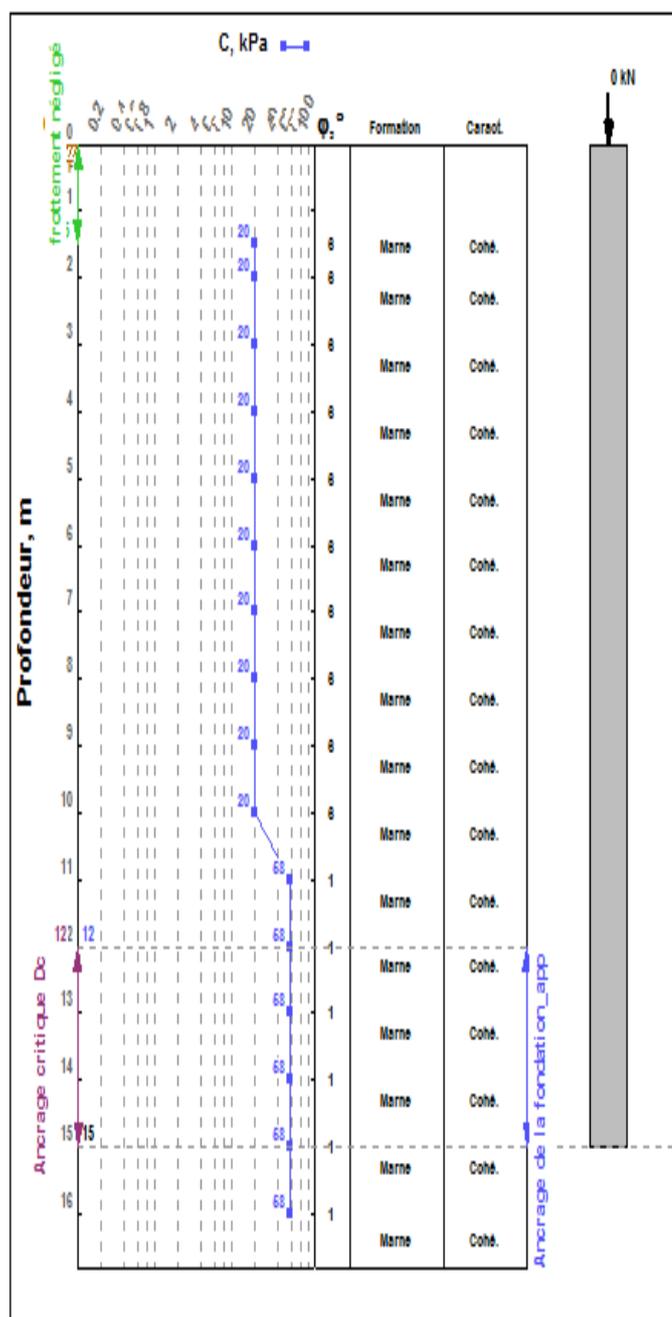
$$Q_p = 0.296 \text{ MN}$$

$$Q_u = 1.11 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELU)} = 0.759 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELS)} = 0.505 \text{ MN}$$

### Sondage 08



### Pieu

Type de pieu : Foré fût béton

Module de Young E : 75 MPa

Prof. Base : 15 m

Largeur B : 1 m

Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>

Encastr. formation porteuse : 3 m

Hauteur où le frottement est négligé : 1.5 m

Excécution soignée du pieu

fc28 = 20 MPa

Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

Q Etats limites de service : 0 MN

Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_s = 0.97 \text{ MN}$

$q_p = 0.625 \text{ MPa}$

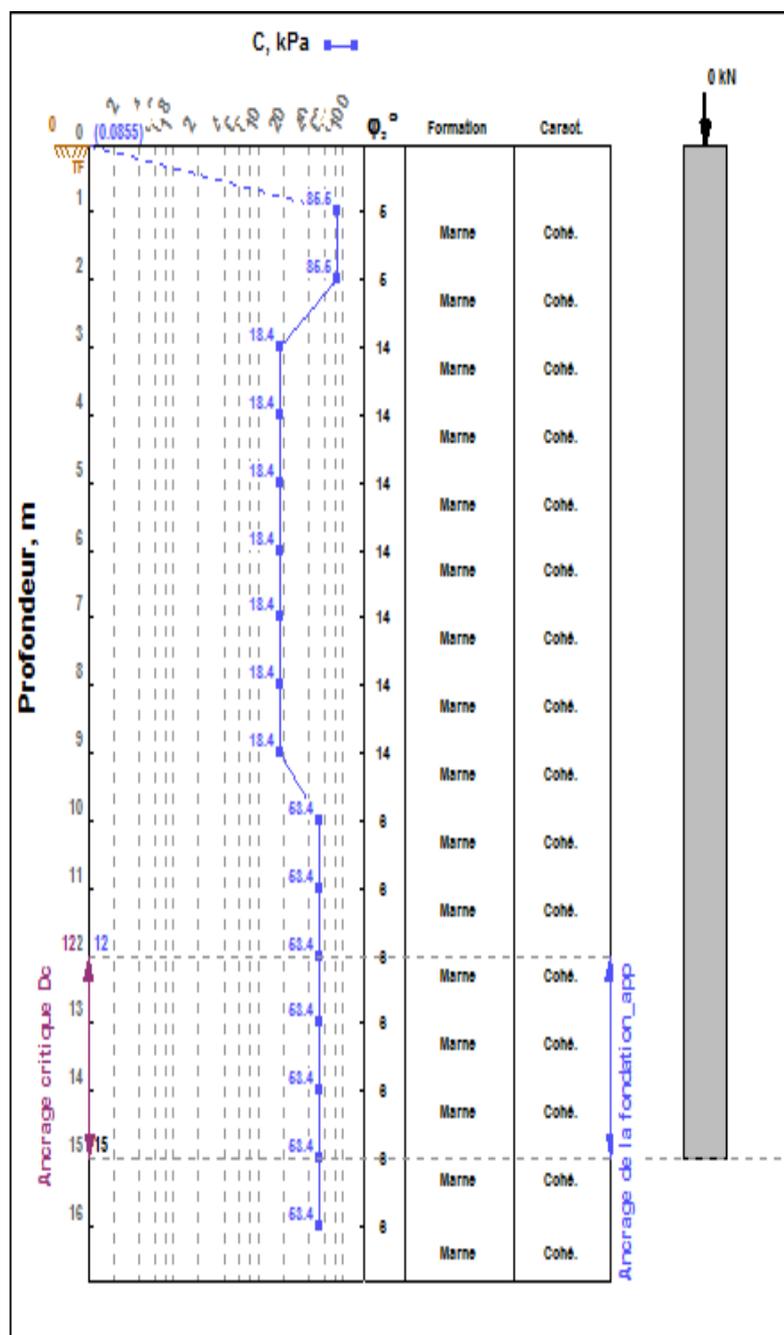
$Q_p = 0.491 \text{ MN}$

$Q_u = 1.46 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELU)} = 0.973 \text{ MN}$

$Q \text{ (ELS)} = 0.647 \text{ MN}$

### Sondage 09



### Pieu

Type de pieu : Foré fût béton  
 Module de Young E : 81.52 MPa  
 Prof. Base : 15 m  
 Largeur B : 1 m  
 Périmètre : 3.14 m ; aire : 0.785 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 3 m  
 Exécution soignée du pieu  
 $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$   
 Groupe B : pieu battu moulé

### Charge :

Q Etats limites de service : 0 MN

Q Etats limites ultimes : 0 MN

## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$$Q_s = 1.4 \text{ MN}$$

$$q_p = 0.831 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 0.652 \text{ MN}$$

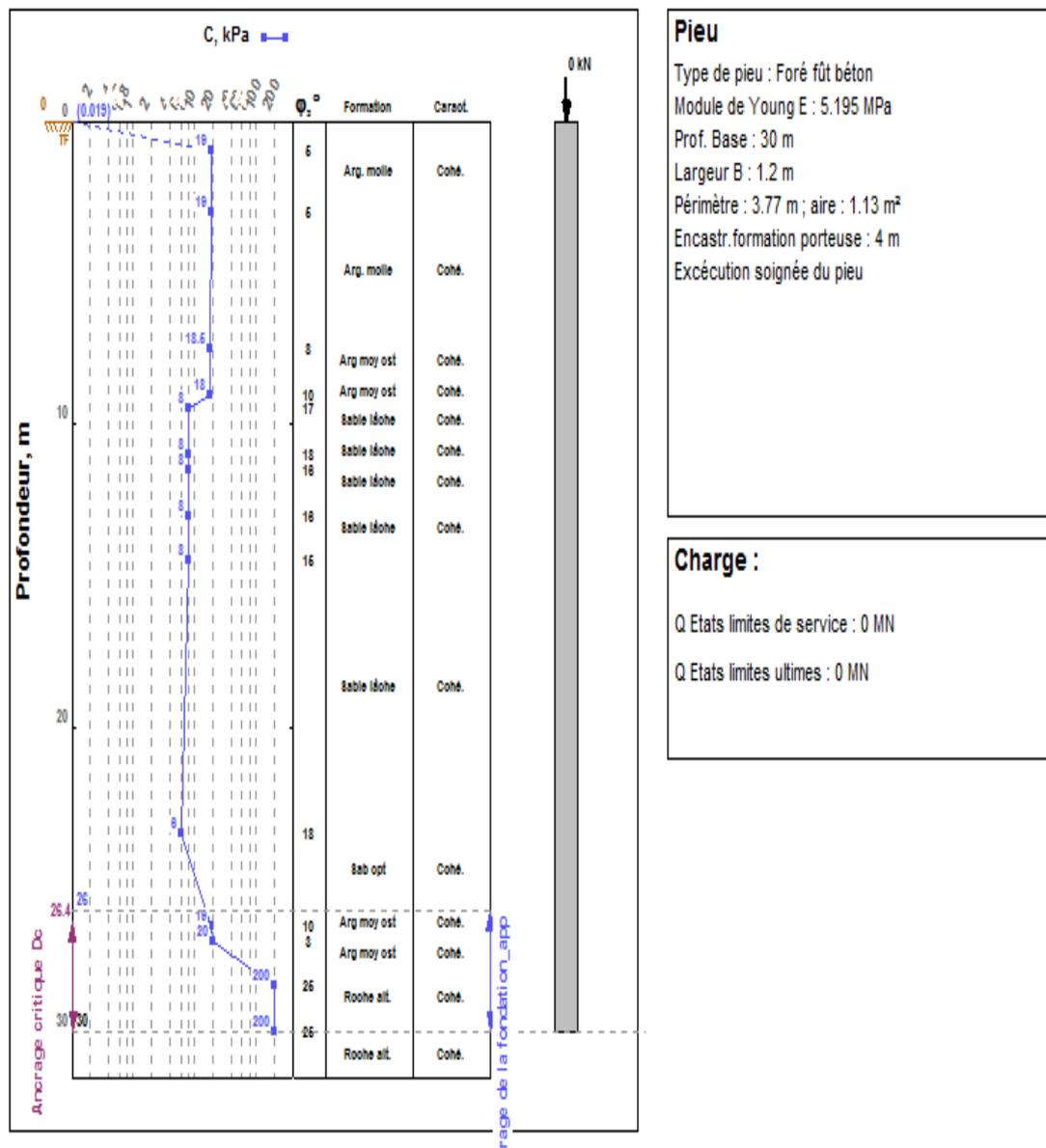
$$Q_u = 2.05 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELU)} = 1.38 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELS)} = 0.915 \text{ MN}$$

- Pour un pieu de 30 m et 1.2 m de diamètre du pont y

### Sondage 01



## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$Q_s = 1.75 \text{ MN}$

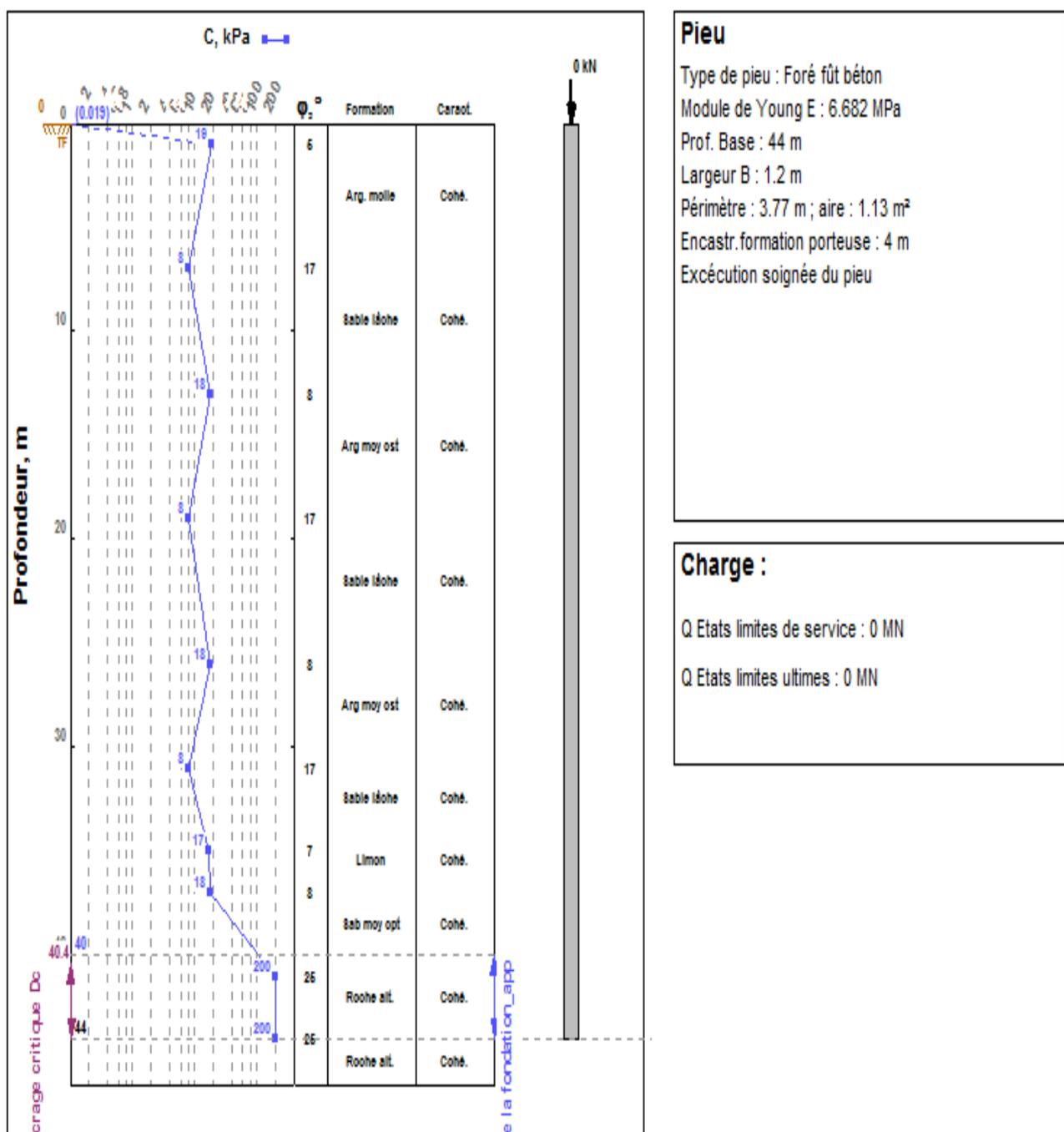
$q_p = 15.3 \text{ MPa}$

$Q_p = 17.3 \text{ MN}$

$Q_u = 19.1 \text{ MN}$

- Pour un pieu de 44 m et 1.2 m de diamètre du centre multifonctionnel d'Annaba

### Sondage 01



## Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2

$$Q_s = 3.29 \text{ MN}$$

$$q_p = 15.3 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 17.3 \text{ MN}$$

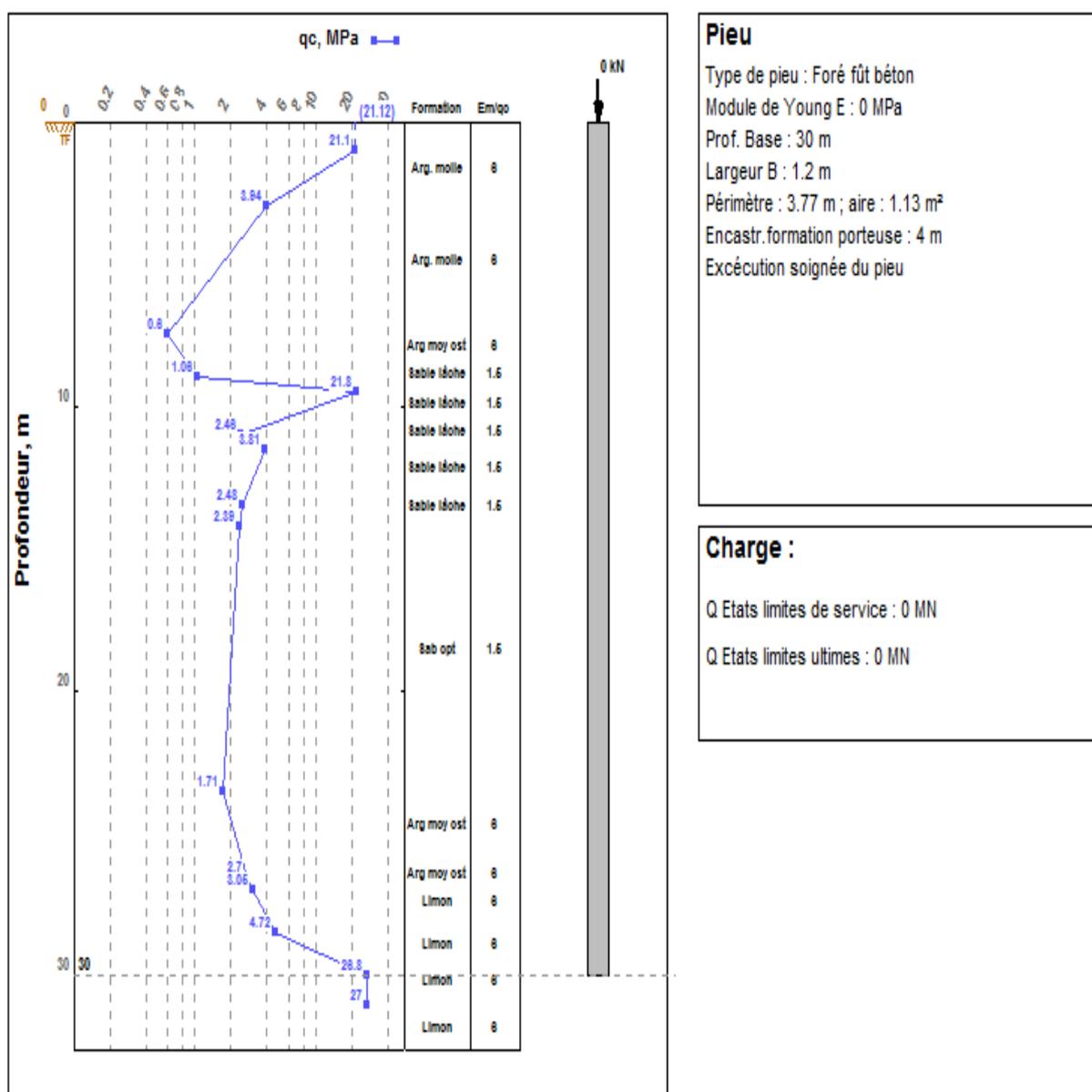
$$Q_u = 20.6 \text{ MN}$$

### ANNEXE A.3

#### Résultat d'essai de pénétromètre statique avec le Geofond 2006

- Pour un pieu de 30 m et 1.2 m de diamètre du pont y

#### Sondage 01



**Pieu**  
 Type de pieu : Foré fût béton  
 Module de Young E : 0 MPa  
 Prof. Base : 30 m  
 Largeur B : 1.2 m  
 Périmètre : 3.77 m ; aire : 1.13 m<sup>2</sup>  
 Encastr. formation porteuse : 4 m  
 Exécution soignée du pieu

**Charge :**  
 Q Etats limites de service : 0 MN  
 Q Etats limites ultimes : 0 MN

**Résultats de calcul : Capacité portante**

Par la méthode du DTU 13.2

$$Q_{su} = 3.3 \text{ MN}$$

$$q_c = 26.8 \text{ MPa}$$

$$q_p = 10.7 \text{ MPa}$$

$$Q_u = 15.4 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELU)} = 8.53 \text{ MN}$$

$$Q \text{ (ELS)} = 5.65 \text{ MN}$$

$$k_c = 0.4$$

$$Q_p = 12.1 \text{ MN}$$

## ANNEXE B

### Annexe B.1

#### Pressiomètre

**Tableau B.1 Résultats des essais pressiométrique (SETA Annaba)**

➤ Pour le pieux de 15 m et 1m de diamètre (Choot Gadaine Batna)

Prof (m)	SC05		SC06		SC07		SC08		SC09	
	E MPa	PL MPa								
01	21.70	0.69	11.10	0.65	42.80	0.89	48.50	0.86	43.40	0.91
02	71.20	0.78	79.70	0.71	51.40	0.90	25.90	0.78	54.10	1.02
03	71.60	0.91	29.00	0.48	62.80	0.81	36.60	0.98	62.20	0.90
04	107.10	0.89	18.50	0.53	50.80	0.80	32.00	0.81	37.20	0.92
05	71.50	0.93	18.20	0.71	49.60	1.23	50.30	1.00	46.30	0.94
06	57.30	1.05	36.60	0.84	50.00	1.44	54.70	1.04	52.70	1.25
07	47.60	1.24	51.00	0.85	42.80	1.29	48.00	1.35	142.30	1.20
08	66.60	1.44	52.00	0.95	48.30	1.37	42.60	1.15	69.60	1.08
09	214.30	1.65	56.30	1.58	85.30	1.59	54.00	1.36	74.60	1.40
10	77.50	1.48	51.20	1.54	54.30	1.50	110.40	1.57	90.10	1.29
11	160.70	1.60	44.40	1.35	58.50	1.30	56.60	1.30	71.00	1.49
12	149.20	1.89	75.70	1.31	57.00	1.39	99.10	1.60	70.80	1.51
13	108.70	1.78	58.00	1.43	58.70	1.44	116.30	1.70	134.10	1.87
14	48.10	2.13	54.50	1.56	54.80	1.78	147.40	2.00	90.20	1.91
15	143.80	2.54	74.10	1.78	75.00	1.61	112.80	1.84	113.20	2.03
16	82.70	1.87	98.30	1.86	46.60	1.45	169.20	2.24	138.10	2.16

**Tableau B.2 Résultats des essais pressiometrique (LTP Est Annaba)**

➤ Pour le pieu de 44 m et 1.2 m de diamètre du Centre multifonctionnel d'Annaba (CMA)

Prof (m)	SC 01	
	E MPa	PL MPa
7	1.20	0.33
13	19.80	1.34
19	22.40	1.77
26	12.00	3.06
31	58.00	4.36
35	26.80	3.92
37	23.70	5.90
41	28.10	7.42
44	27.50	9.37

ANNEXE B.2

Méthode traditionnelle  $C, \Phi$

**Tableau B.3 Résultats des essais de laboratoire (SETA Annaba)**

➤ Pour le pieux de 15 m et 1m de diamètre (Choot Gadaine Batna)

SCN°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU	
		$\Phi(^{\circ})$	CKPa
SC 05	0.00 - 3.00	14	13.8
	3.00 - 16.00	01	47.6
SC 06	0.00 - 6.00	02	44.6
	6.00 - 9.00	03	23.4
	9.00 -16.00	-	-
SC 07	0.00 -6.00	05	29.00
	6.00 -11.00	12	30.90
	11.00 - 19.50	06	20.60
SC 08	0.00 - 7.00	06	20.80
	7.00 - 16.50	01	58.90
SC 09	0.00 - 2.00	05	85.50
	2.00 - 6.5	14	18.40
	6.5 -16.00	06	53.40

**Tableau B.4 Résultats des essais de laboratoire (LTP Est Annaba)**

➤ Pour le pieu de 44 m et 1.2 m de diamètre du Centre multifonctionnel Annaba (CMA)

SCN°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU	
		$\Phi$ (°)	C (KPa)
SC  01	1	5	19
	7	17	16
	13	8	18
	19	17	16
	26	8	18
	31	17	16
	35	7	17
	37	8	18
	41	25	200
	44	25	200

**Tableau B.5 Résultats des essais de laboratoire (LTP Est Annaba)**

➤ Pour le pieu de 30 m et 1.2 m de diamètre du pont y

SC N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU	
		$\Phi$ (°)	CKPa
SC  01	3	5	19
	7.5	8	18
	9	10	18
	9.5	17	16
	11	18	15
	11.5	16	16
	13	16	16
	14.5	15	16
	23.5	18	6
	26.5	10	19
	27	3	200
	28.5	25	200

ANNEXE B.3

**Pénétrromètre au carottier**

**Tableau B.6 Résultats d'essai pénétromètre au carottier (LTP Est Annaba)**

➤ Pour le pieu de 44 m et 1.2 m de diamètre du Centre multifonctionnel Annaba (CMA)

Prof (m)	SC 01		
	N1	N2	N3
6.00 - 6.45 m	1	2	2
12.00 - 12.45 m	6	9	14
18.00 - 18.45 m	8	11	16
21.00 - 21.45 m	10	21	45
30.00 - 30.45 m	12	19	36
33.00 - 33.45 m	10	20	38
36.00 - 36.45 m	8	22	40
39.00 - 39.45 m	8	80 (refus)	70 (refus)
42.00 - 42.45 m	refus		
44.00 - 4.45 m	refus		

ANNEXE B.4**Pénétrömètre Statique****Tableau B.7 Résultats d'essai pénétrömètre statique (LTP Est Annaba)**

➤ Pour le pieu de 30 m et 1.2 m de diamètre du pont y

<b>Prof (m)</b>	<b>Rp (MPa)</b>
1.00	21.12
3.00	3.94
7.50	0.60
9.00	1.06
9.50	21.88
11.00	2.46
11.50	3.81
13.00	2.56
14.25	2.39
23.50	1.71
26.50	2.7
27.00	3.05
28.50	4.72
30.00	26.77
31.00	27

## ANNEXE C

## Annexe C

- Pour le pieux de 15 m et 1m de diamètre (Choot Gadaine Batna)

Tableau C.1 Fichier des données pour le calcul par Plaxis 8.2 ( Sondage SC05)

paramètres	Argile molle	marne
$\gamma_{\text{unsat}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	19.00	19.00
$\gamma_{\text{sat}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	20.00	21.80
$C_{\text{uu}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	13.80	47.50
$\Phi_{\text{uu}}$ (°)	14.00	1.00
$\Psi$ (°)	00.00	00.00
$E_{\text{ref}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$9.8 \cdot 10^4$	9.80
$\nu$ (-)	0.33	0.33
$R_{\text{inter}}$ (-)	0.67	0.67
	<b>Pieu</b>	
$E \cdot A$ (KN/m)	$3.84 \cdot 10^4$	
$E \cdot I$ (KN.m <sup>2</sup> /m)	300.50	

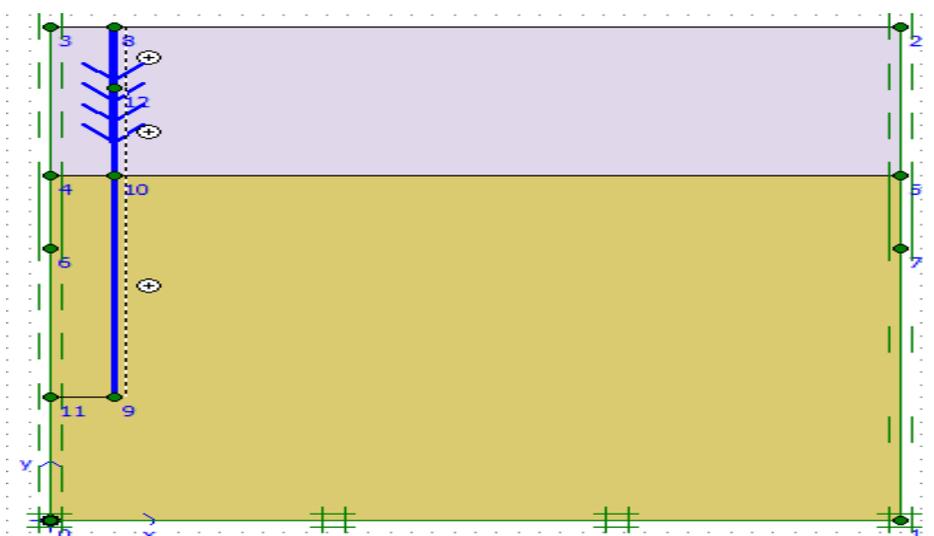
Sondage 06 (Sc06)

Figure C.1 Définition de la géométrie du pieu (Sc06)

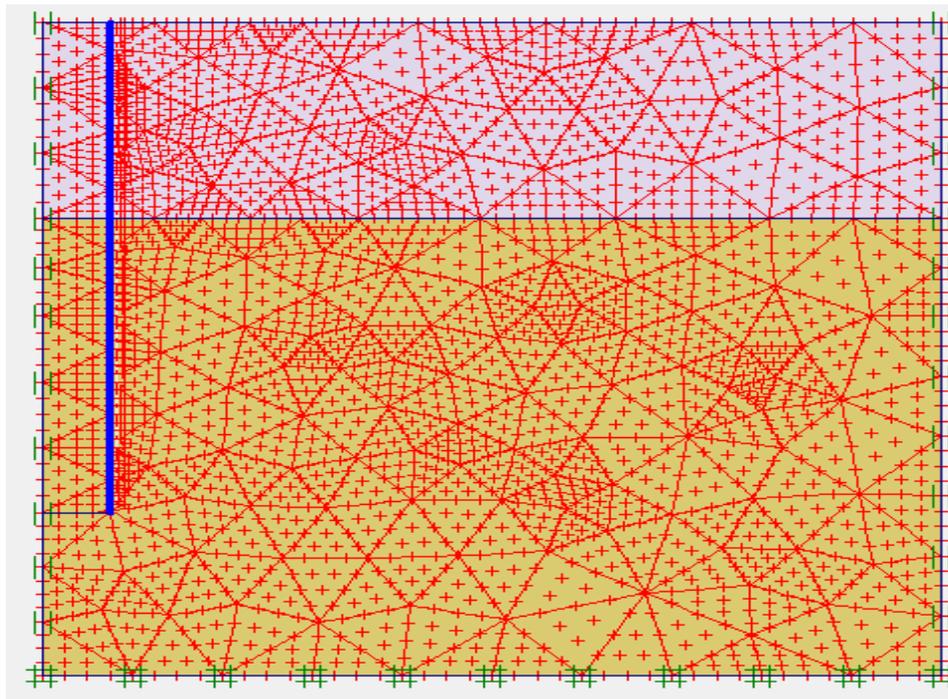


Figure C.2 Maillage du pieu (Sc06)

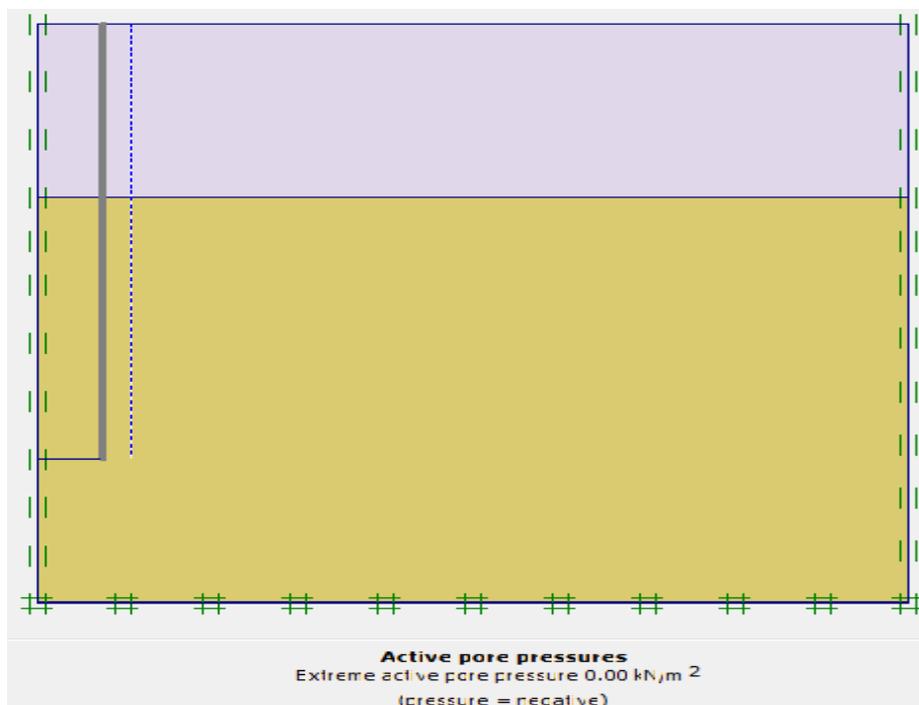


Figure C.3 Pression interstitielle (Sc06)

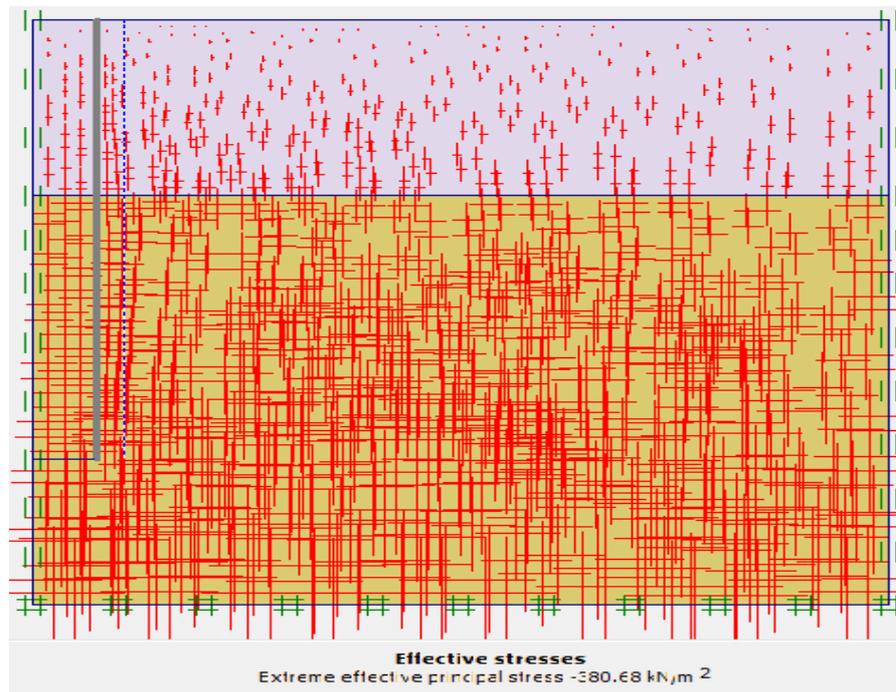


Figure C.4 Contraintes effectives (Sc06)

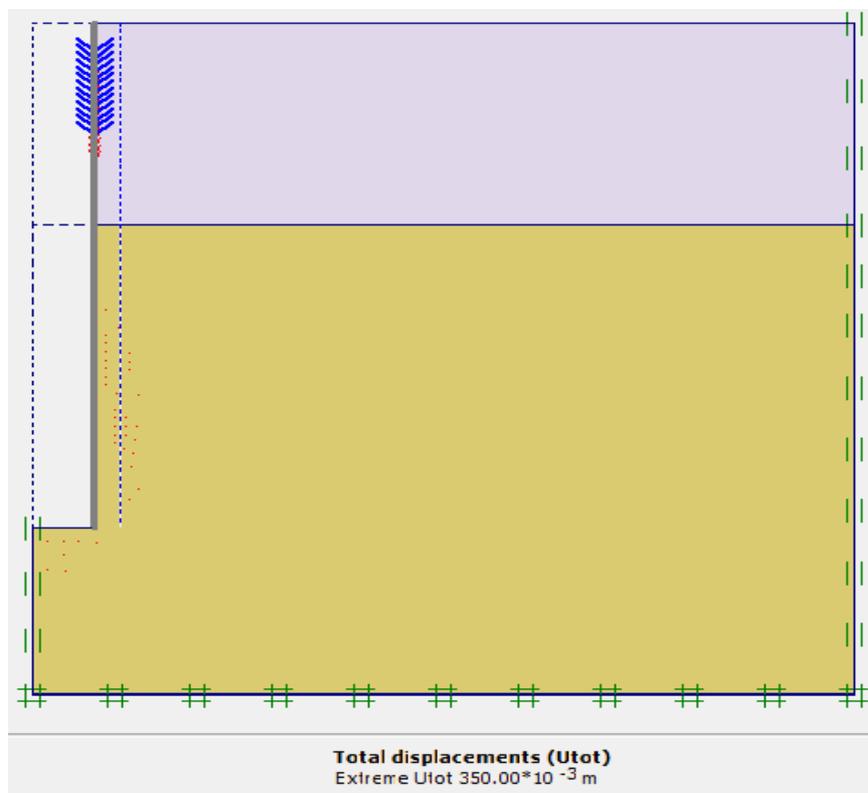


Figure C.5 Champ de déplacement incrémental (Sc06)

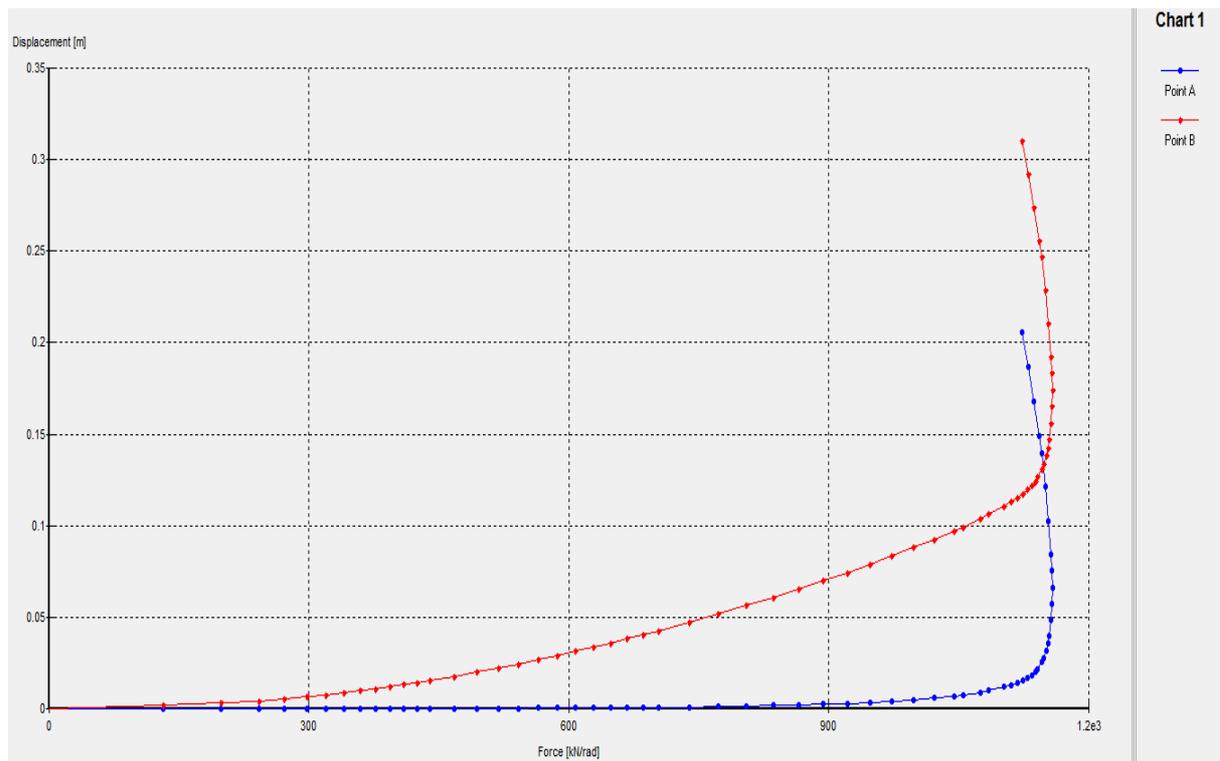
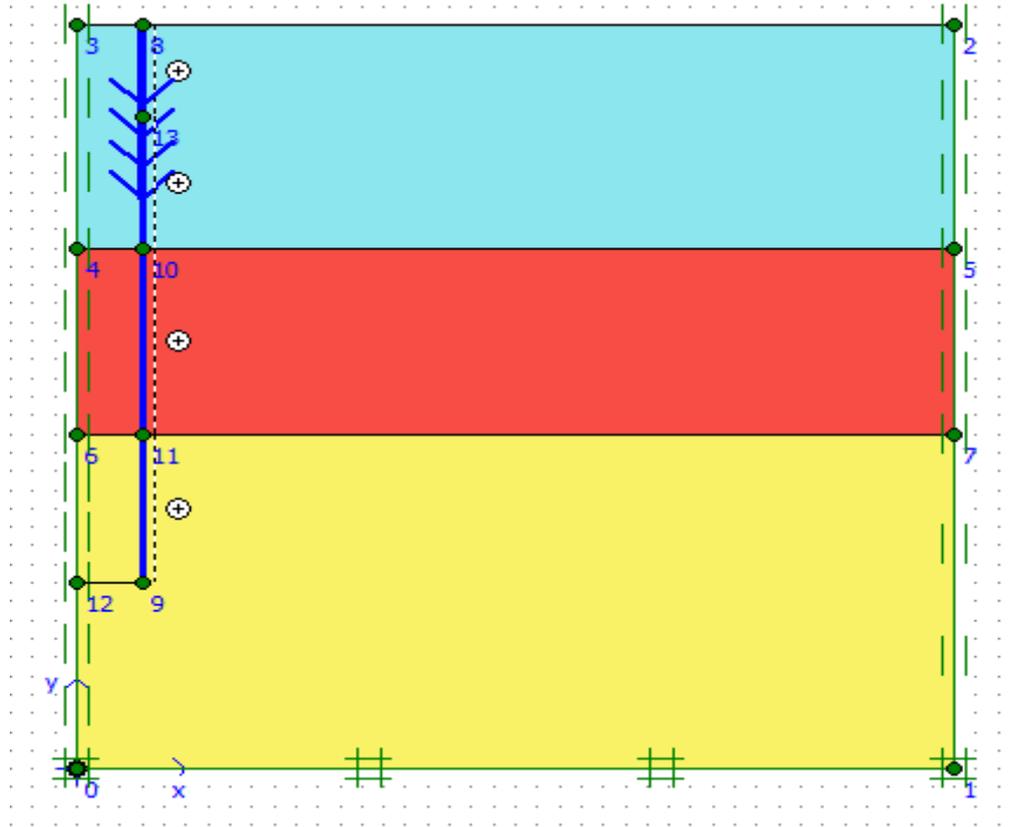


Figure C.6 Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc06)

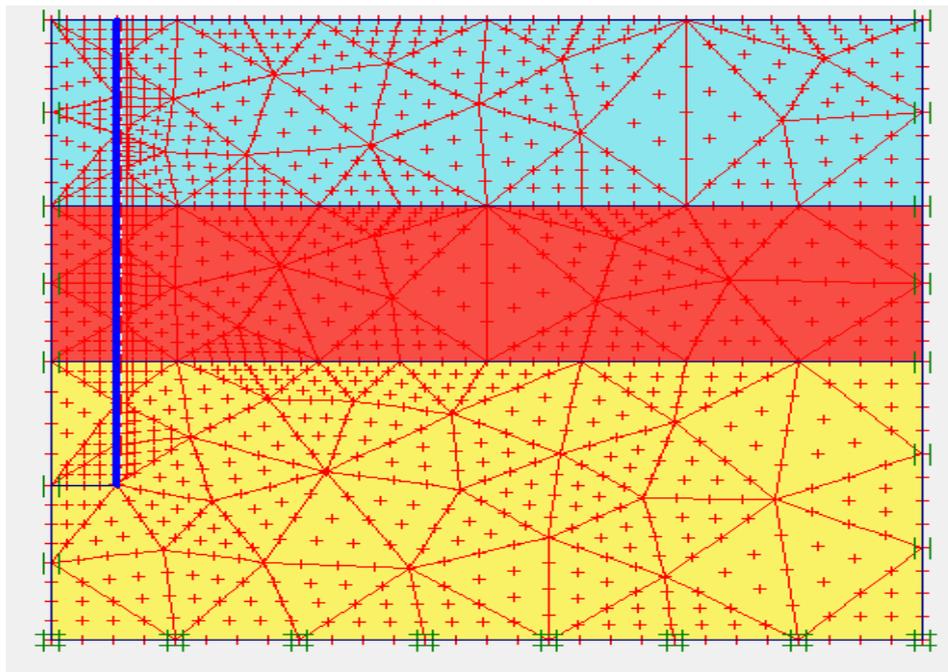


Figure C.7 Bilan du calcul (Sc06)

**Sondage 07 (Sc07)**



**Figure C.8 Définition de la géométrie du pieu(Sc07)**



**Figure C.9 Maillage du pieu (Sc07)**

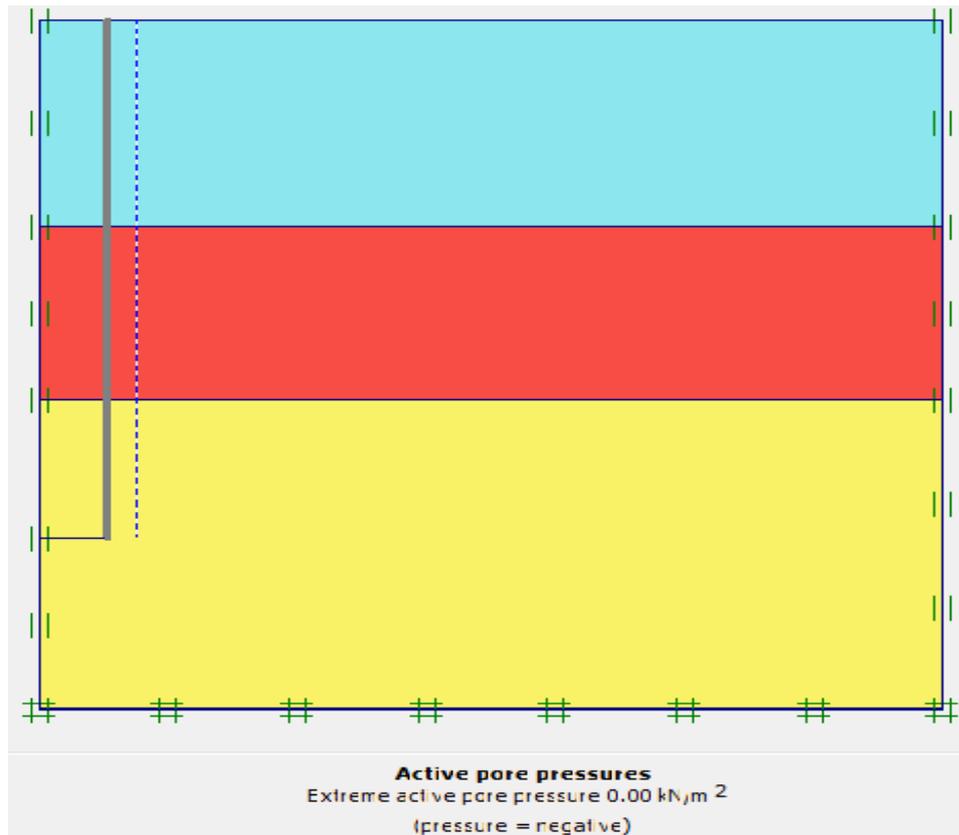


Figure C.10 Pression interstitielle (Sc07)

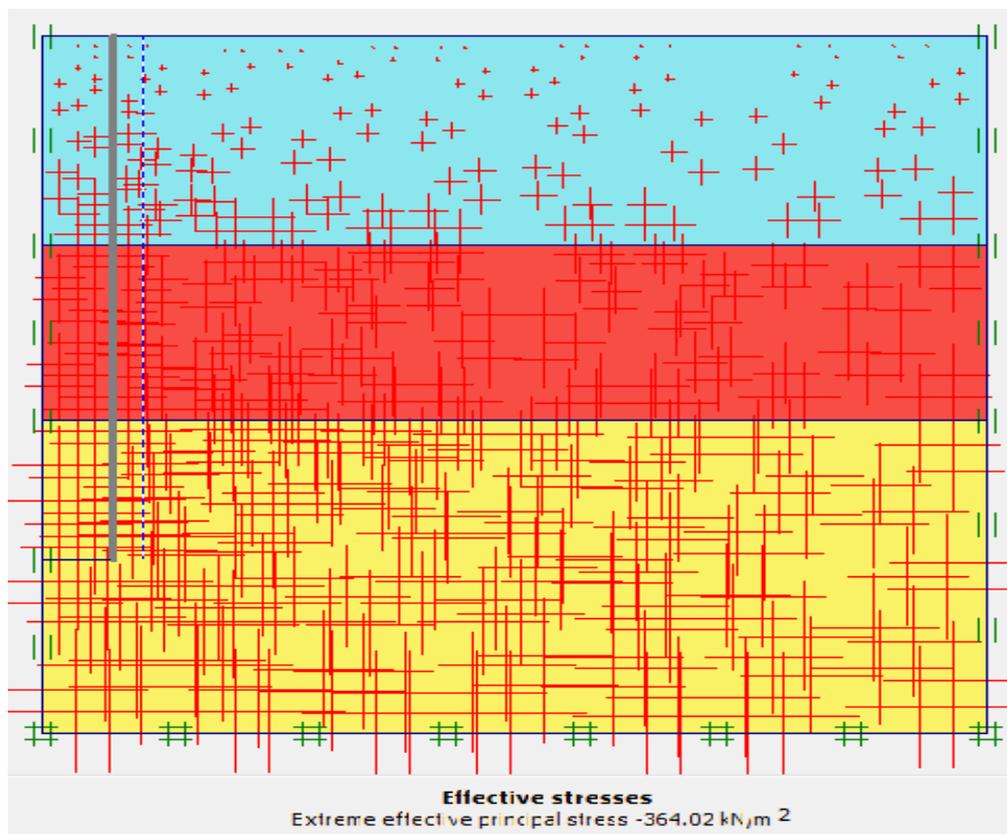
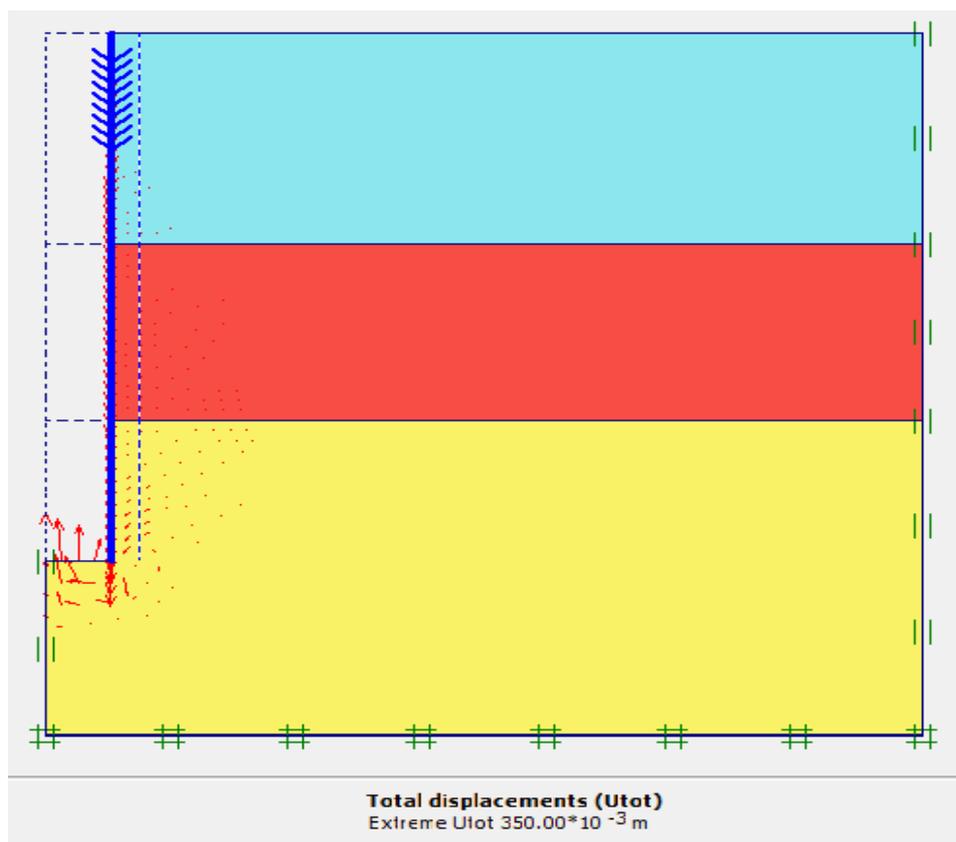
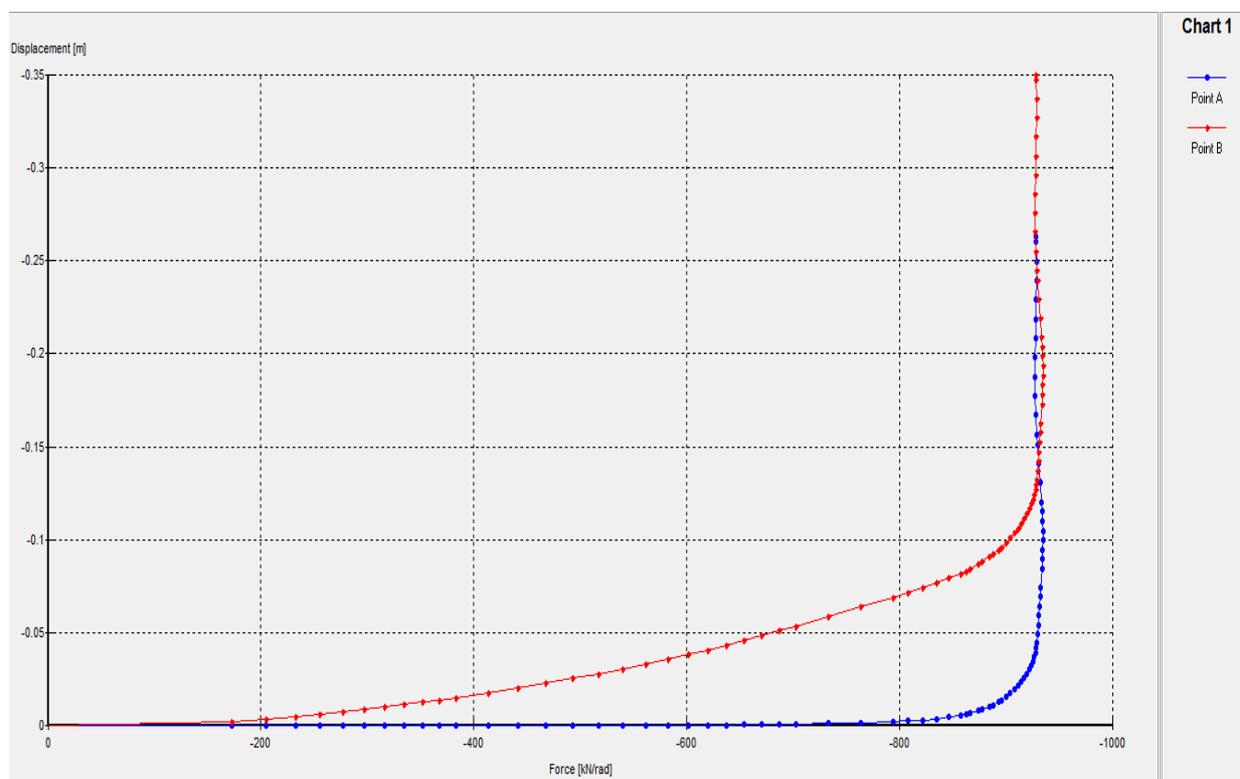


Figure C.11 Contraintes effectives (Sc07)



**Figure C.12** Champ de déplacement incrémental (Sc07)



**Figure C.13** Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc07)

Show <input type="radio"/> Input values <input checked="" type="radio"/> Reached values:	Incremental multipliers Mdisp: N/A MloadA: N/A MloadB: N/A Mweight: N/A Maccel: N/A Msf: 0.0000	Total multipliers $\Sigma$ -Mdisp: 1.0000 $\Sigma$ -MloadA: 1.0000 $\Sigma$ -MloadB: 1.0000 $\Sigma$ -Mweight: 1.0000 $\Sigma$ -Maccel: 0.0000 $\Sigma$ -Msf: 1.0000
Other Stiffness: 0.0002 Force-X: 0.0000 Force-Y: -927.6400 Pmax: 1428.2000 $\Sigma$ -Mstage: 1.0000		

Figure C.14 Bilan du calcule (Sc07)

**Sondage 08 (Sc08)**

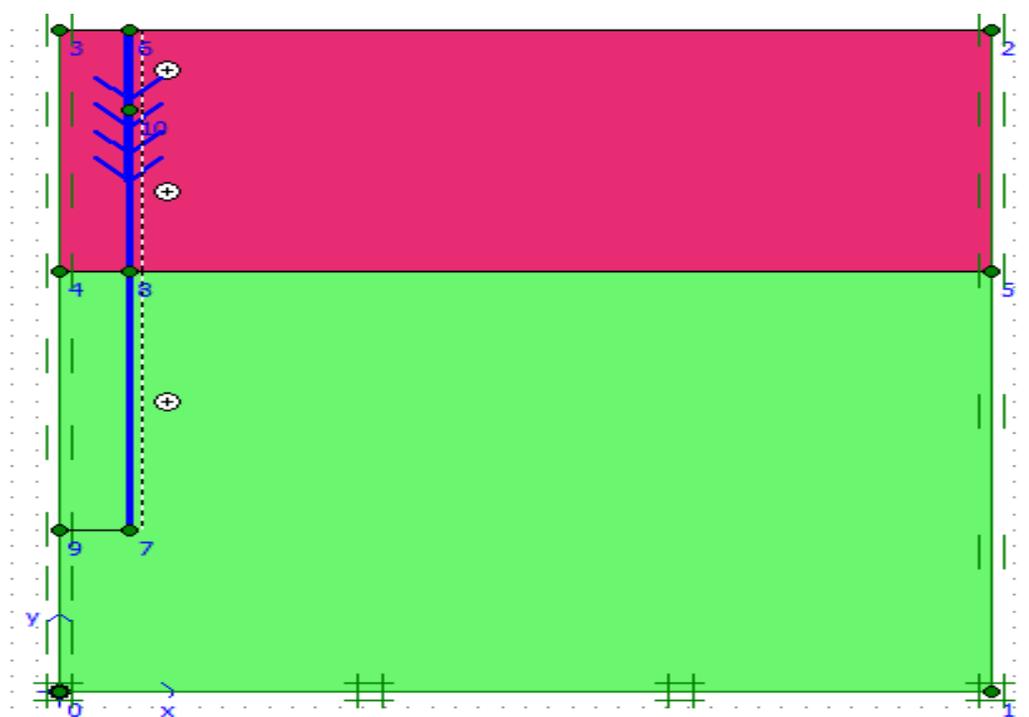


Figure C.15 Définition de la géométrie du pieu(Sc08)

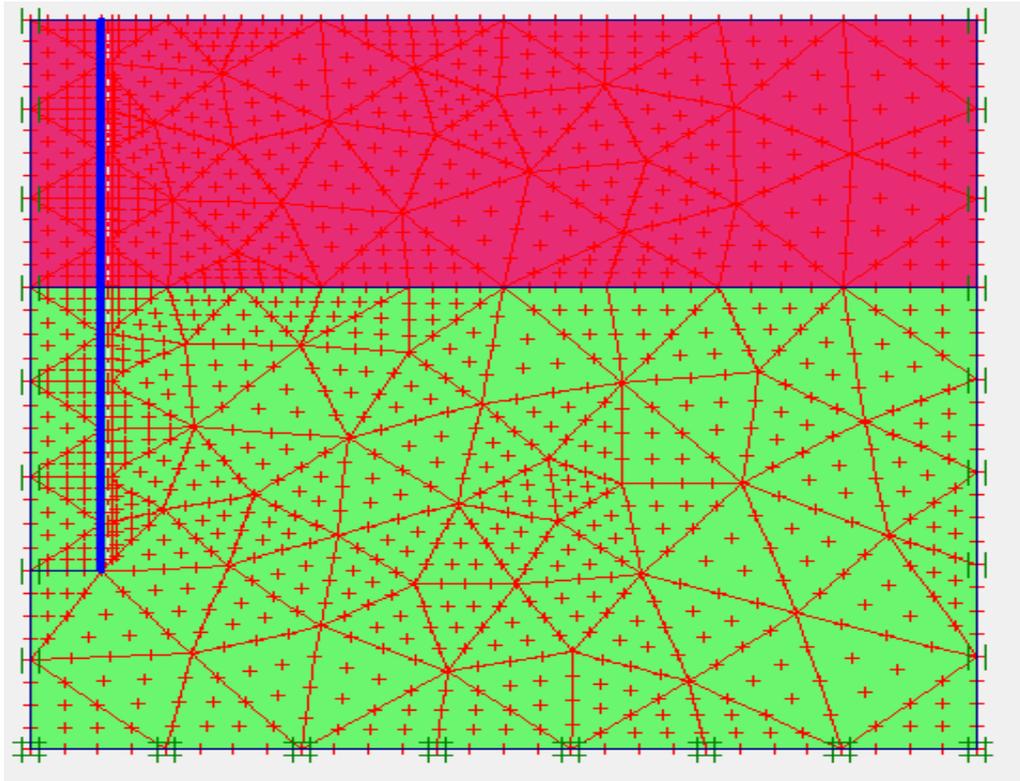


Figure C.16 Maillage du pieu (Sc08)

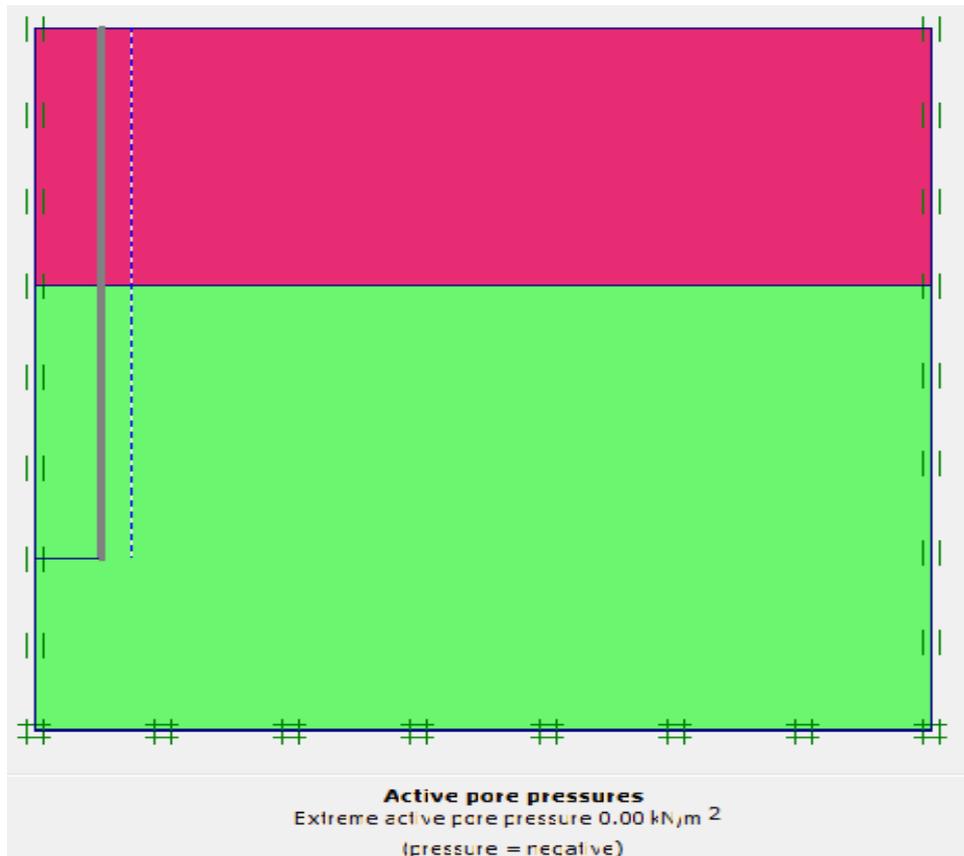


Figure C.17 Pressions interstitielles (Sc08)

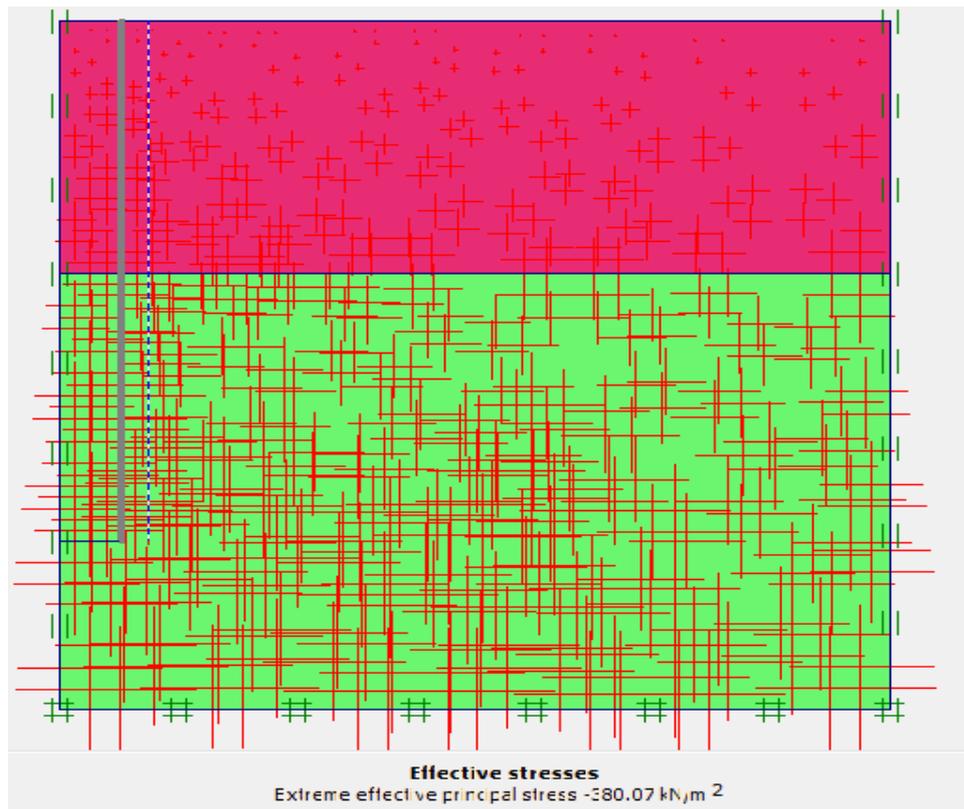


Figure C.18 Contraintes effectives (Sc08)

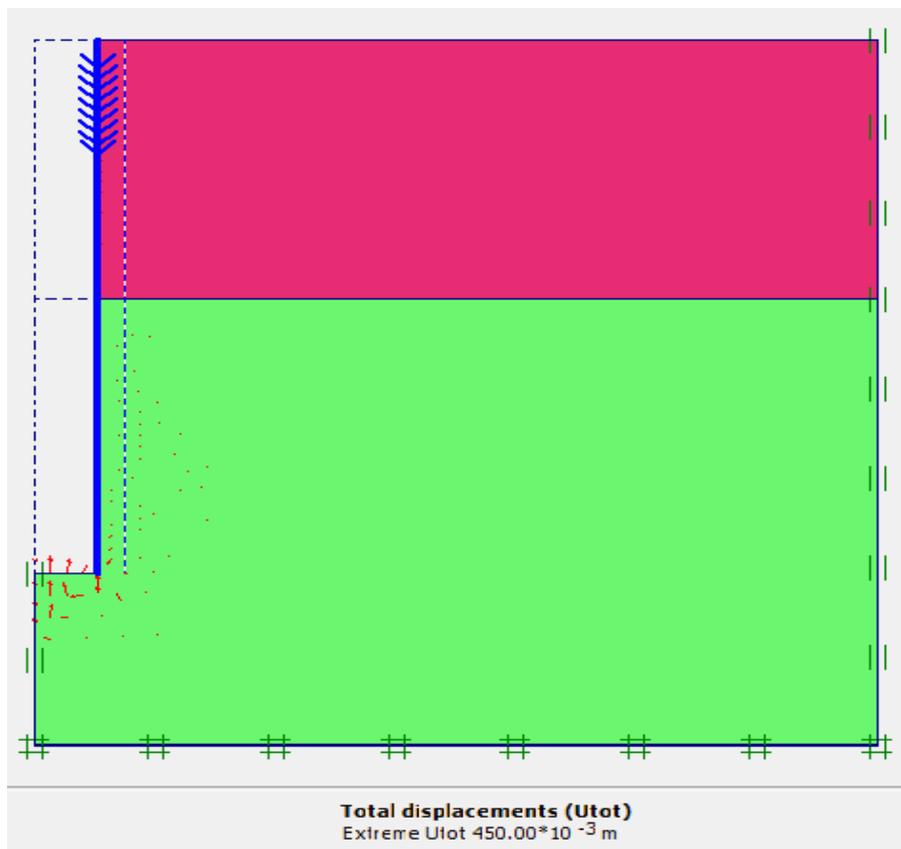


Figure C.19 Champ de déplacement incrémental (Sc08)

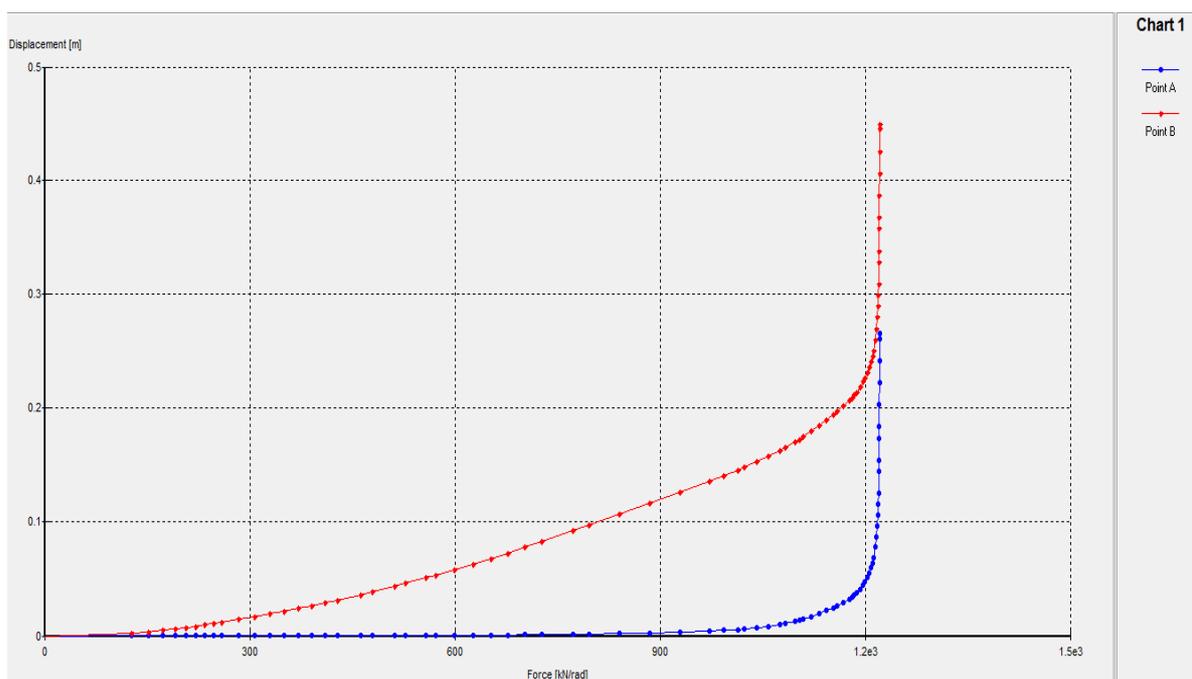


Figure C.20 Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc08)

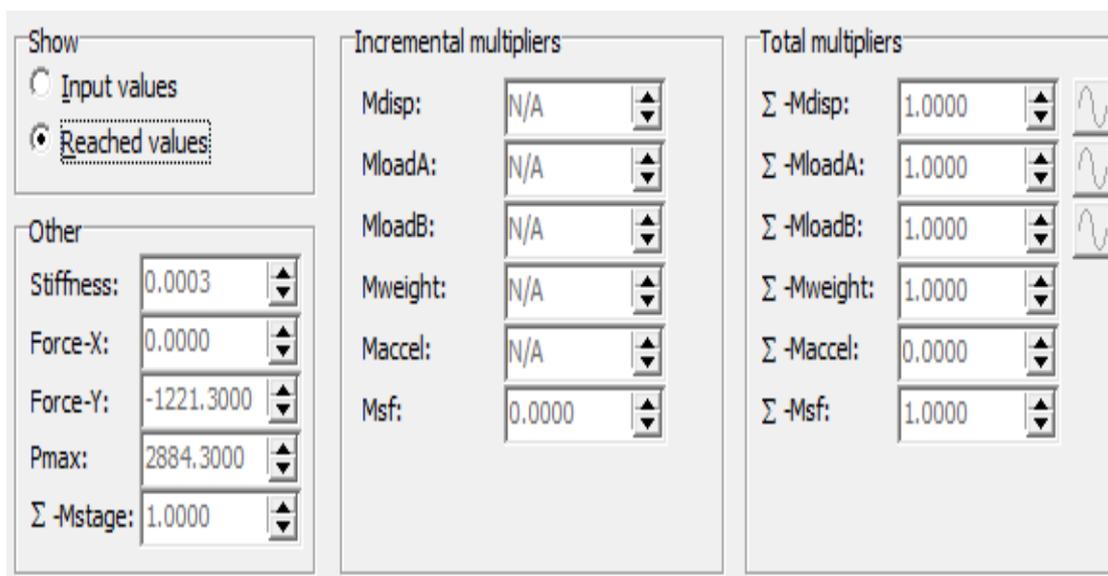
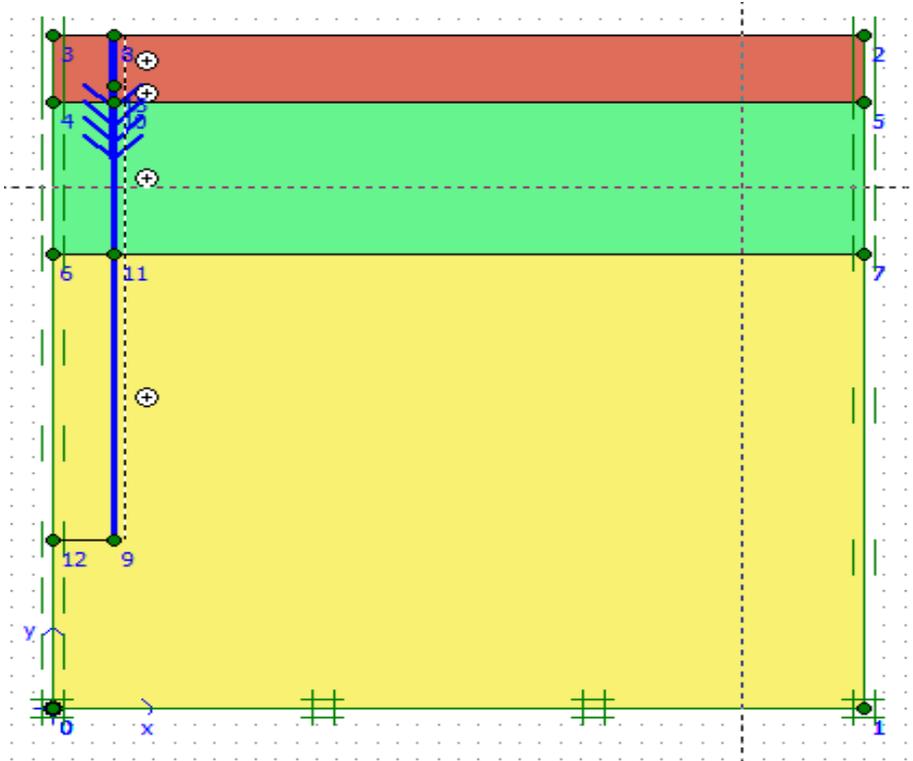
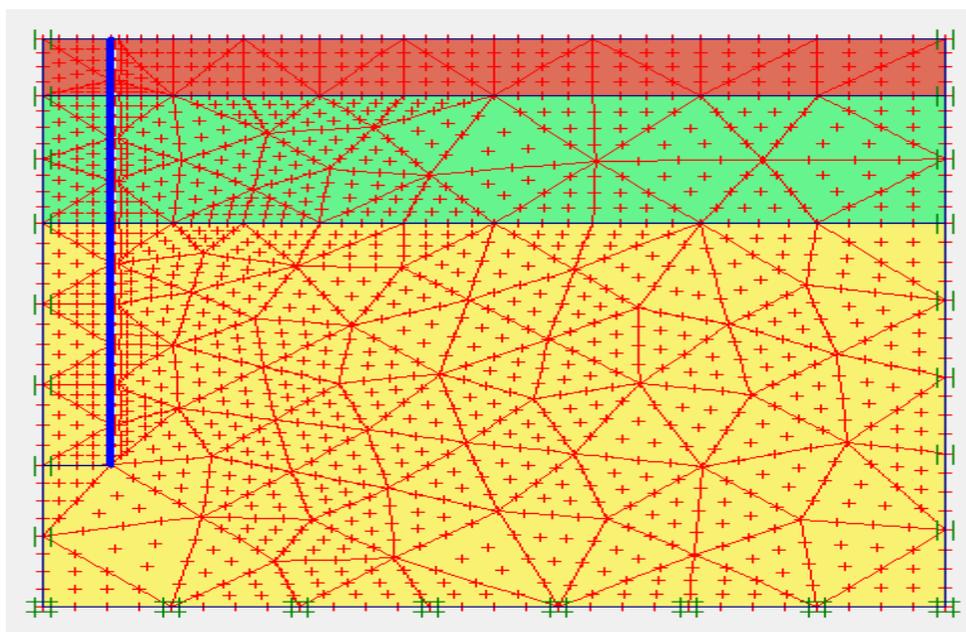


Figure C.21 Bilan du calcul (Sc08)

**Sondage 09 (Sc09)**



**Figure C.22 Définition de la géométrie du pieu(Sc09)**



**Figure C.23 Maillage du pieu (Sc09)**

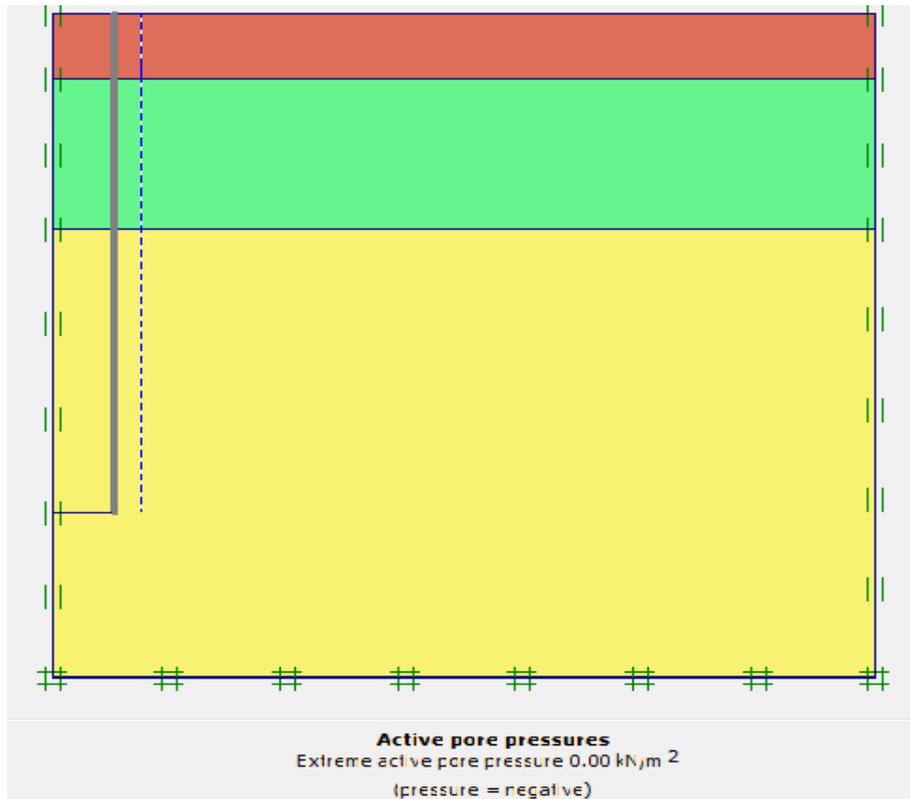


Figure C.24 Pressions interstitielles (Sc09)

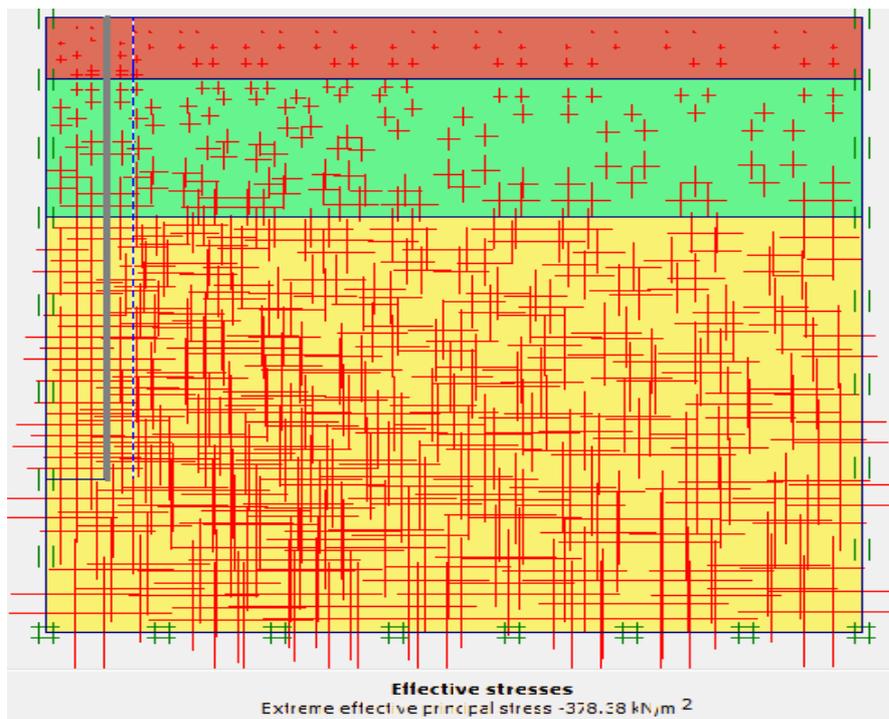
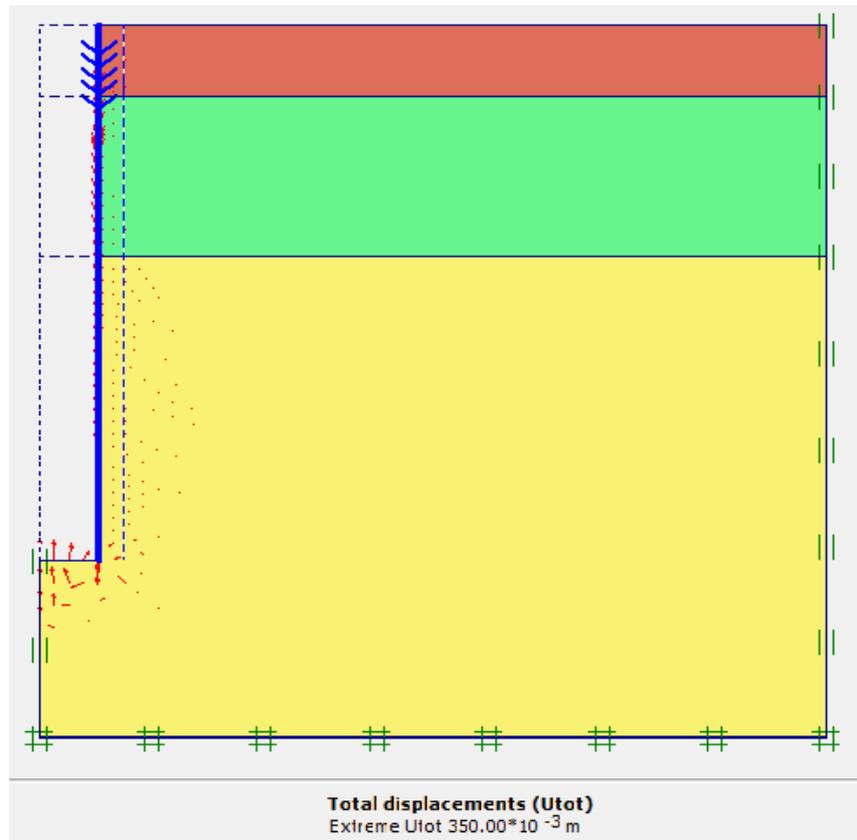
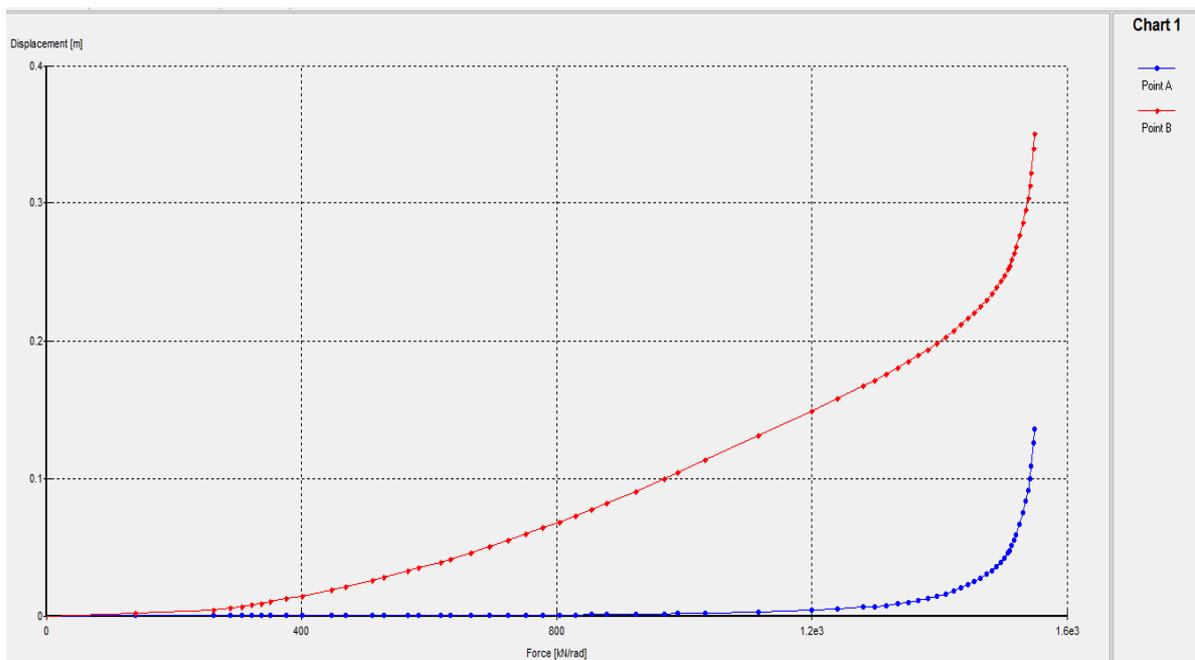


Figure C.25 Contraintes effectives (Sc09)



**Figure C.26 Champ de déplacement incrémental (Sc09)**



**Figure C.27 Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc09)**

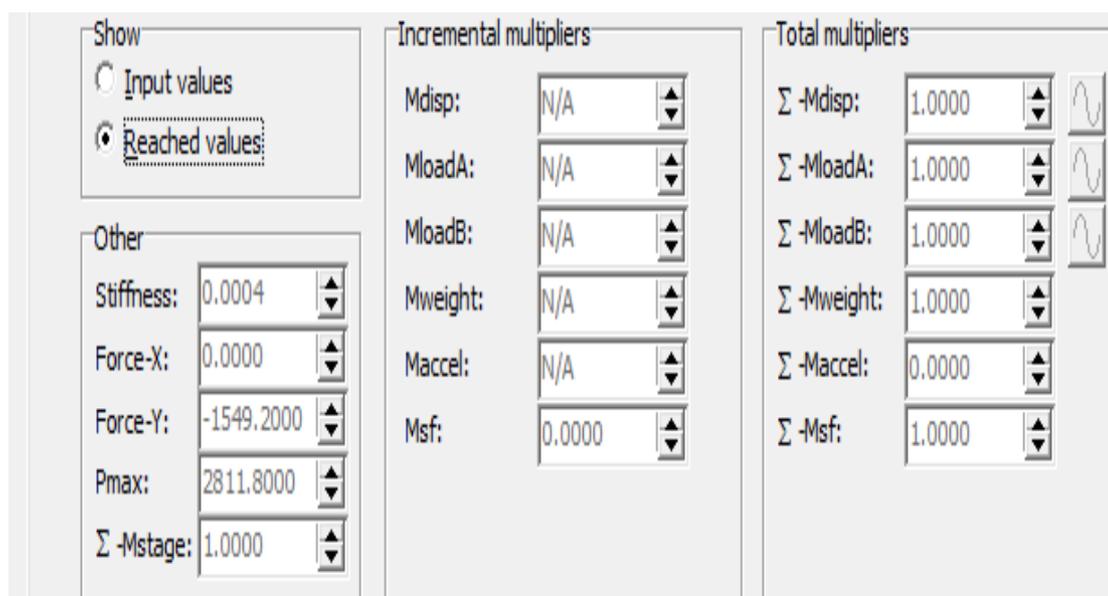


Figure C.28 Bilan du calcul (Sc09)

- Pieux de 44 m et 1.2 m de diamètre de centre multifonctionnel d'Annaba

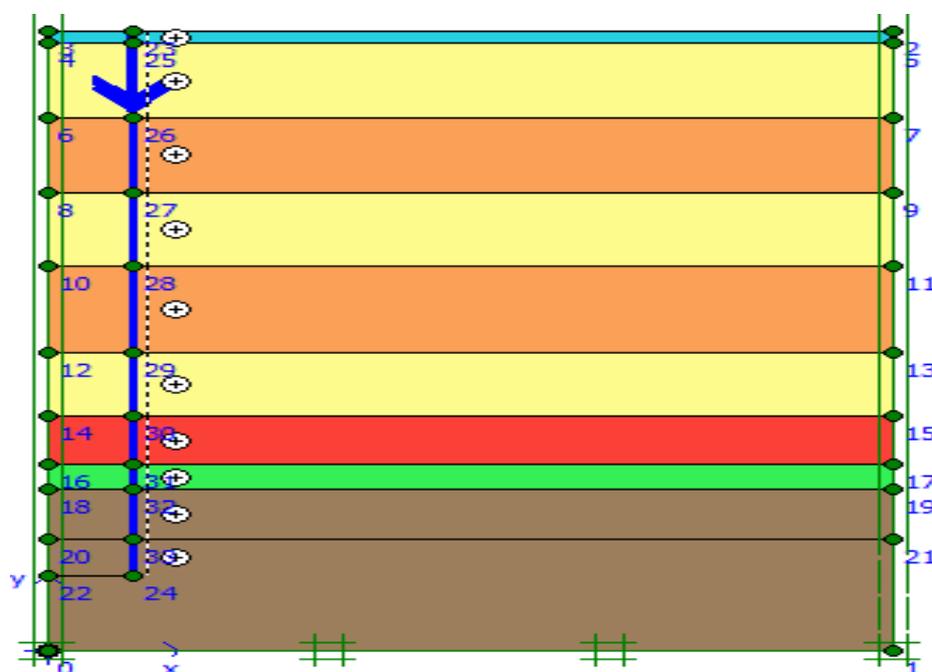


Figure C.29 Définition de la géométrie du pieu (Sc01)

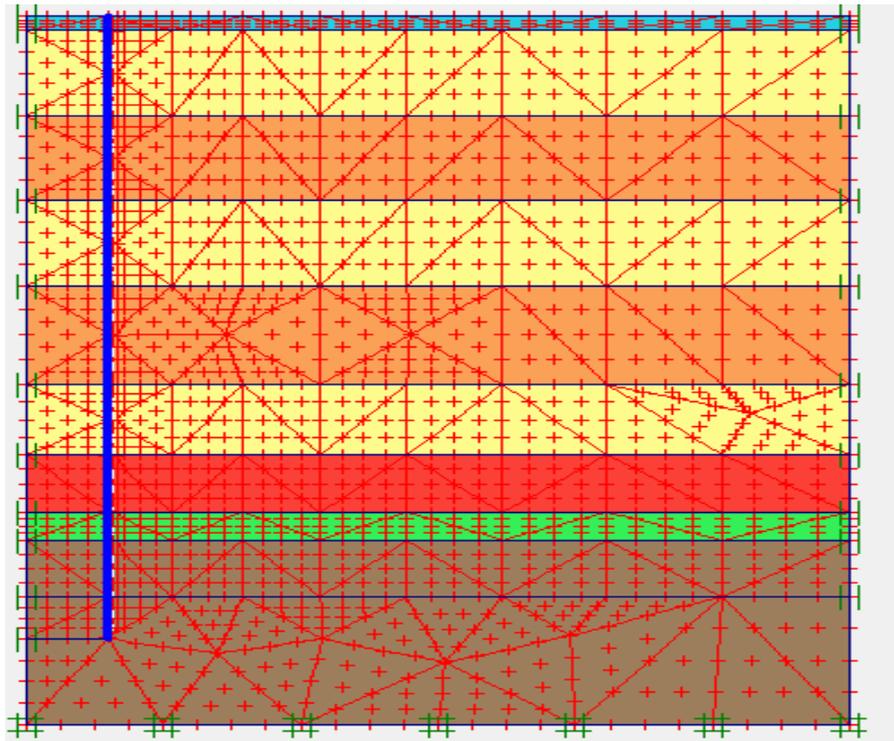


Figure C.30 Maillage du pieu (Sc01)

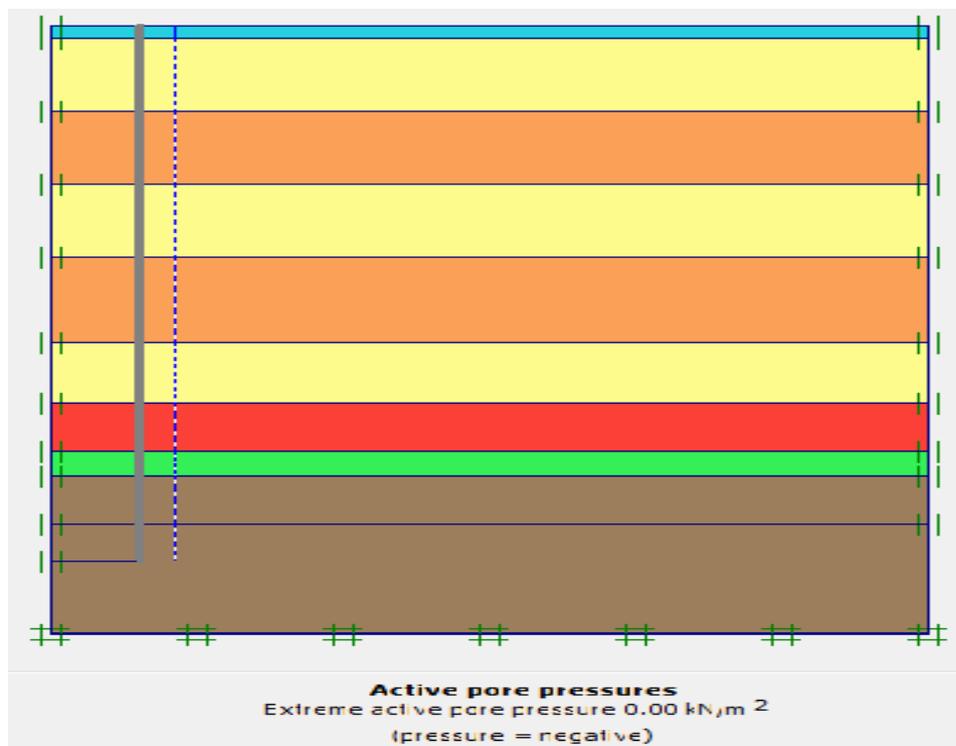


Figure C.31 Pression interstitielle (Sc01)

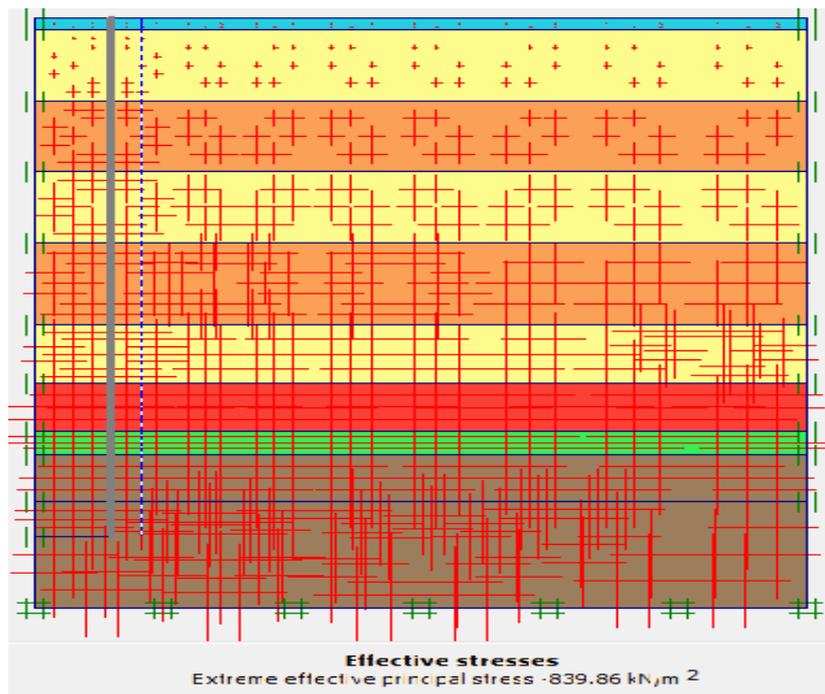


Figure C.32 Contraintes effectives (Sc01)

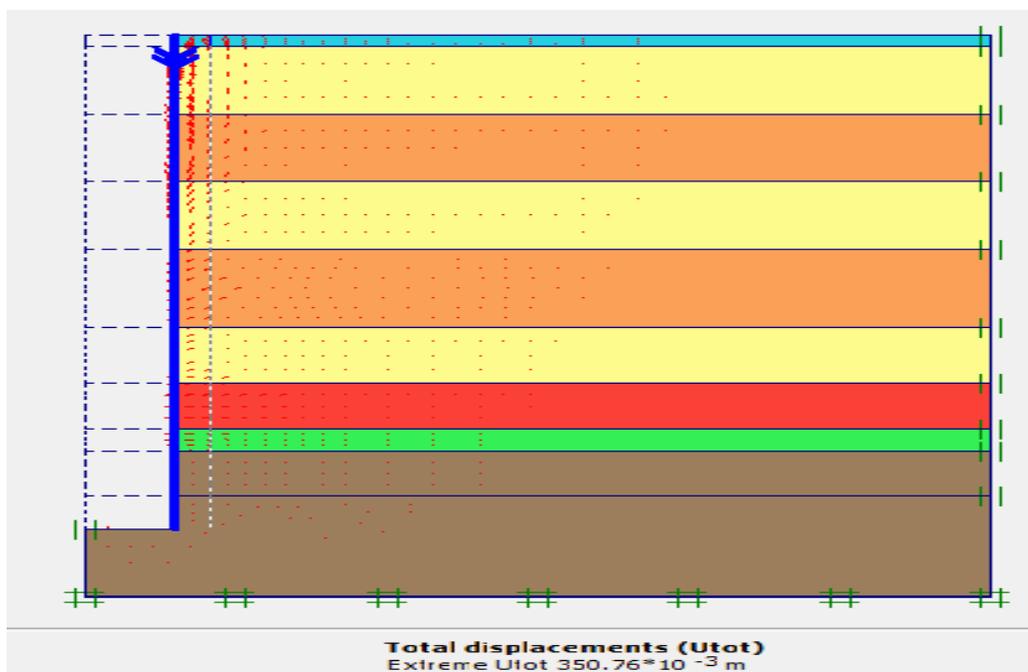


Figure C.33 Champ de déplacement incrémental (Sc01)

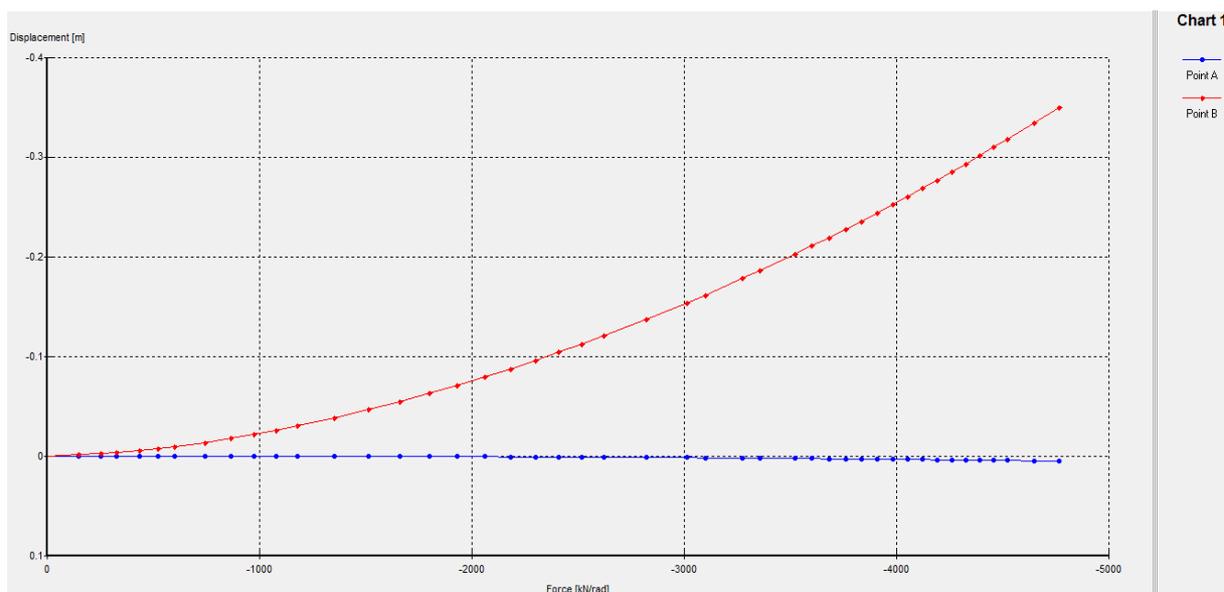


Figure C.34 Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc01)

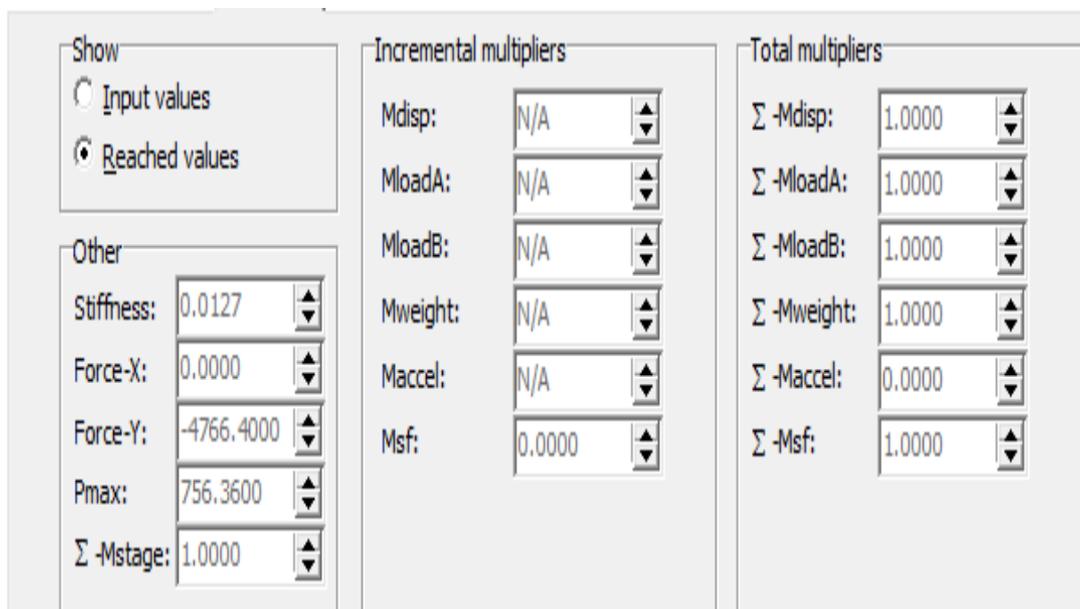


Figure C.35 Bilan du calcul (Sc01)

➤ Pieu de 30m et 1.2 m de diamètre du pont Y

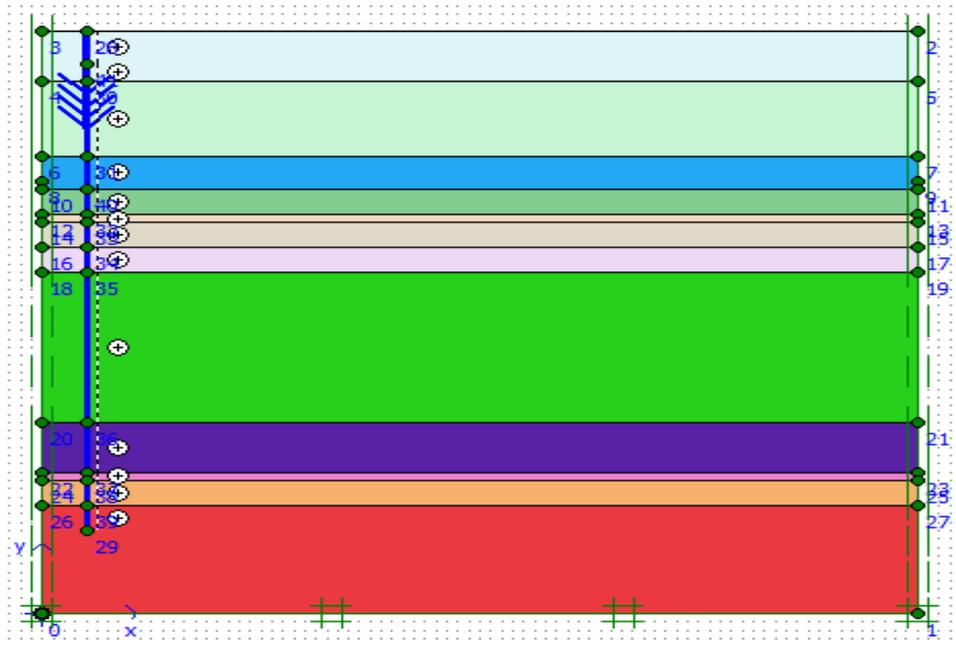


Figure C.36 Définition de la géométrie du pieu (Sc01)

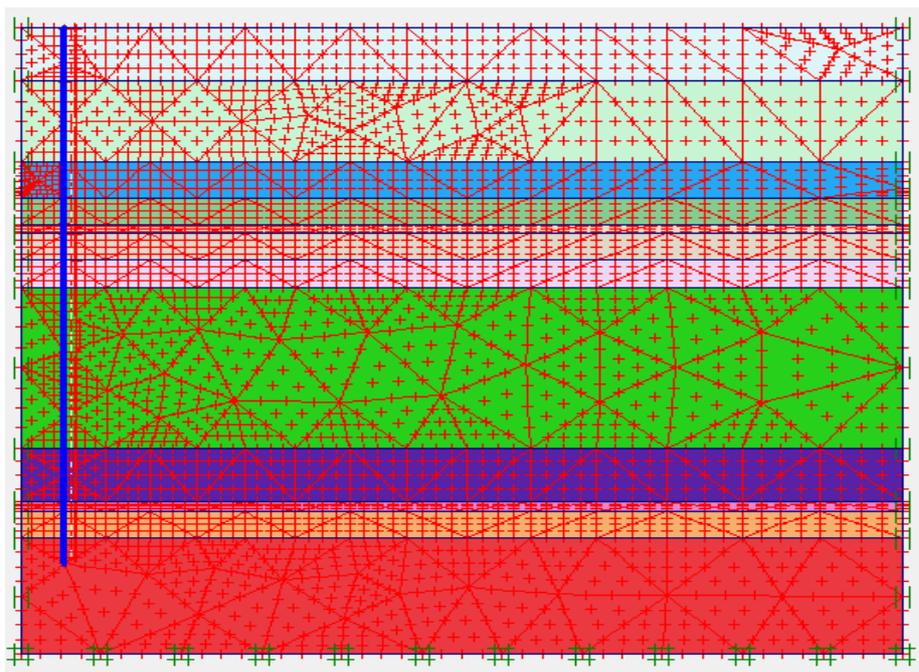


Figure C.37 Maillage du pieu (Sc01)

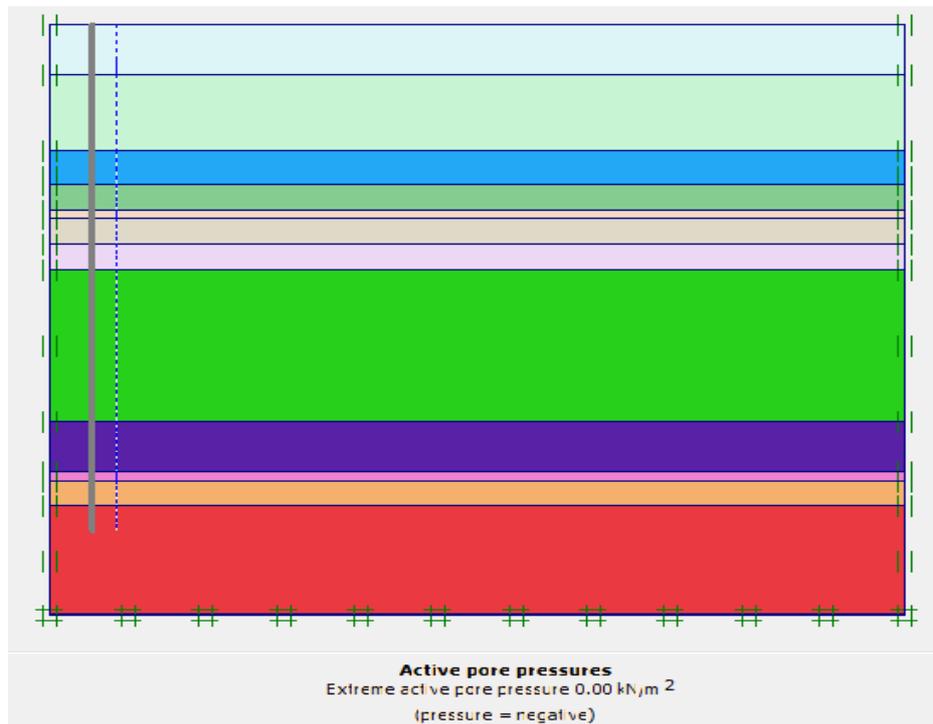


Figure C.38 Pression interstitielle (Sc01)

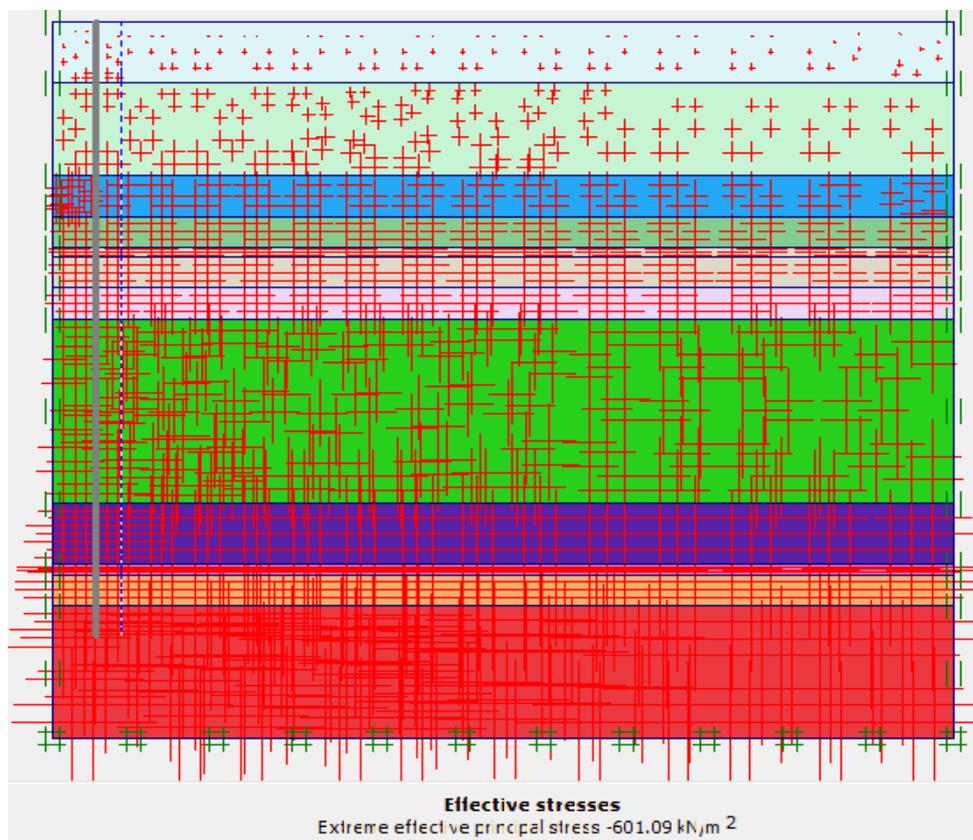


Figure C.39 Contraintes effectives (Sc01)

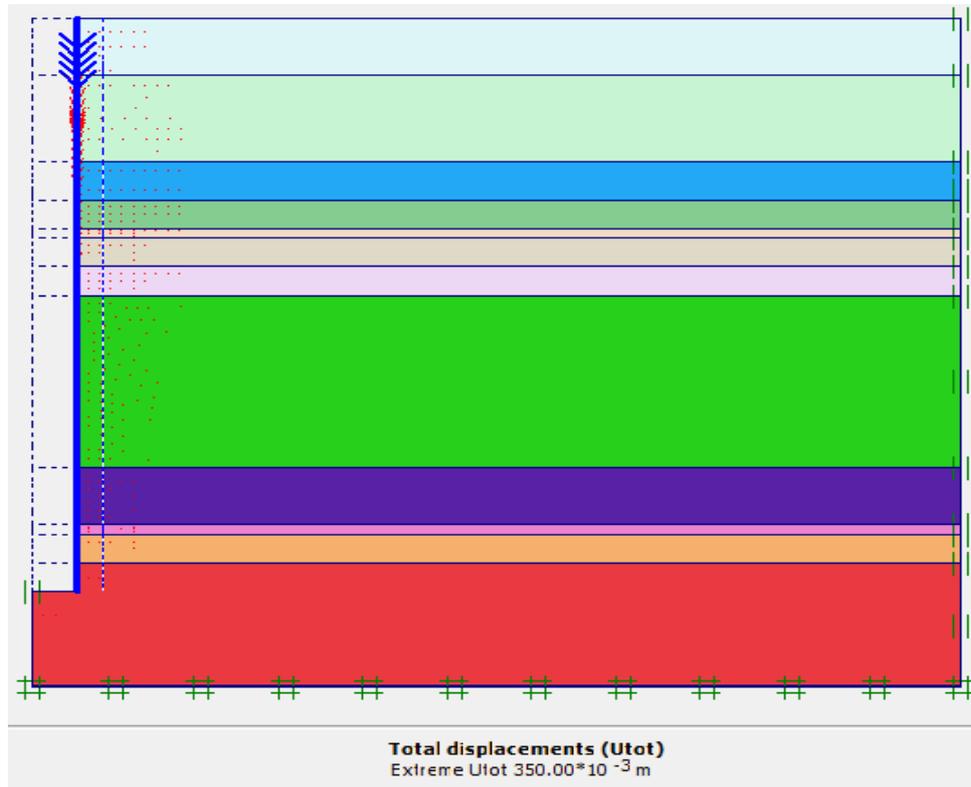


Figure C.40 Champ de déplacement incrémental (Sc01)

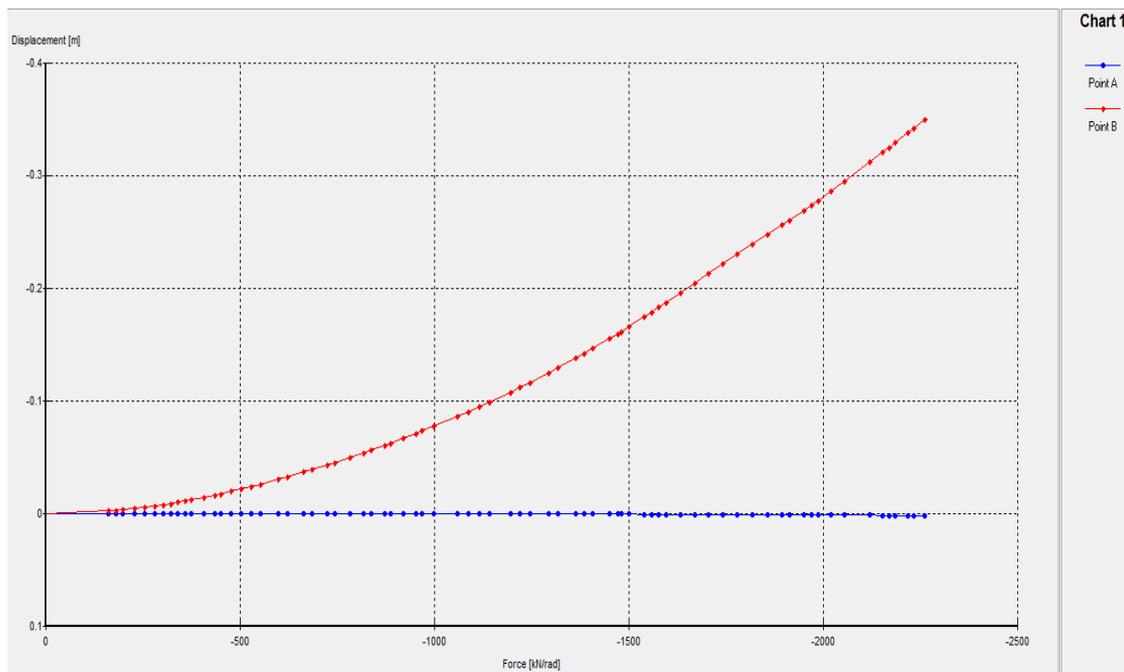


Figure C.41 Courbe charge – Déplacement aux point A et B (Sc01)

Show <input type="radio"/> Input values <input checked="" type="radio"/> Reached values		Incremental multipliers		Total multipliers	
Other Stiffness: 0.0004 Force-X: 0.0000 Force-Y: -2261.6000 Pmax: 323.4700 $\Sigma$ -Mstage: 1.0000		Mdisp: N/A		$\Sigma$ -Mdisp: 1.0000	
		MloadA: N/A		$\Sigma$ -MloadA: 1.0000	
		MloadB: N/A		$\Sigma$ -MloadB: 1.0000	
		Mweight: N/A		$\Sigma$ -Mweight: 1.0000	
		Maccel: N/A		$\Sigma$ -Maccel: 0.0000	
		Msf: 0.0000		$\Sigma$ -Msf: 1.0000	

**Figure C.42 Bilan du calcul (Sc01)**