

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département du Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Etude et Modélisation des Pieux

Ryadh NADJI

Sous la direction de Mme Nadjia BAOUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 04/10/2017

Composition du Jury :

Président	Mr	A. LARIBI	Dr	ENP
Promotrice	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	Mr	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP

ENP 2017

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département du Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Etude et modélisation des pieux

Ryadh NADJI

Sous la direction de Mme Nadjia BAUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 04/10/2017

Composition du Jury :

Président	Mr	A. LARIBI	Dr	ENP
Promotrice	Mme	N.BAUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	Mr	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP

ENP 2017

Dédicaces

Je dédie chaleureusement ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu tout au long de ma formation.

Mes frères et mes sœurs

Toute la famille NADJI

Tous mes amis de L'ENP

Tous ceux qui me connaissent de près ou de loin

Ryadh NADJI

Remerciement

Je remercie ALLAH, le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nous exprimons nos vifs remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cet humble travail, et en particulier à mon encadreur

- Mme Nadjia BAUCHE (ENP), pour nous avoir suivi à faire cette réalisation et l'amener à bien et à terme.

-Merci aux membres du jury bien veillant et pour l'effort fourni afin de juger notre travail.

Notre gratitude et reconnaissance, également, à nos enseignants de l'ENP et à la promotion 2017.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة وتصميم خوازيق من الخرسانة المسلحة لمبنى سكني وتجاري يتكون من 8 طوابق، وترتكز هذه الخوازيق على تربة غير متجانسة. يقع موقع تثبيت الخوازيق على واجهة البحر لمدينة بومرداس التي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة). تم تنفيذ نمذجة هذه الأساسات العميقة باستخدام برنامج حساب (روبوت 2014)، وهذا النوع من النمذجة يسمح بتحليل السلوك الديناميكي للخوازيق تحت مختلف التركيبات الزلزالية. الكلمات المفتاحية : النمذجة، التربة، المتانة، الأساسات العميقة، الخوازيق.

Abstract

The objective of our work is the study and design of reinforced concrete piles for a residential and commercial building consisting of 8 floors, these piles are anchored in a heterogeneous soil. The building is located at the seafront of the town of Boumerdes in a zone of high seismicity (zone III). The modeling of this deep foundation was carried out using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 calculation software. This type of modeling makes it possible to analyze the dynamic behavior of the piles under different solicitations and seismic combinations

Key words: modeling, soil, stiffness, deep foundations, piles.

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude et le dimensionnement des pieux en béton armé pour un bâtiment à usage d'habitation et à usage commercial constitué de 8 étages, ces pieux sont ancrés dans un sol hétérogène.

Le lieu d'implantation du bâtiment se situe au niveau du front de mer de la ville de Boumerdes dans une zone de forte sismicité (zone III).

La modélisation de cette fondation profonde a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, ce type de modélisation permet d'analyser le comportement dynamique des pieux sous différentes sollicitations et combinaisons sismiques.

Mots clés : modélisation, sol, raideurs, fondations profondes, pieux.

Table des matières

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Introduction Générale.....	9
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Etude Géotechnique

I.1. Introduction.....	11
I.2. Présentation du Batiment.....	11
I.3. Etude du sol.....	13
I.4. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde.....	14
I.5. capacité portante des pieux.....	14
I.5.1. capacité portante en pointe des pieux.....	15
I.5.2. capacité portante laterale des pieux	16
I.6. L'effet de groupe de pieux	18
I.7. Nombre de pieux.....	18
I.8. Répartition des pieux.....	19
I.9. Vérification de l'effet d'arrachement	20
I.10. Conclusion.....	21

Chapitre II : Modélisation des Pieux

II.1. Introduction.....	23
II.2. Principe de l'interaction sol-structure	24
II.3. Calculs des raideurs.....	24
II.3.1. Raideurs Verticales.....	24
II.3.2. Raideurs horizontals.....	25
II.4. Modelisation des pieux sur logiciel.....	26
II.4.1. Définition des raideurs.....	27
II.4.2. Combinaisons d'action à considérer.....	27
II.5. Conclusion.....	28

Chapitre III : Ferrailages des Pieux

III.1. Introduction	30
III.2. Ferrailages des pieux	30
III.2.1. Armatures longitudinales	30
III.2.2. Armatures transversales.....	30
III.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	30
III.3. Conclusion.....	32
Conclusion générale.....	33
Références bibliographiques.....	34
ANNEXES.....	35
Annexe A.....	36
Annexe B.....	37

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude Géotechnique

Tableau. I. 1. Les caractéristiques des couches du sol.....14

Tableau. I. 1. Les caractéristiques des couches du sol.....17

Chapitre II : Modélisation des Pieux

Tableau. VI. 1. Donnée pour le calcul de la raideur verticale.....25

Tableau. VI. 2. La raideur verticale des25

Tableau.II.3. Les raideurs horizontales des pieux.....25

Chapitre III : Ferrailages des Pieux

Tableau.III.1. Les différentes sections d'armatures obtenues.....30

Liste des figures

Chapitre I : Etude Géotechnique

Figure. I. 1. Plan de masse.....	11
Figure. I. 2. Plan du rez-de-chaussée.....	12
Figure. I. 3. Façade principale bâtiment.....	12
Figure. I. 4. Coupe A-A du Bâtiment.....	12
Figure I. 5. différentes formation du sol.....	13
Figure I.6. La charge QL supportée par une fondation profonde.....	15
Figure. I. 7. Répartition des pieux.....	19
Figure .I.8. Sol mobilisé par un seul pieu.....	20
Figure .I.9. Séparation en 2 groupes de pieux.....	20

Chapitre II : Modélisation des Pieux

Figure. II.1. Modélisation de l'ISS [1] a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis.....	23
Figure. II. 2. Modélisation des pieux à l'aide du logiciel robot 2014.....	26
Figure. II. 3. Les forces qui sollicitent les pieux	27
Figure. II. 4. Définition des appuis.....	28

Chapitre III : Ferrailages des Pieux

Figure. III. 1. Schéma de ferrailage du pieu (élévation et coupe).....	32
--	----

Introduction Générale

Afin d'appréhender nos connaissances de formation d'ingénieur d'état en génie Civil à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, nous avons choisi de réaliser un Projet de Master dont le thème est l'étude et la modélisation des pieux.

L'ouvrage à étudier fait partie du projet touristique situé au niveau du Front de Mer de la ville de Boumerdes, L'ossature portante du bâtiment est composée de portiques et de voiles en béton armé disposés suivant les deux directions principales.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de déterminer les caractéristiques des différentes couches.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations; ainsi, Pour qu'une structure soit stable, cela suppose assurer la transmission des charges du bâtiment vers le sol d'assise, suivant la capacité portante du sol, la nature du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles.

Lorsque le sol de fondation est très compressible ou peu résistant, et qu'il ne peut assurer un support adéquat aux structures par le biais des fondations superficielles, les charges sont alors transmises aux couches en profondeur, susceptibles d'assurer une stabilité de la structure, par le biais d'éléments structuraux ayant des dimensions transversales petites relativement à leurs longueurs. Ces éléments structuraux sont appelés pieux. La conception des pieux requiert une analyse de l'interaction sol-structure.

L'objectif de ce travail est de faire une étude sur le mode de fondation sur pieux, il se compose en trois parties principales :

Dans la première partie nous présentons tout d'abord la partie géotechnique, la nature du sol et ces caractéristiques; puis on calcule la capacité portante des pieux.

Dans la deuxième partie, en premier lieu, nous étudions le comportement du sol avec une analyse de l'interaction sol-structure. Les pieux sont modélisés en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014), pour la détermination des différents efforts.

Dans la troisième partie, nous ferrailons les éléments (pieux). Ce ferrailage est effectué tout en respectant les recommandations des règlements en vigueur en Algérie.

Chapitre I :

Etude

Géotechnique

I.1. Introduction

Dans ce premier chapitre, nous présentons l'étude du sol et nous abordons les points suivants :

- Présentation du bâtiment.
- Nature et caractéristiques du sol.
- Calcul de la capacité portante des pieux.
- Vérification de l'effet de groupe et phénomène d'arrachement des pieux.
- Répartitions des pieux.

I.2. Présentation du bâtiment

L'ouvrage à étudier fait partie du projet touristique situé au niveau du Front de Mer de la ville de Boumerdes (Fig. I.1) ; c'est un bâtiment en béton armé, à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un rez de chaussée et de 8 étages (R+8 + 1SS).



Figure. I. 1. Plan de masse

➤ Dimensions en plan et en élévation

Les dimensions en plan du bâtiment sont (Fig.I.2)

- Sens longitudinal (suivant x) : 24.55 m
- Sens transversale (suivant y) : 11.45 m

Les dimensions en élévation (fig. I.3.)

- Hauteur du sous-sol : 4.10 m
- Hauteur du rez-de-chaussée: 2.72 m
- Hauteur de l'étage courant: 3.74 m
- Hauteur total du bâtiment : 37.93 m

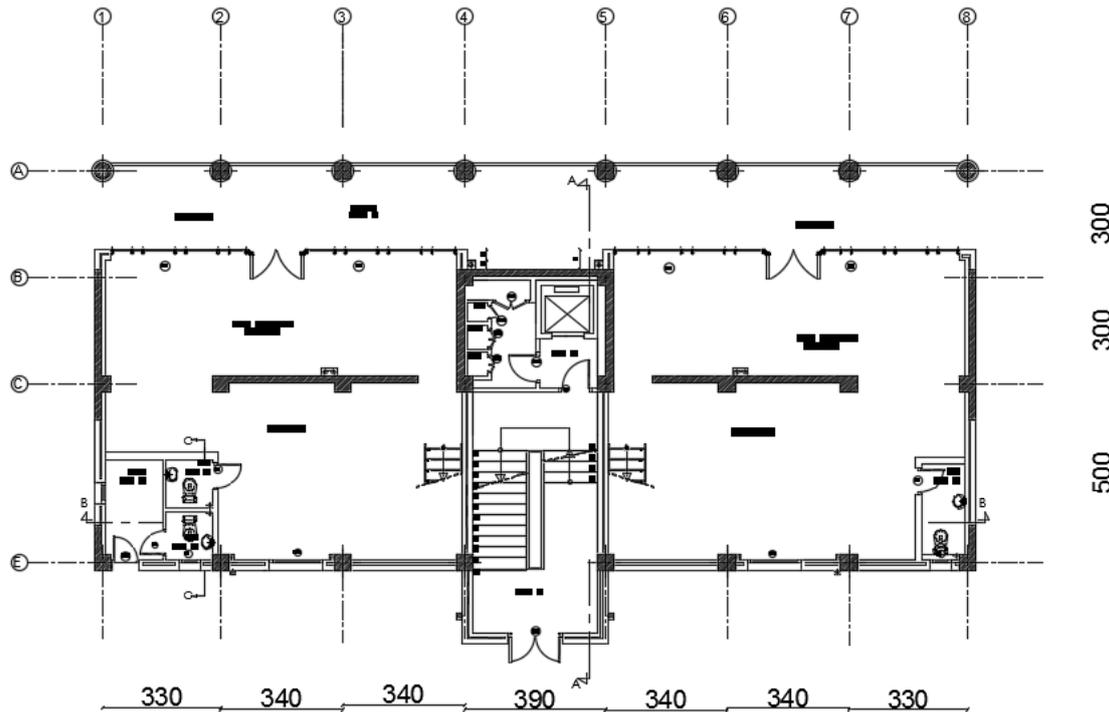


Figure. I. 2. Plan du rez-de-chaussée

Le bâtiment à étudier a comme dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol : 4.10 m
- Hauteur du rez-de-chaussée: 2.72 m
- Hauteur de l'étage courant: 3.74 m
- Hauteur totale du bâtiment : 37.93 m

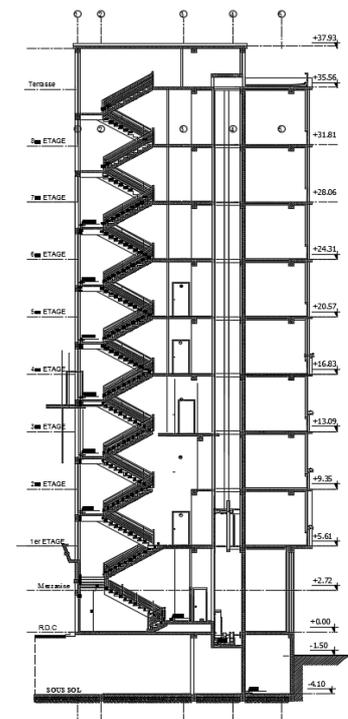
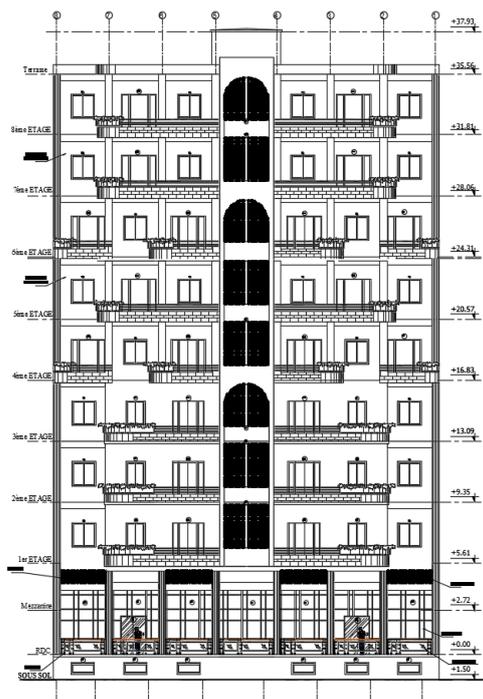


Figure. I. 3. Façade principale
Bâtiment

Figure. I. 4. Coupe A-A du
bâtiment

➤ **Système structural**

L'ossature portante du bâtiment est composée de portiques et de voiles en béton armé disposés suivant les deux directions principales.

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du séisme est assurée exclusivement par les voiles linaires en béton armé sans l'interaction des portiques.

I.3. Etude du sol

D'après l'extrait du plan d'implantation des sondages, de nombreux essais de sol ont été réalisés par le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C. », et sur la base des données géologiques et des résultats géotechniques obtenus, nous avons pour notre bâtiment un sol constitué de :

- De 0 à 12m : Sable fin à grossier jaunâtre.
- De 12 à 15 m : Argile sableuse.
- De 15 à 32 m : Sable argileux.
- De 32 à 36m : roche conglomératique grise.

Cette description montre que nous sommes en présence d'un sol très hétérogène, par différentes formations allant des sables fin aux argiles avec la présence d'un substratum (Roche conglomératique) à partir de 32 m.(figure I. 5.)

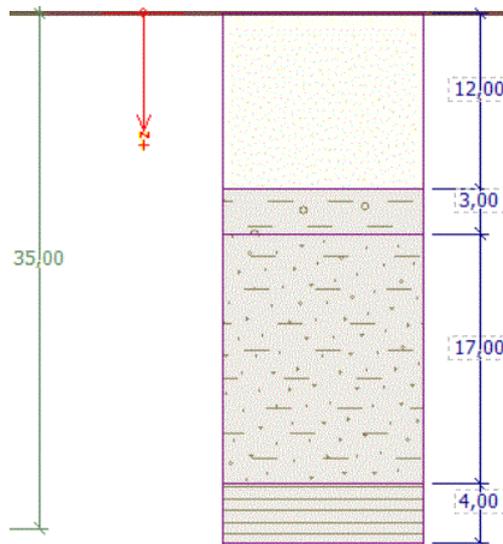


Figure I. 5. différentes formation du sol

Caractéristiques physiques du sol :

Teneur en eau : $W=15-25\%$

Degré de saturation : $S_r=50-70\%$

Limites d'Atterbeg : $Wl=30-60$

Indice de plasticité : $I_p=18-30$

Tableau. I. 1. Les caractéristiques des couches du sol

Sol(1) : de 0 à 12 m	Sol (2) : De 12 à 15m	Sol (3) : De 15 à 32m	Sol (4) : De 32m à 36m
$\phi_{u1} = 30^\circ$ $C_{u1} = 0$ $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$ $K_1 = 0.33$	$\phi_{u2} = 10^\circ$ $C_{u2} = 0.015 \text{ Mpa}$ $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$ $K_2 = 0.58$	$\phi_{u3} = 20^\circ$ $C_{u3} = 0$ $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ $K_3 = 0.50$	$\phi_4 = 25^\circ$ $C_4 = 0.2 \text{ MPa}$ $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ $K_4 = 0.4$

On peut dire que le sol est caractérisé par une faible densité et une plasticité moyenne, ces paramètres médiocres montre que le sol est peu compressible. Cette dernière peut engendrer un frottement négatif sur le pieu au niveau de la couche d'argile sableuse, et cela va influencer sur le comportement du pieu lors d'un séisme.

Selon le (RPA99/2003), notre sol est classé en catégorie S3 (sol meuble).

Selon les essais de chargement statique et dynamique effectuées par le Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction (LNHC), nous avons pris le diamètre des pieux égal à $B=1.2 \text{ m}$ pour une profondeur de 36m.

Tenant compte de tous ces caractéristiques du sol, nous avons opté pour le mode de fondation des pieux en béton armé ancré dans le sol pour une profondeur de 36m.

Pour assurer la transmission des charges du sous-sol du bâtiment vers les pieux, nous avons fait un radier général qui englobe tous les pieux, l'épaisseur de radier est pris selon le rapport du sol $e=1.2\text{m}$.

I.4. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde

les charges sont transmises aux couches en profondeur, susceptibles d'assurer une stabilité de la structure, par le biais d'éléments sont appelés pieux

Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- sollicitations statiques ou dynamiques dues à l'ouvrage et au poids propre de la fondation, décomposées en une charge verticale Q_V , une charge horizontale Q_H , et éventuellement un moment M en tête ;
- sollicitations dues au sol en contact avec la fondation. Par exemple : un remblai, un stockage ou toute autre surcharge reposant sur une couche de sol compressible au voisinage d'un pieu peut provoquer un frottement négatif.
- Sollicitations due au séisme.

I.5. Capacité portante des pieux

On peut définir la force portante Q_L d'un pieu comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre, La charge limite Q_L supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : (figure I.6.)

- la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu.

- charge limite au frottement Q_{su} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

D'où : $Q_L = Q_{pu} + Q_{su}$

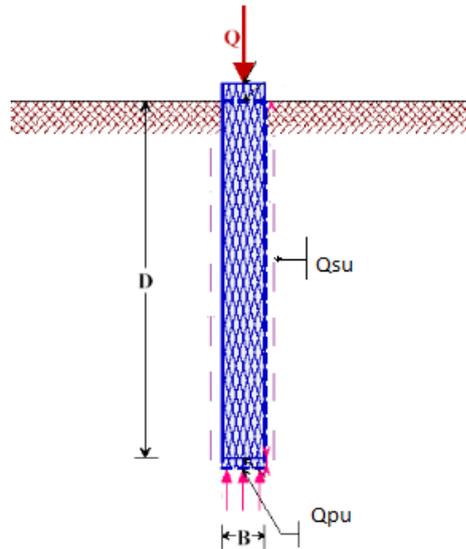


Figure I.6. La charge Q_L supportée par une fondation profonde

On suppose que la capacité portante d'un groupe de pieux est égale à la somme des capacités portantes individuelles de chaque pieu.

Les charges admissibles que peut supporter le pieu suivant les différentes combinaisons d'actions sont données par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ELU} = 0.75Q_{su} + 0.5Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELU} \\ Q_{ELS} = 0.5Q_{su} + 0.33Q_{pu} : \text{Charge limite aux ELS} \end{array} \right\} \text{D. T. U. 13.2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ELS} = \frac{Q_{ELS}}{\text{Section}} : \text{Contrainte admissible en tête de pieux aux ELS} \\ Q_{ELA \text{ comp}} = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{1.5} : \text{Charge limite aux ELA de compression} \\ Q_{ELA \text{ tra}} = -\frac{Q_{su}}{2} : \text{Charge limite aux ELA de traction} \end{array} \right\} \text{P. S. 92}$$

I.5.1. capacité portante en pointe des pieux

En se basant sur des méthodes empiriques démontrées par des essais statiques et dynamiques sur le sol étudié, on peut calculer la résistance ultime en pointe par l'équation de la capacité portante. Pour le cas d'une charge axiale, et d'une surface libre horizontale, l'équation se réduit à :

$$\frac{Q_{pu}}{A_p} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \xi_{\gamma f} \xi_{\gamma d} + \bar{q} N_q \xi_{qf} \xi_{qd}$$

$\xi_{\gamma f}$ et ξ_{qf} : sont des facteurs de forme de base de la pointe du pieu.

$\xi_{\gamma d}$ et ξ_{qd} : sont des facteurs de profondeur.

$$\xi_{\gamma f} = 1 - 0.4 \frac{B}{B_L}$$

$$\xi_{qf} = \left(1 + \frac{B}{B_L}\right) \operatorname{tg} \phi$$

$$\xi_{\gamma d} = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{L}{B}$$

$$\xi_{qd} = 1$$

Les facteurs de capacité portante N_q et N_γ sont ceux donnés par Hansen :

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

B: Largeur de base de la pointe du pieu.

L: Longueur de base de la pointe du pieu.

\bar{q} : Contrainte effective verticale au niveau de la pointe du pieu.

γ : Poids volumique du sol au-dessous de la pointe du pieu (s'il y a lieu).

Application numérique :

Selon le rapport du sol, nous avons :

On a: $\phi = 25$

$C = 0.2 \text{ MPa}$

$B = B_L = 1.2 \text{ m}$

$L = 36 \text{ m}$

$\bar{q} = 608 \text{ KN/m}^2$

$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

$A_p = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\xi_{\gamma f} = 0.6$$

$$\xi_{qf} = 0.93$$

$$\xi_{\gamma d} = 0.47$$

$$\xi_{qd} = 1$$

$$N_q = 10.2 \text{ Et } N_\gamma = 6.7$$

Donc :

$$Q_{PU} = 1.13 \left[\frac{1.2}{2} \times (19)(6.7)(0.6)(0.47) + (608)(10.2)(1)(0.93) \right]$$

$$= 32.14 + 3752.96.11 = 3785.2 \text{ KN} = 378 \text{ t}$$

I.5.2. Capacité portante latérale des pieux

Selon l'étude géotechnique, nous avons un sol peu compressible (une couche de 3m sol argileux sableux), cette couche peut provoquer un frottement négatif, ce dernier est défini à l'annexe A.

Donc nous allons calculer le frottement latéral ultime du pieu qui participe à la capacité portante total du pieu suivant la formule suivante :

$$Q_{su} = \int_0^L f_{l,z} C_z dz$$

$f_{l,z}$: Frottement latéral ultime à la profondeur z sur l'interface pieu-sol

C_z : Périmètre du pieu à la profondeur z

L : Longueur ou flèche du pieu.

Le frottement latéral ultime fLz peut être exprimé de diverses manières. En admettant que le critère de résistance de Coulomb-Mohr le long de la surface latérale du pieu est applicable à l'état ultime, le frottement latéral fLz s'exprime par la relation suivante:

$$f_{l,z} = \bar{c}_z + \bar{\sigma}_{nz} \tan \bar{\phi}_z$$

\bar{c}_z : Adhérence pieu-sol à la profondeur z de l'interface.

$\bar{\phi}$: Angle de frottement pieu-sol à la profondeur z de l'interface.

$\bar{\sigma}_{nz}$: Contrainte normale effective à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

$$\bar{\sigma}_{nz} = K_z \bar{\sigma}_{vz} \cong K_z \gamma' z$$

$\bar{\sigma}_z$: Contrainte effective verticale à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

K_z : Coefficient des pressions latérales des terres à la profondeur z de l'interface pieu-sol.

Note :

La profondeur critique dépend des conditions de sol in-situ et de la dimension du pieu. Les résultats expérimentaux indiquent que :

$$D_c = 10 \times D_p \quad \text{si la densité relative} \quad D_r \leq 30\%$$

$$D_c = 10 \times D_p \quad \text{si la densité relative} \quad D_r \leq 30\%$$

$$\text{Nous avons } D_r \leq 30\% \rightarrow D_c = 10 \times 1.2 = 12 \text{ m}$$

Les caractéristiques des couches du sol sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. I. 2. Les caractéristiques des couches du sol

Sol(1) : de 0 à 12 m	Sol (2) : De 12 à 15m	Sol (3) : De 15 à 32m	Sol (4) : De 32m à 36m
$\phi_{u1} = 30^\circ$ $C_{u1} = 0$ $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$ $K_1 = 0.33$	$\phi_{u2} = 10^\circ$ $C_{u2} = 0.015 \text{ Mpa}$ $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$ $K_2 = 0.52$	$\phi_{u3} = 20^\circ$ $C_{u3} = 0$ $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ $K_3 = 0.52$	$\phi_4 = 25^\circ$ $C_4 = 0.2 \text{ MPa}$ $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ $K_4 = 0.4$

Application numérique :

Nous avons trouvé :

$$Q_{su} = 1.2 * \Pi[90 + 10 + 185 + 35] = 1200 \text{ KN} = 120 \text{ t}$$

$$Q_{su} = 120 \text{ t}$$

$$Q_{pu} = 378 \text{ t}$$

Les charges admissibles sont :

$$Q_{ELU} = 0.75 Q_{SU} + 0.5 Q_{PU} = 0.75 \times 120 + 0.5 \times 378 = 279 \text{ t}$$

$$Q_{ELS} = 0.5 Q_{SU} + \frac{1}{3} Q_{PU} = 0.5 \times 120 + 0.33 \times 378 = 185 \text{ t}$$

$$q_{ELS} = \frac{Q_{ELS}}{A_p} = \frac{185}{1.13} = 163.65 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ELA \text{ Comp}} = 0.5 Q_{SU} + \frac{1}{1.5} Q_{PU} = 0.5 \times 120 + 0.66 \times 378 = 309.48 \text{ t}$$

$$Q_{ELA \text{ Tra}} = -0.5 Q_{SU} = -60 \text{ t}$$

Commentaires :

Donc, la valeur de la charge limite au frottement latérale est relativement faible par rapport à la valeur de la charge limite à la pointe du pieu.

Toutes les couches de sol participent avec un frottement positif.

I.6. L'effet de groupe de pieux :

Les fondations profondes sont généralement constituées de groupes de pieux. Les résultats expérimentaux, particulièrement sur modèle réduits, montrent que la capacité portante d'un groupe de pieux est différente de la somme des capacités portantes individuelles de chaque pieu du groupe.

L'effet de groupe est souvent très complexe à étudier, il est relatif au phénomène de frottement négatif, c'est pour cela qu'on doit vérifier si l'effet de groupe est négligeable ou non.

Il est quantifié par la formule d'efficacité. L'une des formules d'efficacité les plus utilisées est celle de Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \frac{\arctg(d/s)}{90^\circ} \times \frac{(m-1) \times n + (n-1) \times m}{m \times n}$$

Avec :

- m : représente le nombre de ligne de pieux
 - n : représente le nombre de pieux par ligne
 - s : distance centre à centre entre pieu adjacents
 - d : diamètre du pieu
- Arctg(d/s) est donné en degrés.

$$\eta = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{1.2}{3.5}\right)}{90^\circ} \times \frac{(3-1) \times 8 + (8-1) \times 3}{8 \times 3} = 1.12 = 1$$

Donc, selon l'article (4.1.1) de règlement D.T.R.BC .2.3.32 ; nous avons :

$$\eta = \frac{Q_{groupe}}{n \times Q_i} \rightarrow \eta \times n \times Q_i = Q_{groupe} \rightarrow n \times Q_i = Q_{groupe}$$

→ l'effet de groupe est négligeable

I.7. Nombre de pieux

On peut estimer le nombre de pieux nécessaires qu'il faut les mettre sous la structure par la formule suivante :

$$nbr_{pieux} = \frac{Wt}{Q_L}$$

Q_L : Capacité portante d'un seul pieu.

Avec $Q_{L\ ELU} = 279t$

W : la charge totale revenant à un seul pieu Selon la descente de charge.

W = 2702.40 KN= 270.24 t

Wt : la charge totale appliqué sur la surface de radier

Wt= 7950 t

$$nbr_{pieux} = \frac{7950}{279} = 28.1 = 28\ pieux$$

I.8. Répartition des pieux

Le positionnement des pieux ont été disposés suivant la géométrie des voiles et des poteaux du sous-sol, c'est-à-dire que les pieux ont été placés sous chaque poteau et sous chaque extrémité de voiles pour assurer la transmission des charges (descente de charge) vers le substratum rocheux comme le montre la figure suivante.

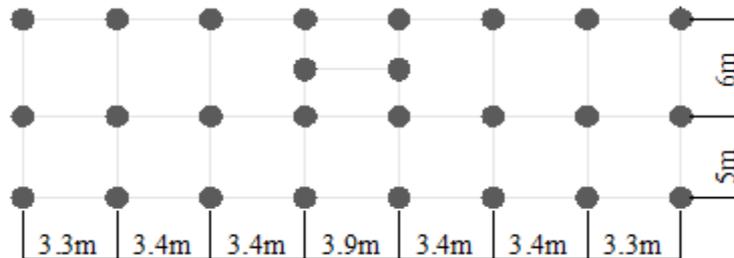


Figure. I. 7. Répartition des pieux.

I.9. Vérification de l'effet d'arrachement

➤ Principe

A l'arrachement, les pieux sont dimensionnés avec leur terme de frottement latéral. Le frottement latéral entre le sol et le pieu empêche ce dernier d'être arraché du sol lors du mouvement sismique. Il faut également s'assurer qu'il n'y ait pas de rupture du sol par cisaillement sous l'effet du soulèvement des pieux. Pour cela, on vérifie que le poids du sol mobilisable par les pieux est plus important que les réactions d'appuis qui soulèvent les pieux. c'est à dire le poids du cône d'arrachement (figure II.8.) est supérieure à l'effort d'arrachement.

Le sol mobilisé par un pieu forme un cône dont l'angle au sommet est pris égal à l'angle de frottement interne du sol (ϕ). Les caractéristiques prises pour le sol sont :

$\gamma = 17\text{ kN/m}^3$

$\phi = 23^\circ$.

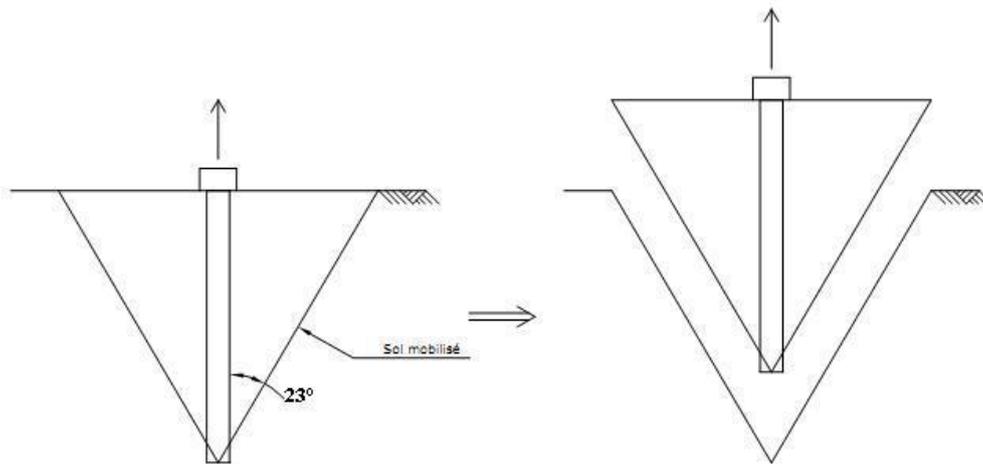


Figure .1.8. Sol mobilisé par un seul pieu.

La charge d'arrachement d'un seul pieu est :

$$Q_{ELATra} = 0.5 Q_{SU} = 60 \text{ t}$$

$$P_{terres\ pieu} = \frac{\pi \times R^2 \times h}{3} \times 17 = \frac{3.14 \times 3.6^2 \times 36}{3} \times 17 = 8301.65 \text{ KN} = 830 \text{ t}$$

Donc : $P_{terres\ pieu} > Q_{ELA\ pieu}$ pas de risque d'arrachement pour chaque pieu.

➤ **Pour un groupe de pieux**

Les pieux ont été séparés en deux groupes pour faciliter les calculs.

Chaque groupe est considéré comme un grand cône.

Enfin, pour ne pas comptabiliser plusieurs fois le même volume de sol (pieux proches), une Union des cônes a été effectuée.

On obtient ainsi la répartition suivante des groupes :

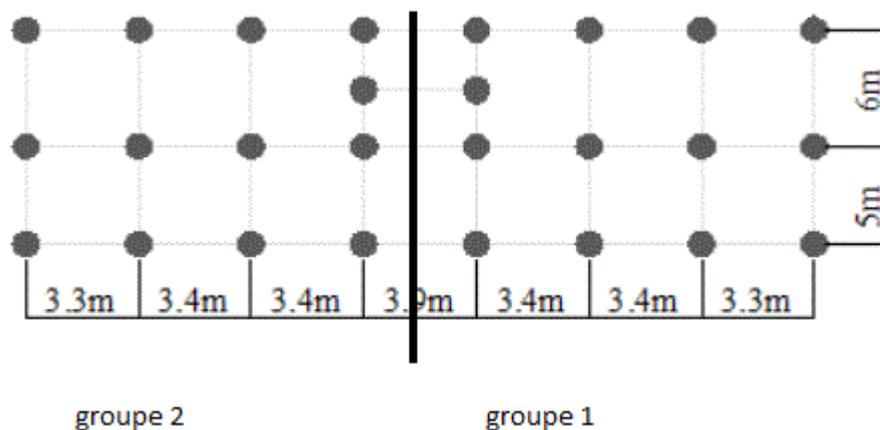


Figure .1.9. Séparation en 2 groupes de pieux.

Le poids des terres mobilisés par un seul groupe de pieu est :

$$P_{terres\ groupe} = \frac{\pi \times R^2 \times h}{3} \times 17 = \frac{3.14 \times 7.5^2 \times 36}{3} \times 17 = 35048.39 \text{ KN} = 3504.839 \text{ t}$$

La charge d'arrachement d'un seul pieu est :

$$Q_{\text{ELA Tra}} = 0.5 Q_{\text{SU}} = 60 \text{ t}$$

La charge d'arrachement d'un groupe de pieux est :

$$Q_{\text{ELA Tra groupe}} = 60 \times 13 \text{ pieux} = 780 \text{ t}$$

Donc : $P_{\text{terres groupe}} > Q_{\text{ELA Tra groupe}}$ pas de risque d'arrachement des pieux.

I.10. Conclusion

Nous avons des pieux qui travaillent beaucoup plus en pointe qu'au frottement latérale.
L'effet d'arrachement est négligeable.

Chapitre II :

Modélisation des

Pieux

II.1. Introduction

Pour ferrailer les pieux, il faut connaître les différentes charges qui les sollicitent, cela passe par une modélisation des pieux à l'aide du logiciel de calcul. Cette modélisation requiert une analyse de l'interaction sol-structure.

II.2. Principe de l'interaction sol-structure

Au cours d'une analyse dynamique d'une structure située sur un dépôt de sol, on pourrait utiliser l'accélérogramme au champ libre comme mouvement à la base de la structure tout en considérant sa base est rigide. Cette approche, bien qu'utilisée souvent en pratique, est douteuse particulièrement si la structure repose sur un dépôt de sol meuble très mou. En effet, la présence de la structure modifie le mouvement du sol sous la fondation. La raison de ce changement tient au fait que le sol et la structure interagissent pour créer un nouveau système dynamique combiné. Cette interaction se nomme l'interaction sol-structure.

L'interaction sol-structure est fréquemment modélisée par une structure fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal dont les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours d'un séisme.

La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base (Figure II.1 a) si de grandes déformations du sol sont prévisibles. Cela est par exemple le cas de bâtiments très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure. La modélisation est ainsi amenée à être faite en représentant le sol par des ressorts (Figure II.1.b.) ou des éléments finis (Figure II.1.c).

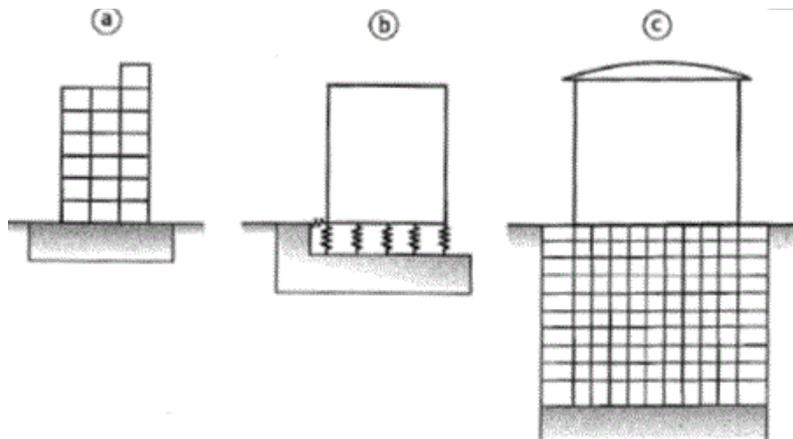


Figure. II.1. Modélisation de l'ISS [1] a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis.

La méthode la plus utilisée est la modélisation du sol par un système de ressorts (méthode de la sous structure), dans ce cas on associe dans un même modèle la structure et le sol associé, les raideurs du sol à prendre en compte dans les calculs sont :

- Raideur en translation verticale : k_v
- Raideur en translation horizontale : k_h

L'interaction sol-structure a été prise en compte, elle se traduit par l'application des raideurs horizontales et verticales tout au long des pieux.

D'une manière générale, l'Interaction Sol Structure (I.S.S) a un effet globalement favorable sur la réponse de la structure. En effet, avec des appuis élastiques, la structure est de ce fait moins rigide à sa base et son déplacement est plus important, dissipant ainsi plus d'énergie. La structure encaisse donc moins d'efforts.

II.3. Calculs des Raideurs

II.3.1. Raideur verticale

Selon L'annexe G4 du Fascicule 62 Titre V[2], il donne la méthode suivante :

$$K_v = \frac{Q_c}{S_{ci}}$$

Avec :

Q_c : charge de fluage du pieu.

$$Q_c = 0.7 Q_{SU} + 0.5 Q_{PU} = 279 \text{ t}$$

S_{ci} : Tassement instantané.

$$S_{ci} = \frac{B}{100} + e_{Li}$$

e_{Li} : Raccourcissement instantané sous la charge Q_c de la partie D_l

$$e_{Li} = \frac{Q_c \times D_l}{E \times S}$$

D_l : Longueur libre

$$D_l = D - D_e$$

D : Hauteur du pieu

D_e : Hauteur d'encastrement

À partir de L'essai Pressiométrique mentionné au paragraphe 4.1. L'annexe E2 du Fascicule 62 Titre V :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

P_{le}^* : Pression limite effective

Selon le paragraphe 2.2. L'annexe E2 du Fascicule 62 Titre V :

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

Avec :

$$a = \max \{B/2 \text{ m}; 0.5 \text{ m}\} = 0.6 \text{ m}$$

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

h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

$$h \geq 3\phi = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ m.}$$

$$b = \min (a ; h) = (0.6 ; 3.6) = 0.6 \text{ m}$$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 35 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 * 0.6} \int_{35-0.6}^{35+3*0.6} p_l^*(z) dz = \frac{1}{2.4} \int_{34.4}^{36.8} p_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} * [p_l^*(36.8) - p_l^*(34.4)] = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz = \frac{1}{1.2} \int_0^{35} P_l^*(z) dz = 5 \text{ m}$$

Module d'élasticité instantané du béton : $E = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 34179.55 \text{ Mpa}$

S : section du pieu

Les données de calculs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. II.1 Donnée pour le calcul de la raideur verticale

Diamètre des pieux [m]	1.2
Longueur des pieux [m]	35
S [m ²]	1.13
D _E [m]	5
D _L [m]	30

Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 2. la raideur verticale

e _{ii} [m]	0.00226
B/100	0.012
S _{ci}	0.01426
K _V [KN/M]	195650

II.3.2. Raideur Horizontales

On utilise les formules du Fascicule 62 Titre V annexe C5 :

$$k_h = \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3B}(2.65\frac{B}{B_0})^{\alpha+\alpha}} \quad \text{pour} \quad B \geq B_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$k_h = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}(2.65)^{\alpha+\alpha}} \quad \text{pour} \quad B \leq B_0 = 0.60 \text{ m}$$

Avec :

- α : Un coefficient caractérisant le sol.
- B : Le diamètre du pieu
- E_M : Le module de déformation préssiométrique.

Les raideurs à adopter selon les différentes couches sont données dans le tableau suivant :

Tableau.II.3. Les raideurs horizontales des pieux

Profondeur Z [m]	B[m]	α	E_M [MPa]	k_h [KN/m]
-4	1.20	$\frac{1}{2}$	80	320881.9
-8	1.20	$\frac{1}{2}$	80	320881.9
-12	1.20	$\frac{1}{2}$	15	220881.9
-16	1.20	$\frac{1}{3}$	15	90711.29

-20	1.20	$\frac{1}{3}$	20	100803.05
-24	1.20	$\frac{1}{3}$	20	100803.05
-28	1.20	$\frac{1}{3}$	20	100803.05
-32	1.20	$\frac{1}{3}$	20	100803.05
-36	1.20	$\frac{1}{3}$	1000	8642446,97

II.4. Modélisation des pieux sur logiciel

Le pieu est assimilé à un poteau appuyé à sa base sur un appui élastique double, et le long de sa hauteur sur des appuis élastiques simple espacés de 4 mètres. Ils sont modélisés à l'aide du logiciel robot 2014 (fig. II. 2).

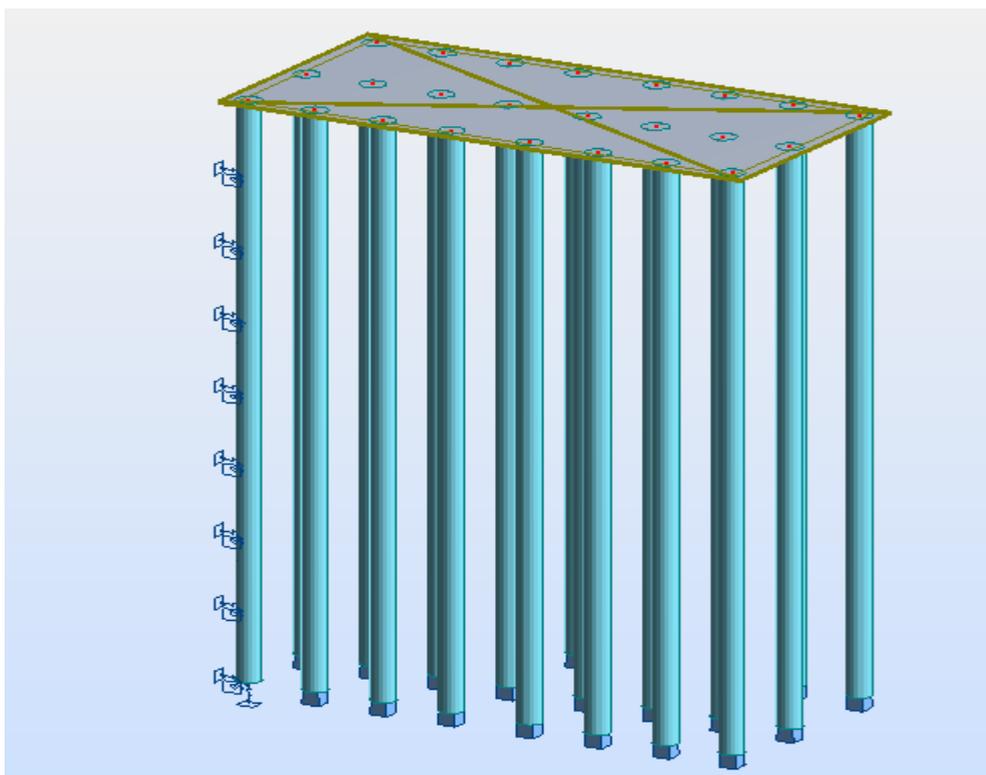


Figure. II. 2. Modélisation des pieux à l'aide du logiciel robot 2014.

II.4.1 Définition des appuis

L'introduction des valeurs des raideurs sur logiciel du calcul Robot 2014, se fait par la définition des appuis élastiques le long du pieu étudié (figure. II. 4.)

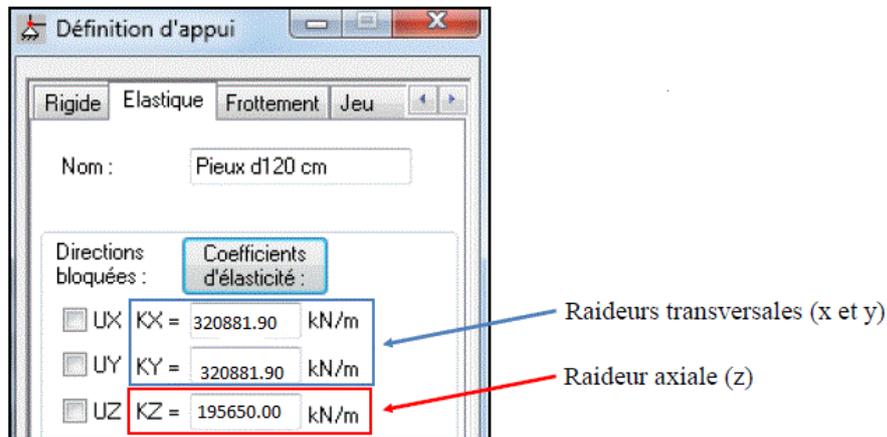


Figure. II. 3. Définition des appuis

II.4.2. Combinaisons d'action à considérer

Les combinaisons retenues pour le calcul du ferrailage sont les E.L.A. (compression et arrachement) et l'E.L.U.

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

ELA : G+0.8Q+EX

G+0.8Q+EY

Les coefficients de sécurité n'étant pas les mêmes suivant les combinaisons, il est tout de même judicieux d'étudier la combinaison E.L.U. bien qu'elle apporte moins d'efforts dans les pieux. Ces coefficients sont les suivants :

- ELU : $\gamma_s = 1.15$ et $\gamma_b = 1.5$ (selon le BAEL 91 A.4.3)
- ELA : $\gamma_s = 1.0$ et $\gamma_b = 1.15$ (selon le PS 92 11.8.1.2)

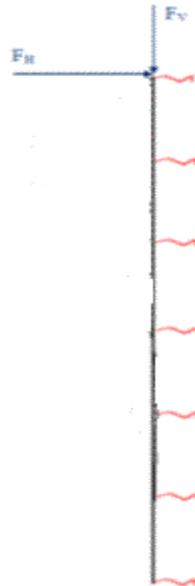


Figure. II. 3. Les forces qui sollicitent les pieux.

Les pieux étant sollicités par des efforts horizontaux et verticaux en tête (figure. II. 3), ils sont donc soumis à l'effort normal, à l'effort Tranchant et au moment fléchissant, Ces sollicitations sont déterminées à l'aide des modèles Robot utilisés.

II.5. Conclusion

L'Interaction sol structure a été prise en compte, elle se traduit par l'application des raideurs horizontales et verticales tout en long des pieux.

Chapitre III :

Ferraillages des

Pieux

III.1. Introduction

Dans ce dernier chapitre, Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux (pieux), il devra être conforme aux règlements en vigueur (BAEL 91, R.P.A.99/2003 et Les règles PS92).

III.2. Ferraillages des pieux

Les pieux étant sollicités par des efforts horizontaux et verticaux en tête, donc nous avons des efforts internes : l'effort normal, à l'effort Tranchant et le moment fléchissant qui sont déterminées à l'aide de modelé Robot utilisée.

Les armatures longitudinales et transversales sont ensuite calculées de manière à reprendre ces efforts.

III.2.1. Armatures longitudinales

Nous avons les sollicitations maximales :

- $N_{max} = 3050.82 \text{ KN}$
- $M_{max} = 1910.12 \text{ KN.m}$
- $V_{max} = 797.60 \text{ KN}$

La section d'armature longitudinale est obtenue à partir de la valeur du moment fléchissant et de l'effort normal dans le pieu, nous avons choisie de déterminer les sections d'armatures avec le logiciel EXPERT 2014.

Les règles PS92 imposent des pourcentages minimaux et maximaux d'armatures dans les éléments en béton armé. Dans le cas des pieux, ces pourcentages sont :

$$0.5\%S \leq \rho \leq 3\%S$$

S : Section du pieu.

Il impose aussi un nombre minimum de 6 barres, un diamètre minimum de 12 mm ainsi qu'un espacement maximal de 30 cm entre les barres (art. 11.3.5.2).

Tableau.III.1. Les différentes sections d'armatures obtenues

Diamètre [m]	Longueur [m]	A_{cal} [cm^2]	A_{min} [cm^2]	A_{max} [cm^2]	$A_{adopté}$ [cm^2]
1.20	36	62.7	56.52	339.12	62.83

La section adoptée est donc : $20\Phi 20 = 62.83 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $s_t = 5.5 \text{ cm}$

III.2.2. Armatures transversales :

Le rôle des aciers transversaux (cerces dans le cas de sections circulaires) est de reprendre la contrainte de cisaillement (effort tranchant), en partie en zone courante et en totalité en zone critique (où la contribution du béton est négligée). La détermination de ces aciers est basée sur la vérification de la contrainte de cisaillement

III.2.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Elle est définie par l'article 11.8.1.5 du PS92 :

- en zone courante :

$$\tau_u \leq (0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t}\right) + 0.3f_{tj}) \times 0.8$$

➤ en zone critique :

$$\tau_u \leq (0.8 \times f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t}\right)) \times 0.8$$

Avec : $\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{\phi \times d} = \frac{1.4 \times 0.7976}{1.2 \times 1.6} = 0.58 \text{ MPa}$ (BAEL91 rév. 99 art A.5.1.1_ section circulaire)

τ_u : Contrainte de cisaillement

A_t : Section d'armatures transversales

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton

s_t : Espacement des cours d'armatures transversales

b_0 : Diamètre du pieu circulaire

Les dispositions constructives à respecter sont les suivantes (P.S.92 art. 9.3.2.2) :

- % volumique minimal d'armatures en partie courante : $0,6\% \times V_{\text{pieu}}$
- % volumique minimal d'armatures en zone critique : $0,8\% \times V_{\text{pieu}}$
- diamètre minimal des armatures : 6 mm

$$A_t (\text{cm}^2) = \frac{w_{tv}}{100} \times \frac{S_t \times D_t}{4}$$

Avec :

w_{tv} : Le pourcentage minimal en volume des armatures transversales.

$$D_t = D - 2.d' = 120 - 2 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$S_t = S' + 2\phi_t$$

On adopte comme armatures transversales $\phi_t = 16 \text{ mm}$

Espacement maximal de nu à nu des spires ou des cerces :

- $S' = 12$ fois le diamètre des barres longitudinales en partie courante
- $S' = 10 \text{ cm}$ en zone critique

➤ En zone courante :

$$S' \leq 12\phi_l = 12 \times 20 = 24 \text{ cm}$$

On prend : $S' = 17 \text{ cm}$

Donc : $S_t = 17 + 2\phi_{16} = 20.2 \text{ cm}$, on prend 20 cm .

$$A_t = 0.6\% \times \frac{0.2 \times 1.1}{4} = 3.3 \text{ cm}^2$$

On choisit comme armatures 4HA16 /ml de section 8.04 cm^2 avec un espacement de 20 cm

➤ En zone critique :

$$S' \leq 10$$

On prend : $S' = 10 \text{ cm}$

Donc : $S_t = 10 + 2\phi_{16} = 14.02 \text{ cm}$

$$A_t = 0.8\% \times \frac{0.14 \times 1.1}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

La longueur de la zone critique vaut $2.5 \phi_l = 3 \text{ m}$

On choisit comme armatures 7HA16 /ml de section 14.07 cm^2 avec un espacement de 14.02 cm .

- en zone courante :

$$\tau_u \leq \left(0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t} \right) + 0.3f_{tj} \right) \times 0.8 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq 1.31 \text{ MPa}$$

- en zone critique :

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq \left(0.8f_e \times \left(\frac{A_t}{b_0 s_t} \right) \right) \times 0.8 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \leq 1.2 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage

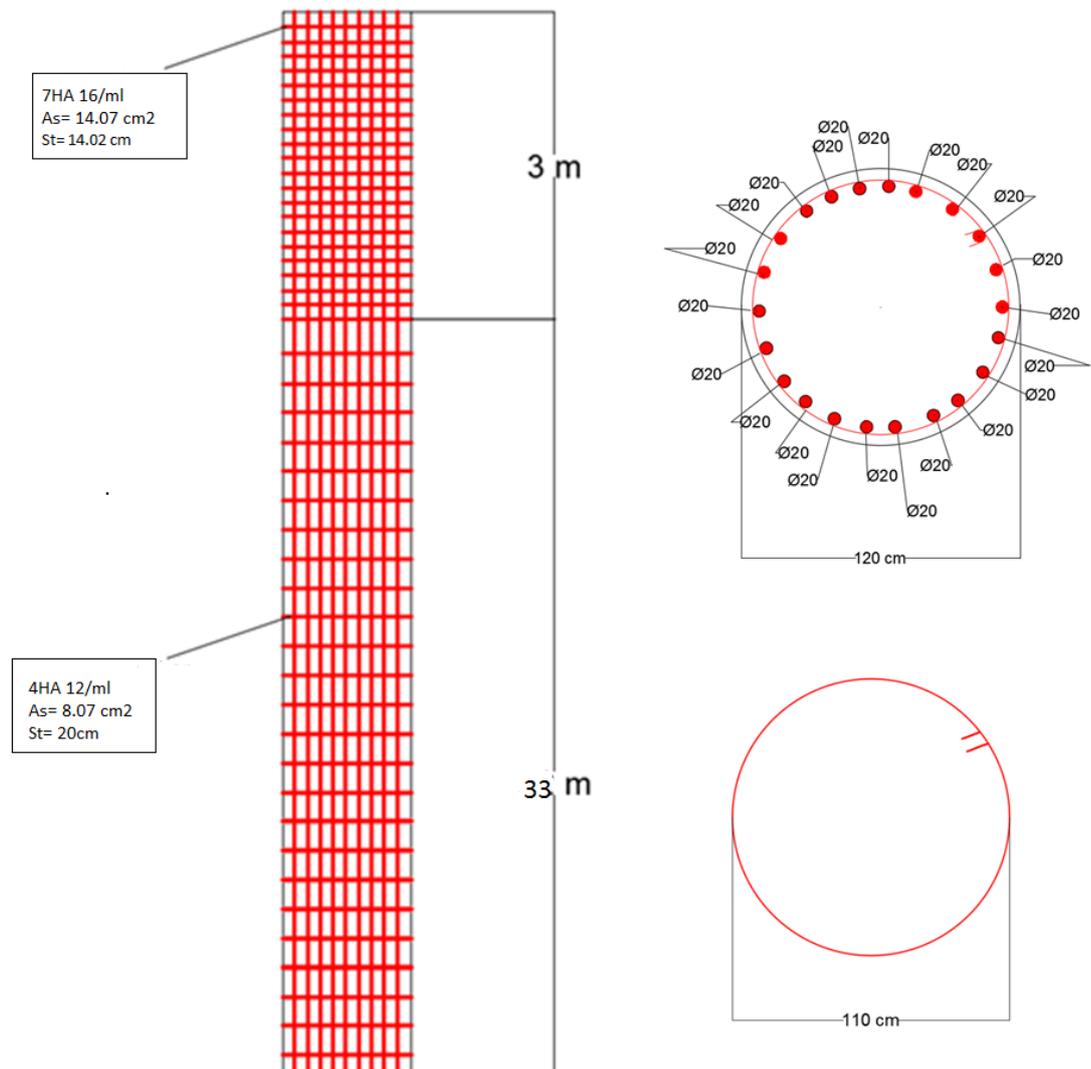


Figure. III. 1. Schéma de ferrailage du pieu (élévation et coupe)

III.3. Conclusion

Les sections d'armatures longitudinales et transversales vérifient les conditions du règlement (PS92).

Conclusion générale

Ce travail, nous a permis de progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail de l'ingénieur, mais également, dans l'étude et la conception des pieux dans une zone de forte sismicité sur un sol médiocre hétérogène, composé de différentes formations allant des sables fins aux argiles avec la présence d'un substratum (Roche conglomératique). Nous avons des pieux qui travaillent beaucoup plus en pointe (80%) qu'au frottement latérale (20%).

L'Interaction sol structure a été prise en compte pour la modélisation des pieux, elle se traduit par l'application des raideurs horizontales et verticales.

La faisabilité du ferrailage et l'étude des contraintes de cisaillement ont permis de valider les diamètres des pieux vis-à-vis des actions sismiques.

Bien sûr, Tout au long de cette étude, l'outil informatique nous a été très utile à l'élaboration de ce projet et en particulier pour la modélisation des pieux et le calcul du ferrailage; ainsi que les recherches bibliographiques effectuées qui ont apporté un nouvel enseignement très fructueux.

En finalité, ce travail répond en majeure partie aux exigences techniques d'une construction assurant la sécurité, l'économie et la durabilité conformément et rigoureusement aux normes en vigueur en Algérie.

Références bibliographiques

Règlements et Normes :

[01] : C.G.S., D.T.R.B.C - 2.33.2 –Méthodes de calculs des fondations profondes, Alger 1994.181 p.

[02] : Ministère de L'équipement, du Logement et des Transports (France), Fascicule 62 Titre V – Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, Paris 1993, 182p.

[03] : C.G.S., D.T.R.B.C - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003, Alger 2004, 84 p.

[04] : NFP 06/013, Règles P.S. applicables aux bâtiments, dites Règles P.S.92, AFNOR, Paris 1999.110p.

[05] : C.S.T.B., D.T.U. BAEL 91 révisé 99,1992 ,198 p.

Thèses et PFE :

[06] : M. Nabil CHELABI et M. Matinassa ZIANE, Etude d'un bâtiment R + 9 + 2ES + SS sur fondations profondes, Génie civil, ENP, juin 2011, 93p.

[07] : Pierre KASTNER, Étude parasismique d'un parc de stationnement situé à Montbéliard, INSA Strasbourg, juin 2010, 87 p, Disponibles sur : < les mémoires : <http://eprints2.insa-strasbourg.fr/563/1/GC5-2010-KASTNER-m%C3%A9moire.pdf> >, consulté le 21 avril 2017.

Support du Cours :

[08] : Mr,S. BELKACEMI, Cours Mécanique des sols (fondation profondes), ENP, 2013, 88p.

[09] : Mr, R. BOUTEMEUR, Cours béton armé, ENP, 2010.90p

[10] : Mme, N.BAUCHE, Cours ouvrages et structures, ENP, 2011,120p

Ouvrages et livres :

[11] : C. Plumelle. Fondations profondes. C.N.A.M-Géotechnique. 2005, 22 pages. Format électronique. Disponible sur : < [https://www.doc-developpementdurable.org/file/Construction Maisons_et_routes/Fondations%20profondes&pieux.pdf](https://www.doc-developpementdurable.org/file/Construction_Maisons_et_routes/Fondations%20profondes&pieux.pdf)>, consulté le 16 septembre 2017.

[12] : Mr .B. TILIOUINE, Dynamiques des structures, ENP, 90P, (collection GEOCOTEC). ISBN 9961-891-00-7.

Logiciels :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014,
- Geo05 2017
- AutoCAD 2016.
- Microsoft office Word 2007.
- Microsoft office Excel 2007.

ANNEXES

Annexe A :

Définition du frottement négatif

Annexe B :

Résultats de calculs donnés par le logiciel ROBOT 2014

Annexe A

Définition du frottement négatif

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif f_p , vers le haut (Fig. A. 1.). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif f_n qui le surcharge (Fig.A. 1.). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif.

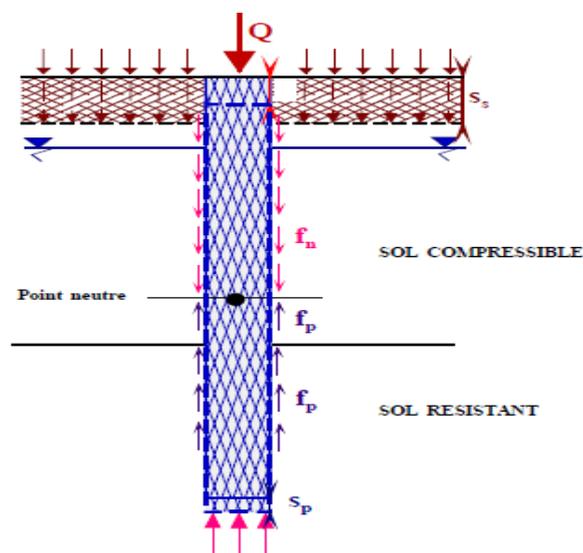


Figure. A. 1. Frottement latérale entre sol-pieu

Donc, le frottement négatif dépend :

- de la compressibilité du sol.
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein.
- de l'interface entre le sol et le pieu.

Annexe B

Résultats de calculs donnés par le logiciel ROBOT 2014

Tableau B.1. les valeurs max et min de l'effort normal et moment fléchissant pour le pieu le plus sollicité

Valeurs Max et Min	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	3050.82	1910.12	1605.78
Noeud	13	2	1
MIN	245.23	504.25	213.45
Noeud	20	29	3