

M/624755

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 Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Conception et Calcul de Construction

Présenté par : Bensadoune Imène & Madi Mounira



---

**Thème : ETUDE COMPARATIVE DES FONDATIONS  
D'UN SILO EN BETON ARME PRECONTRAINTE**

---

Sous la direction de : Dr. Bouteldja Fathe

Juin 2012





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciements

Ce n'est pas qu'il est difficile de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail, mais il faut avouer que les formules sont nombreuses et que le choix des bons mots a été toujours difficile.

Je tiens tout particulièrement à remercier mon encadreur «*Dr. Bouteldja. Fathe*» pour l'orientation et sa patience et générosité et surtout sa discipline et son précieux conseil et son aide durant toute la période de travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils sont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de L'enrichir par leurs propositions.

Je remercie aussi le docteur "*Dr. Lafifi Ibrahim*"

Je tiens à remercier toute l'équipe pédagogique du département de génie civil a Contribué de près ou de loin à ma formation.

Merci 

# Dédicace

Je remercie *DIEU* le tout puissant et miséricordieux de n'avoir le courage et l'optimisme de définir ce travail et sincèrement.

Je remercie notre encadreur "*Dr. Bouteldja Fathe*" pour son aide.

Je suis dédiée à :

Tout les plus proches et chers personnes à mon cœur qui on joué un grand rôle et m'ont aidé à franchir tous les obstacles de ce travail, je cite notamment :

Mon père *Mouhammed* et ma mère *Zahia* mes sœurs *Sara* et *Lamia* et *Rahma* et mon frère *Seif el islam* et *mimi* .

Je voudrais à dédié tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes : ma chérie *Mounira*.

*Sabrina* et *Ilhème* et *Khawla* et *Imène Aarab* et *Meriem* et *Loubna* et *Ridha* et *Bilal* et *Fouad* et *Housseem* et *Ammar* et *Azou* et *Karima* et *Amira* (chouchou) et *Alima* et *Rachida* et *Imène* et *Hanane* et *Ramzi* et *Abdou* et *Mehdi*.

Finalement je tiens dédiée toute la promotion de master 02 et mes camarades sans exception.



# Dédicace

Je remercie *DIEU* le tout puissant et miséricordieux de n'avoir le courage et l'optimisme de définir ce travail et sincèrement.

Je remercie notre encadreur "*Dr. Bouteldja Fathe*" pour son aide.

Je suis dédiée à :

Tout les plus proches et chers personnes à mon cœur qui on joué un grand rôle et m'ont aidé à franchir tous les obstacles de ce travail, je cite notamment :

Mon père *Ammar* et ma mère *Fouzia* ma sœur *Wahiba* et son mari *Faysal* et mes frères *Azzedine* et sa femme *Hanane* et *Nabil* et *Samir* et mes petits neveux les poussins . *Anes takl eddlne* et *Loual radj eddlne*.

Je voudrais à dédié tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes : ma chérie *Imène*.

*Rym* et *Amira* et *Chatila* et *Nassima* et *Imène Aarab* et *Meriem* et *Loubna* et *Ridha* et *Bilal* et *Fouad* et *Housseem* et *Ammar* et *Azou* et *Karima* et *Amira* (chouchou) et *Alima* et *Sabrina* et *Rachida* et *Imène* et *Hanane* et *Ramzi* et *Abdou* et *Mehdi*.

Finalement je tiens dédiée toute la promotion de master 02 et mes camarades sans exception.



# Sommaire

---

SOMMAIRE .....	I
LISTE DES FIGURES .....	III
LISTE DES TABLEAUX .....	IV
INTRODUCTION GENERALE .....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET .....	2
1- DESCRIPTION DU SILO .....	2
2- DONNEES GEOTECHNIQUES.....	3
CHAPITRE II : SYNTHSE BIBLIOGRAPHIQUE .....	6
1- INTRODUCTION.....	6
2- GENERALITES SUR LES SILOS.....	6
2.1- DEFINITION .....	6
2.2- CLASSIFICATION DES SILOS SELON LE MATERIAU CONSTITUANT .....	6
2.2.1- Silos en béton armé.....	6
2.2.2- Silos en béton armé précontraint .....	7
2.2.3- Silos métalliques.....	7
3- LES FONDATIONS .....	9
3.1- LES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	9
3.1.1- Définition .....	9
3.1.2- Différents types des fondations superficielles .....	10
3.1.3- Conception et dimensionnement d'une fondation superficielle .....	11
3.1.3.1- Comportement des fondations superficielles .....	12
3.1.3.2- Calcul de la capacité portante .....	13
3.1.3.3- Calcul du tassement.....	15
3.1.4- Justifications d'une fondation superficielle .....	17
3.1.4.1- Capacité portante .....	18
3.1.4.2- Glissement (ELU).....	19
3.1.4.3- Renversement (ELU) et décompression du sol (ELS).....	19
3.2- LES FONDATIONS PROFONDES.....	20
3.2.1- Définition .....	20
3.2.2- Différents types des fondations profondes.....	21
3.2.2.1- Classification des pieux.....	22
3.2.3- Dimensionnement d'une fondation profonde .....	23
3.2.3.1- Introduction .....	23
3.2.3.2- Charge limite et charge de fluage .....	24
3.2.3.3- Méthode pressiométrique de prévision de la charge limite .....	25
3.2.3.4- Évaluation du frottement négatif.....	27
3.2.4- Dispositions constructives .....	29
3.2.4.1- Choix du type de pieux .....	29
3.2.4.2- Dimensions et inclinaison.....	30
3.2.4.3- Disposition en plan des pieux.....	31

3.2.5- <i>Justifications d'une fondation sur pieux</i> .....	31
3.2.5.1- États-limites de mobilisation de la capacité portante.....	32
4- CONCLUSION.....	32
CHAPITRE III : FONDATION SUR RADIER.....	33
1- INTRODUCTION .....	33
2- DETERMINATION DES CHARGES DE DIMENSIONNEMENT .....	33
2.1- <i>Sollicitations</i> .....	33
2.1.1 Charge sismique .....	35
2.2- <i>Combinaisons d'actions</i> .....	37
2.2.1- Combinaisons fondamentales .....	38
2.2.2- Combinaisons accidentelles.....	38
2.2.3- Combinaisons quasi permanentes .....	39
2.2.4- Combinaisons fréquentes.....	39
2.2.5- Combinaisons rares.....	39
2.3- <i>Charges appliquées à la fondation</i> .....	39
3- GEOMETRIE ET IMPLANTATION DU RADIER .....	40
3.1- <i>Géométrie et dimensions</i> .....	40
3.2- <i>Implantation</i> .....	41
4- VERIFICATION DE LA FONDATION SUR RADIER .....	42
4.1- <i>Vérification de la capacité portante</i> .....	42
4.2- <i>Vérification du tassement</i> .....	43
4.3- <i>Vérification du glissement</i> .....	44
4.4- <i>Vérification du renversement et de la décompression du sol</i> .....	45
5- CONCLUSION .....	45
CHAPITRE IV : FONDATION SUR PIEUX.....	46
1- INTRODUCTION .....	46
2- PREDIMENSIONNEMENT DES PIEUX .....	47
3- DETERMINATION DU NOMBRE DE PIEUX .....	48
3.1- <i>Calcul du frottement négatif</i> .....	48
3.2- <i>Calcul de la charge limite</i> .....	49
3.3- <i>Nombre de pieu</i> .....	50
4- ÉTUDE DES VARIANTES : DISPOSITION DES PIEUX.....	50
4.1- <i>Variantes proposées</i> .....	50
4.2- <i>Modélisation des variantes sur Robot</i> .....	52
4.3- <i>Résultats et variante retenue</i> .....	56
4.4- <i>Justification</i> .....	56
5- FERRAILLAGE DES ELEMENTS.....	57
5.1- <i>Semelle</i> .....	57
5.2- <i>Pieux</i> .....	58
5.3- <i>Phases d'exécution d'un pieu foré</i> .....	61
CONCLUSION GENERALE .....	64
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	65
ANNEXE : STAGE DE FIN DE PARCOURS .....	66

# Liste des figures

---

FIGURE 1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU SILO.....	3
FIGURE 2 : PHOTOS D'UN SILO INDIVIDUEL.....	7
FIGURE 3 : PHOTO DES SILOS METALLIQUES.....	8
FIGURE 4 : DEFINITION D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....	9
FIGURE 5 : DEFINITION DE LA PRESSION LIMITE EQUIVALENTE $P^*_{LE}$ DANS LE CAS DE SOL HOMOGENE.....	10
FIGURE 6 : DIFFERENTS TYPES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	11
FIGURE 7 : COURBE DE CHARGEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....	12
FIGURE 8 : SCHEMA DE RUPTURE DU SOL SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....	12
FIGURE 9 : MODULES PRESSIOMETRIQUES A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DU TASSEMENT.....	16
FIGURE 10 : CONTRAINTE DE REFERENCE $Q_{REF}$ POUR UNE CHARGE EXCENTREE.....	18
FIGURE 11 : EXCENTREMENT DANS LES DEUX DIRECTIONS (MODELE DE MEYERHOF).....	19
FIGURE 12 : ELS DE RENVERSEMENT ET ELS DE DECOMPRESSION DU SOL.....	19
FIGURE 13 : FONCTIONNEMENT DES PIEUX ET PHOTO D'EXECUTION.....	20
FIGURE 14 : DEFINITION DE L'ENCASTREMENT EQUIVALENT.....	20
FIGURE 15 : DEFINITION DE LA PRESSION LIMITE EQUIVALENTE.....	21
FIGURE 16 : PHOTO D'EXECUTION D'UN PUIITS.....	22
FIGURE 17 : DIFFERENTS TYPES DE PIEUX.....	23
FIGURE 18 : FONCTIONNEMENT MECANIQUE DES PIEUX.....	24
FIGURE 19 : COURBE DE CHARGEMENT AXIAL D'UN PIEU.....	24
FIGURE 20 : FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE LIMITE LE LONG DU FUT DU PIEU.....	26
FIGURE 21 : FROTTEMENT NEGATIF SUR UN PIEU ISOLE.....	27
FIGURE 22 : CALCUL DU FROTTEMENT NEGATIF $G_{sf}$ .....	29
FIGURE 23 : MODELISATION DU SILO (PFE 2011).....	34
FIGURE 24 : ACTIONS DUES AU CIMENT.....	34
FIGURE 25 : CHARGES APPLIQUEES A LA FONDATION.....	39
FIGURE 26 : GEOMETRIE ET DIMENSIONS DU RADIER.....	40
FIGURE 27 : IMPLANTATION DU RADIER.....	41
FIGURE 28 : FROTTEMENT LATERAL POSITIF « $Q_s$ » ET NEGATIF « $G_{sf}$ ».....	49
FIGURE 29 : DISPOSITION DES PIEUX (VARIANTE N° 01).....	51
FIGURE 30 : DISPOSITION DES PIEUX (VARIANTE N° 2).....	51
FIGURE 31 : MODELISATION DE LA VARIANTE N°1.....	53
FIGURE 32 : MODELISATION DE LA VARIANTE N°2.....	54
FIGURE 33 : SEMELLE ARMEE A LA FLEXION (FASCICULE 62-V).....	57
FIGURE 34 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	58
FIGURE 35 : FERRAILLAGES LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL.....	58
FIGURE 36 : DETERMINATION DU $\omega L$ DES ARMATURES.....	59
FIGURE 37 : FERRAILLAGE D'UN PIEU.....	60
FIGURE 38 : EXECUTION D'UN PIEU FORE SIMPLE.....	61



# Liste des Tableaux

---

TABEAU 1 : DONNEES GEOTECHNIQUES DU SOL .....	4
TABEAU 2 : DEFINITION DES CATEGORIES CONVENTIONNELLES DES SOLS (FASCICULE 62-V, 1993) .....	14
TABEAU 3 : FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMETRIQUE (FASCICULE 62-V, 1993).....	14
TABEAU 4 : COEFFICIENTS DE FORME $\lambda_c$ ET $\lambda_D$ .....	16
TABEAU 5 : COEFFICIENT RHEOLOGIQUE $\alpha$ .....	16
TABEAU 6 : VALEURS DU FACTEUR DE PORTANCE $K_p$ .....	25
TABEAU 7 : CHOIX DES COURBES POUR LE CALCUL DU FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE $Q_s$ .....	27
TABEAU 8 : VALEURS DU TERME $K \tan \Delta$ POUR L'EVALUATION DU FROTTEMENT NEGATIF.....	28
TABEAU 9 : CHOIX DU TYPE DE PIEUX .....	30
TABEAU 10 : DETERMINATION DE $Q_{MAX}$ ET $Q_{MIN}$ .....	32
TABEAU 11 : VALEURS COURANTES DES COEFFICIENTS DE PONDERATION .....	38
TABEAU 12 : CHARGES APPLIQUEES A LA FONDATION.....	40
TABEAU 13 : CALCUL DE LA PRESSION LIMITE NETTE $P_L^*$ .....	41
TABEAU 14 : RESULTATS DE CALCUL DU FROTTEMENT NEGATIFS $G_{sf}$ .....	48
TABEAU 15 : FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE EN FONCTION DE LA HAUTEUR.....	50
TABEAU 16: EFFORTS INTERNES DANS LE PIEU LE PLUS SOLLICITE (VARIANTE No1) .....	56
TABEAU 17: EFFORTS INTERNES DANS LE PIEU LE PLUS SOLLICITE (VARIANTE No2) .....	56
TABEAU 18 : JUSTIFICATION DE LA FONDATION SUR PIEUX.....	56

# Introduction

## Introduction générale

---

Un silo est un réservoir souvent cylindrique de stockage destiné à entreposer divers produits en vrac (pulvérulents, en granulés...) utilisés dans diverses industries (cimenteries, matières plastiques, engrais, matériaux divers...) et dans le domaine agricole.

Les silos sont construits le plus souvent en béton armé, leur superstructure repose généralement sur une fondation qui est l'élément de l'infrastructure permettant de transmettre les charges provenant de superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, et cela ne peut se faire qu'à partir d'une étude bien détaillée sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut choisir. C'est dans ce contexte que ce projet de fin d'étude a été proposé dans le but de mener une étude comparative des fondations d'un silo en béton armé précontraint.

Il faut savoir que ce projet est la suite d'un PFE soutenu l'année dernière (2011), que nous allons le compléter par une partie sur l'étude de la fondation.

Dans ce projet nous avons fait une comparaison entre différentes variantes possibles de fondation afin de déterminer la plus adaptée pour notre silo. Pour atteindre l'objectif visé, notre travail a été divisé suivant le plan ci-dessous :

Dans le premier chapitre de cette étude, nous présentons notre projet en faisant une description du silo et des données géotechniques du terrain sur le quel sera bâti notre construction.

Dans le deuxième chapitre, nous fournissons une synthèse bibliographique articulée sur deux parties : une partie très succincte sur les types du silo et une deuxième, bien détaillée, sur le calcul des fondations et ces différents types.

Dans le troisième chapitre, nous étudions la variante fondation sur radier en procédant aux vérifications nécessaires pour justifier si cette solution convient ou pas à notre silo.

Dans le quatrième chapitre, nous nous focaliserons sur l'étude de la fondation sur pieux en faisant la comparaison entre deux variantes afin de choisir la plus adéquate. Une fois validé, cette variante sera retenue pour le dimensionnement en procédant au ferrailage des éléments de la fondation (semelle & pieux).

Enfin, nous terminons ce rapport par une conclusion générale qui résume tout le travail réalisé dans ce projet.

# Chapitre I

## Présentation du projet

# Chapitre I : Présentation du projet

---

## 1- Description du silo

Notre structure est un silo de stockage de ciment d'une capacité de 5700 m<sup>3</sup>. C'est une coque cylindrique de 44 m de hauteur et de 14 m de diamètre.

Au niveau 7 m le silo comporte une dalle servant à faciliter la vidange grâce à une ouverture centrée de 3 m de diamètre située sous un cône inversé (Figure 1). Près de 40% de la zone autour de la base du cône inversé est utilisée comme des ouvertures afin de faciliter la vidange qui se fait par 2 à 4 points grâce à un cylindre métallique placé à l'intérieur du cône inversé faisant une nouvelle chambre appelée chambre d'inspection (elle a pour fonction la facilité des opérations de maintenance).

Dans l'industrie cimentière on utilise généralement ce type de silos appelé « *silo à chambre d'expansion et l'inspection* » pour des raisons liées essentiellement à la rapidité et simplicité de la vidange et des opérations de maintenance.

En bas du silo il y a une voie d'accès (3×3m) servant à l'installation des machines de vidange, l'entretien ainsi à l'accès des camions. Il existe une autre ouverture dans la couverture servant à l'ensilage du ciment.

Le silo est situé dans la wilaya de Guelma qui est classée en zone II (sismicité moyenne).

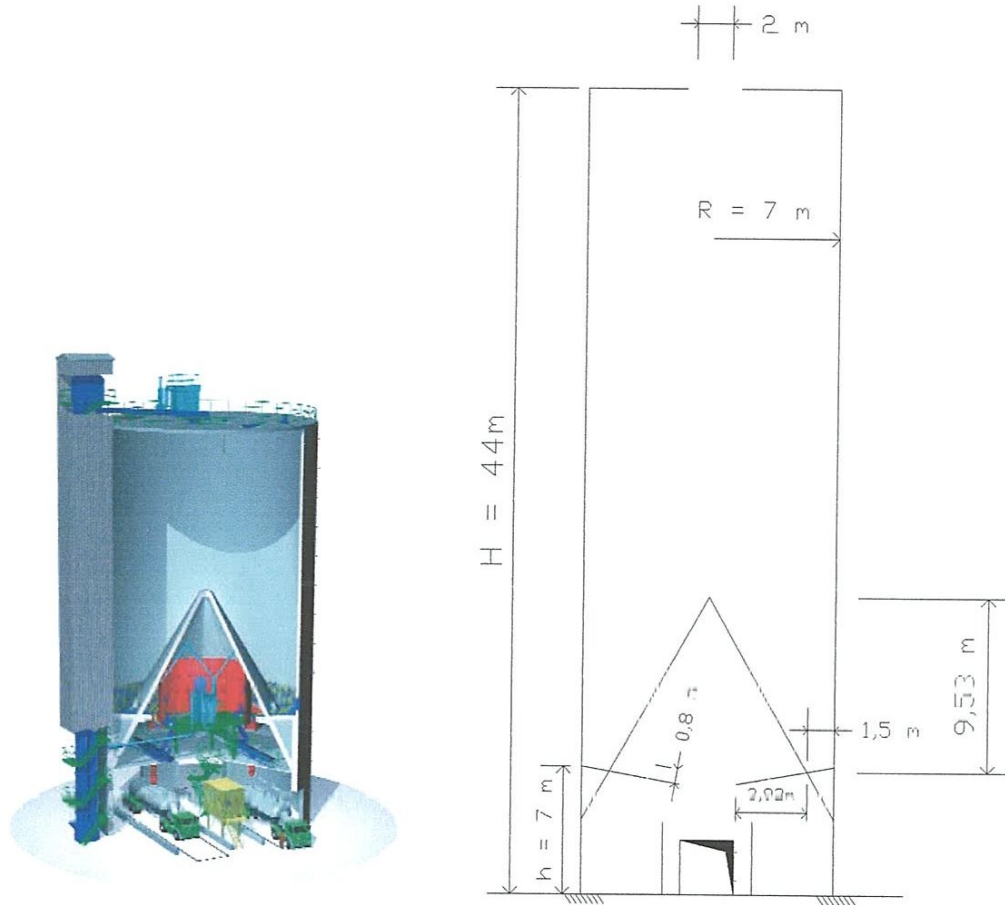


Figure 1: Caractéristiques géométriques du silo

## 2- Données géotechniques

L'élaboration et l'exécution du silo nécessitent une bonne connaissance du terrain en place. Pour cela, la reconnaissance géotechnique constitue une source d'informations indispensables pour une bonne implantation de la construction. En effet, cette reconnaissance permet de fournir un panorama aussi complet que possible de la nature et de l'état des formations rencontrées sur le site ainsi que les difficultés qui pourront être rencontrées lors de l'exécution de la construction (cavités, nappe d'eau, site archéologique...).

Pour réaliser une étude géotechnique, plusieurs moyens sont disponibles pour l'ingénieur :

- les archives et les documents existants (cartes géotechniques et géologiques)
- les visites de site et les essais in situ (prélèvements + mesures en place)
- les essais de laboratoire (identification + comportement de sols)

En ce qui concerne notre projet, la reconnaissance géotechnique du sous-sol sous du silo a comportée des carottages, des essais au pressiomètre Ménard et des essais d'identification

classiques de la nature des couche sous-jacentes. Les essais pressiométriques ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 16 m. les résultats des essais sont résumé dans le tableau 1.

Nature du sol	Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite $P_L$ (bars)
Remblai ancien $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	0		
	1		
Argile légèrement sableuse	2	190	12,9
	3		
Graviers et sable	4	85	14,4
	5	95	16,4
	6	150	19,4
	7	65	9,4
	8		
argile bleue	9	20	3,9
	10	60	5,9
	11	35	8,4
argile limoneuse	12		
argile bleue	13	100	12,4
	14	45	14,4
Substratum calcaire	15	140	8,4
	16	350	30

Tableau 1 : Données géotechniques du sol

Après avoir présenté notre projet, nous allons passer maintenant à la synthèse bibliographique qui sera la référence pour le travail réalisé pour le calcul de la fondation.



# Chapitre II

## Synthèse bibliographique



## Chapitre II : Synthèse bibliographique

---

### 1- INTRODUCTION

La synthèse bibliographique exposée dans ce qui suit est divisée en deux parties ; une première partie sur les silos et une deuxième sur les fondations. Nous allons présenter succinctement quelques généralités sur les silos suivis d'une partie un peu plus complète sur les fondations. Cette dernière sera l'appui et la base des chapitres suivants.

### 2- GENERALITES SUR LES SILOS

#### 2.1- Définition

Un silo est un réservoir de stockage destiné à entreposer divers produits en vrac (pulvérulents, en granulés, en copeaux...) utilisés dans diverses industries (cimenteries, matières plastiques, engrais, matériaux divers...) et dans le domaine agricole.

Il s'agit généralement de réservoirs verticaux, souvent cylindriques, construits en divers matériaux (bois, acier, béton le plus souvent...). Le remplissage des silos se fait par le haut et fait recourt à diverses techniques : élévateur à godets, air pulsé...

Il existe plusieurs manières de classer les silos, la classification peut se faire selon :

- Le type de matériau constituant : bois, plastique, acier, béton armé...
- Les dimensions : hauteur, largeur, diamètre...
- La capacité de stockage : petites ou grandes capacités
- La forme du silo : polygonale, circulaire...
- Autres...

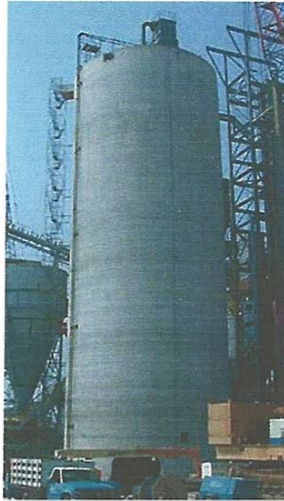
Nous présentons dans ce qui suit la classification des silos en fonction du type de matériau constituant qui est la classification la plus classique et la plus utilisée.

#### 2.2- Classification des silos selon le matériau constituant

Il existe trois grandes classes des silos selon le matériau constitutif : silos en béton armé, en béton armé précontraint et silos métalliques.

##### 2.2.1- Silos en béton armé

C'est les silos dans la matière essentielle constitutif est le béton armé. Ils peuvent être réalisés individuellement ou en batterie (Figure 2)



*Figure 2 : Photos d'un silo individuel*

Le béton armé présente des caractéristiques très intéressantes pour les silos de stockage car c'est un matériau durable, offre une bonne isolation thermique et permettant de construire de silo de grande hauteur (> 50 m)...

Le béton présente toutefois quelques inconvénients parmi lesquelles on peut citer qu'il est un matériau poreux ce qui permet des échanges liquides et gazeux avec l'extérieur, ce qui posera des problèmes pour la matière ensilée souvent sensible à l'humidité (ciment, grains, farine, sucre...).

### ***2.2.2- Silos en béton armé précontraint***

Pour ce type de silo la précontrainte est posée horizontalement sous forme de cerceaux afin de contraire la poussée de la matière ensilée ce qui permet de réduire considérablement l'épaisseur de la paroi en béton armé. Généralement, les câbles sont ancrés à l'intérieur de la paroi afin de les protéger contre les effets climatiques et tous autres types d'agressions extérieures.

Les silos à précontrainte horizontale sont généralement construits à l'aide de coffrages glissants, les armatures étant des câbles de précontrainte incorporés dans le béton au fur et à mesure du coulage de celui-ci. Compte tenu du frottement des câbles sur la paroi, ces silos ont un diamètre limité généralement à 35 m.

### ***2.2.3- Silos métalliques***

Les silos métalliques sont composés de cellules métalliques en tôles d'acier galvanisé ou d'aluminium planes ou ondulées, boulonnées ou serties, fixées sur un radier en béton étanchéifié. Ce type de silo présente l'avantage d'être facile et rapide à réaliser.



*Figure 3 : Photo des silos métalliques*

Les silos cylindriques en tôles d'acier ondulées boulonnées sont les plus répandus. Ces silos, bien connus, sont réalisés en tôles d'acier galvanisé (ajout de zinc). Ces tôles cintrées sont boulonnées entre elles et sur les montants verticaux répartis tous les mètres environ. Les ondulations permettent des économies de matériau (acier) et facilitent l'écoulement des matières ensilées.

Les silos métalliques sont plus rapides à construire que les silos en béton armé ou précontraint, mais ils présentent plusieurs inconvénients à savoir :

- Nettoyage difficile des parois intérieures à cause des conditions difficiles d'accessibilité et de température,
- Risque de corrosion accélérée des tôles,
- Risque de développement de bactéries dans la matière ensilée (détérioration de la qualité) à cause de la faible épaisseur de la paroi et sa forte conductivité thermique (transmission de chaleur),
- Apparition du phénomène de croûtage (durcissement de la matière ensilée à cause de la chaleur et l'humidité).
- Infiltration des eaux de pluie à cause des joints déficients entre les tôles et/ou au raccordement du toit

### 3- LES FONDATIONS

La fondation permet de transmettre aux couches de sols sous-jacentes les charges apportées par la superstructure tout en assurant sa stabilité. Il y a principalement deux modes de transmission de ces charges : par fondation superficielle et par fondation profonde. Dans la majorité des cas, les fondations sont des éléments en béton armé.

Nous allons dans ce qui suit présenter ces deux types de fondations à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

#### 3.1- Les fondations superficielles

##### 3.1.1- Définition

Les fondations superficielles sont des fondations qui reposent directement sur le sol ou qui sont faiblement encastrées (semelles, radiers...). Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

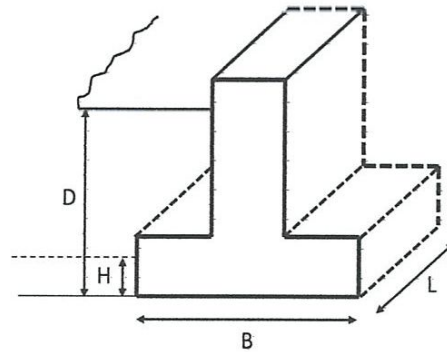


Figure 4 : Définition d'une fondation superficielle

B : largeur de la semelle ; L : longueur de la fondation

D : hauteur d'encastrement (épaisseur min des terres au dessus du niveau d'assise)

H : ancrage de la semelle (Profondeur de pénétration dans la couche porteuse)

On admet qu'une fondation est superficielle lorsque le rapport ( $D_e/B$ ) entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation satisfait la condition suivante [Fascicule 62-titre V] :

$$\frac{D_e}{B} < 1,5$$

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie à partir des résultats des essais des sols en place à savoir l'essai pressiométrique ou pénétrométrique. Nous allons présenter

uniquement le cas de l'essai pressiométrique car on s'est basé sur ce dernier pour le calcul de la fondation de notre silo.

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_D^{D+1,5B} P_i^*(z) dz \quad \text{Équation 1}$$

$P_i^*$  est la pression limite nette calculée, dans le cas des sols de fondation non homogènes ayant des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «  $1,5 B$  » au-dessous de la base de la fondation, comme suit :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* P_{l2}^* \dots P_{ln}^*} \quad \text{Équation 2}$$

$P_{l1}^*, P_{l2}^* \dots$  et  $P_{ln}^*$  étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de «  $D$  à  $D+1,5 B$  », après avoir écarté, si besoin, les valeurs singulières :

$$P_i^* = P_l - P_0 \quad \text{Équation 3}$$

$P_l$  : pression limite mesurée

$P_0$  : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai

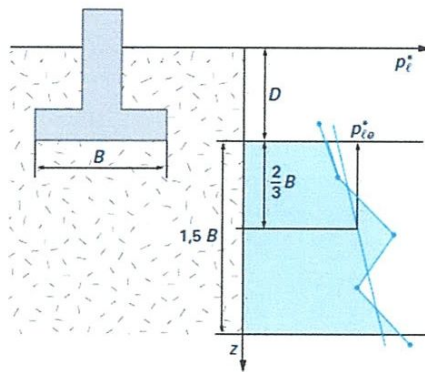


Figure 5 : Définition de la pression limite équivalente  $P_{le}^*$  dans le cas de sol homogène

### 3.1.2- Différents types des fondations superficielles

On distingue principalement 3 types à savoir (Figure 6) :

#### a) Semelles filantes

Généralement de largeur  $B$  au plus de quelques mètres et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$ ).

#### b) Semelles isolées

Généralement sous poteaux dont les dimensions  $B$  et  $L$  sont au plus de quelques mètres. Cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L=1$ ), rectangulaire ( $B < L < 5B$ ) et circulaires ( $B=2R$ ).

### c) Radiers ou dallages

Semelles de dimensions ( $B$  et  $L$ ) importantes portant tout ou une partie d'un ouvrage. Cette catégorie inclut les radiers généraux.

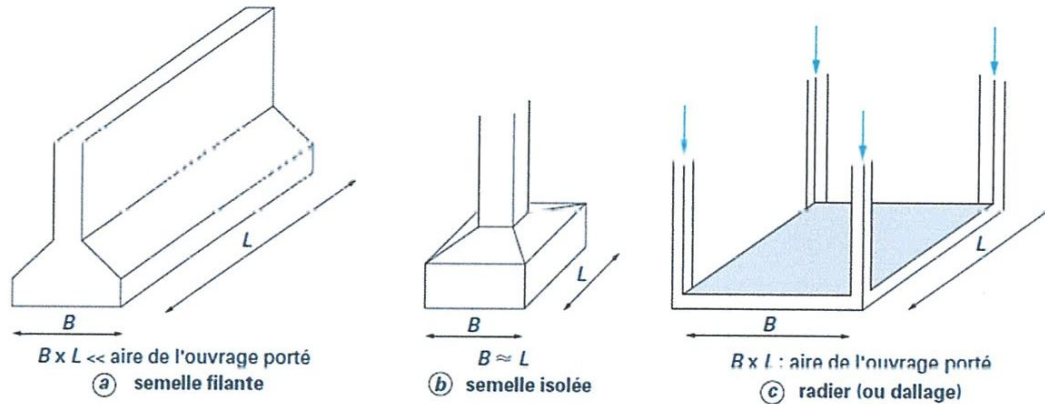


Figure 6 : Différents types des fondations superficielles

### 3.1.3- Conception et dimensionnement d'une fondation superficielle

La conception et le dimensionnement d'une fondation se fait principalement selon trois documents réglementaires spécifiques à savoir :

- Le fascicule 62 – Titre V : Règles de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil (1993)
- Le DTU 13 – 12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles (AFNOR)
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique

Dans un premier temps, on tente toujours de fonder notre construction sur une semelle superficielle essentiellement pour des raisons économique. Pour cela, il est essentiel de se préoccuper en tout premier lieu de **la capacité portante** du sol support sous la fondation afin de vérifier que les couches de sol superficielles peuvent **supporter la charge transmise** par la construction.

Si le résultat des calculs est positif, on doit alors s'assurer que **le tassement** sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des **limites admissibles**.

La capacité portante et le tassement sont ainsi les **deux éléments fondamentaux** qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

3.1.3.1- Comportement des fondations superficielles

Les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées par la figure 7 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. Cette courbe est obtenue en appliquant une charge monotone croissante et quasi statique « Q », à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et en relevant les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée.

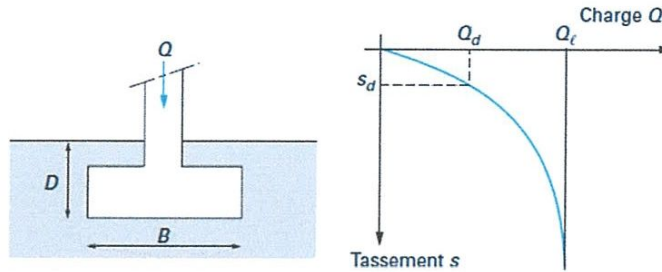


Figure 7 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (création des zones plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol ou néanmoins un tassement incontrôlé. Dans ce cas, le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (atteinte de l'écoulement plastique libre).

Cette charge est **la capacité portante** de la fondation (on parle aussi souvent de *charge limite*, de *charge de rupture* ou encore de *charge ultime*).

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, à s'assurer que l'on reste en dessous de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles ( $Q_d$ ,  $s_d$  sur la Figure 5).

Le comportement à la rupture d'une fondation superficielle est qualifié de global et localisé en surface (Figure 8). Schématiquement, il se forme sous la base de fondation un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.

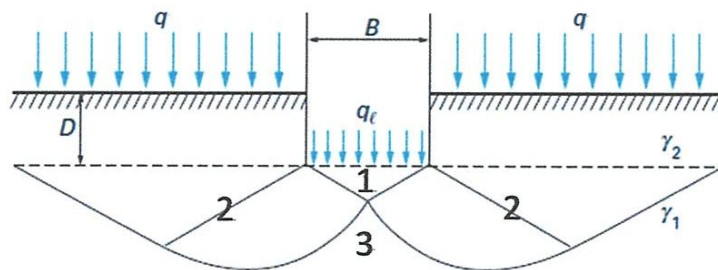


Figure 8 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle

On distingue 3 zones de comportement différent :

Zone 1 : sous la fondation, sol fortement comprimé en équilibre surabondant (le coin se déplace avec la fondation).

Zone 2 : parties du sol refoulées vers la surface, déplacement et cisaillement très important, rupture généralisée.

Zone 3 : sol peu ou pas perturbé par la rupture.

Si on soumettait la même fondation au même essai, mais placée cette fois-ci à plus grande profondeur (fondation profonde), on obtiendrait une rupture interne du sol c'est-à-dire une rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol. Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles et les fondations profondes.

### 3.1.3.2- Calcul de la capacité portante

Il existe deux principales méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des *essais de laboratoire*, dites méthodes classiques (basées sur la cohésion « c » et l'angle de frottement « φ ») et les méthodes à partir des résultats des *essais in situ*, à savoir à partir de la pression limite « P<sub>l</sub> » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe « q<sub>c</sub> » du pénétromètre statique CPT.

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons à titre d'exemple la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Pénétration Test SPT). Les méthodes basées sur les essais in situ sont des méthodes empiriques directes (c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place). Il existe également des méthodes indirectes qui proposent d'abord de déterminer les paramètres de résistance du sol à partir des résultats de l'essai, puis, ensuite, d'appliquer la méthode « c - φ ». C'est le cas, par exemple, des méthodes basées sur les résultats d'essai au dilatomètre plat Marchetti DMT.

Dans ce projet nous avons travaillé avec la méthode pressiométrique, c'est celle qui sera développée dans ce qui suit.

#### La méthode pressiométrique

Selon le Fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge *verticale centrée* est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p \cdot P_{le}^* \quad \text{Équation 4}$$

q<sub>l</sub>: contrainte de rupture,



$q_0 = \sum \gamma_i \cdot z_i$  : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),  
 $P_{ie}^*$  : Pression limite nette équivalente (Equation 2),  
 $K_p$  : Facteur de portance pressiométrique.

Les valeurs du facteur de portance « $K_p$ » dépendent du type de sol (Tableau 2) et des rapports (B/L) et (D<sub>e</sub>/B). Elles sont données par le tableau 3.

Classe de sol		Pressiomètre $p_i$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous.....	< 0,7	< 3,0
	B – Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures.....	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A – Lâches.....	< 0,5	< 5
	B – Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C – Compacts.....	> 2,5	> 20,0
Craies	A – Molles.....	< 0,7	< 5
	B – Altérées.....	1,0 à 2,5	> 5,0
	C – Compactes.....	> 3,0	
Marnes, marno-calcaires	A – Tendres.....	1,5 à 4,0	
	B – Compacts.....	> 4,5	
Roches (1)	A – Altérées.....	2,5 à 4,0	
	B – Fragmentées.....	> 4,5	

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

Tableau 2 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de $k_p$	$k_{p \max}$ (semelle carrée)	$k_{p \max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

Tableau 3 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

**Remarque**

Lorsque la charge est *verticale et excentrée*, l'influence de l'excentrement est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V, par l'intermédiaire de la contrainte de référence  $q_{ref}$  appliquée par la semelle au sol. Le détail de calcul de cette contrainte sera présenté dans le paragraphe 3.4.1 (justification).

### 3.1.3.3- Calcul du tassement

Il existe deux grandes classes des méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- les méthodes à partir des essais de laboratoire, il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents,
- les méthodes à partir des essais en place (pressiomètre, SPT, CPT et DMT), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

On donne ci-dessous de détail de la méthode de calcul du tassement à partir des essais pressiométrique qui fait partie des méthodes les plus utilisées à ce jour.

#### Calcul de tassement par la méthode pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir de l'essai pressiométrique Ménard est basée sur le module pressiométrique  $E_M$ .

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastree d'au moins une largeur  $B$  (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donné par les relations :

$$S_t = S_c + S_d \quad \text{Équation 5}$$

$S_c$  : Tassement sphérique

$S_d$  : Tassement déviatorique

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \quad \text{Équation 6}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha \quad \text{Équation 7}$$

$q$  : Contrainte verticale appliquée par la fondation ( $q=Q/A$ ),

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme, donnés dans le tableau 4

$\alpha$  : Coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau 5,

$B$  : Largeur (ou diamètre) de la fondation,

$B_0$  : Dimension de référence égale à 0,60 m,

$E_c$  et  $E_d$  : modules pressiométrique équivalents dans la zone sphérique et dans la zone déviatorique, respectivement.

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 4 : Coefficients de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	$\alpha$	E/p <sub>l</sub>	$\alpha$	E/p <sub>l</sub>	$\alpha$	E/p <sub>l</sub>	$\alpha$	E/p <sub>l</sub>	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré ....		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré.....	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche.....		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

Tableau 5 : Coefficient rhéologique  $\alpha$

Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche étant épaisse de B/2 (Figure 9).

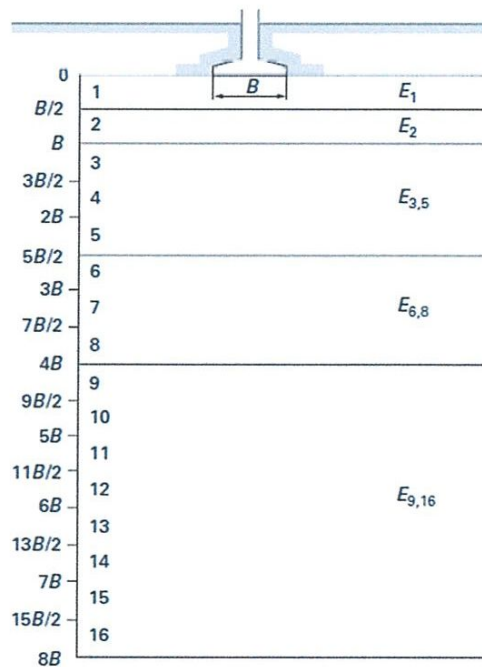


Figure 9 : Modules pressiométrique à prendre en compte pour le calcul du tassement

Le calcul des modules équivalents  $E_c$  et  $E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$  est pris égal au module  $E_1$  mesuré dans la tranche d'épaisseur B/2 située sous la fondation :

$$E_c = E_1 \tag{Equation 8}$$

$E_d$  est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9,16}} \tag{Equation 9}$$

La moyenne harmonique des « n » modules pressiométrique dans la première tranche par exemple :

$$\frac{n}{E_1} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \quad \text{Équation 10}$$

$E_{ij}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur  $iB/2$  à la profondeur  $jB/2$ . On a ainsi, par exemple :

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \quad \text{Équation 11}$$

Si les valeurs de  $9B/2$  à  $8B$  ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} \quad \text{Équation 12}$$

Il en est de même si les valeurs de  $3B$  à  $8B$  ne sont pas connues :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} \quad \text{Équation 13}$$

### 3.1.4- Justifications d'une fondation superficielle

La justification du dimensionnement d'une fondation superficielle des ouvrages de génie civil vis-à-vis le sol est mené en faisant les vérifications suivantes :

- de la capacité portante pour limiter les déplacements (ELU et ELS),
- de glissement (ELU),
- de renversement (ELU),
- de décompression (ELS),
- de stabilité d'ensemble au grand glissement (ELU) pour les fondations en tête de talus.

Pour la vérification aux états limites ultimes (ELU), les sollicitations appliquées sont calculées pour trois combinaisons d'actions à savoir : fondamentales, accidentelles, stabilité d'ensemble.

Pour la vérification aux états limites de services (ELS), elles sont calculées aussi pour trois combinaisons à savoir : quasi permanentes, fréquentes, rares.

**3.1.4.1- Capacité portante**

Dans le cas de l'utilisation des résultats pressiométriques, la condition suivante doit être vérifiée :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} \cdot k_p \cdot P_{le}^* + q_0 \tag{Équation 14}$$

$\gamma_q$  : coefficient de sécurité ( $\gamma_q = 2$  pour ELU,  $\gamma_q = 3$  pour ELS)

Pour le calcul de la contrainte appliquée  $q_{réf}$ , les combinaisons d'actions à considérer sont respectivement

- les combinaisons fondamentales et les combinaisons accidentelles pour les ELU
- les combinaisons rares pour les ELS

La contrainte est  $q_{réf}$  la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (Figure 10) :

$$q_{réf} = \frac{3 q_{max} + q_{min}}{4} \tag{Équation 15}$$

$q_{max}$  et  $q_{min}$  sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force  $Q$  et le moment  $M = Q \cdot e$  par rapport au centre. Ils s'écrivent comme suit :

$$q_{max} = \frac{N}{B} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] \quad ; \quad q_{min} = \frac{N}{B} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] \tag{Équations 16}$$

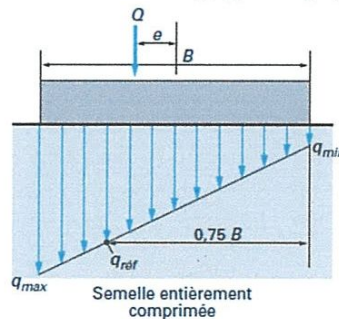


Figure 10 : Contrainte de référence  $q_{réf}$  pour une charge excentrée

**Remarque**

Dans le cas où l'on a également un excentrement  $e'$  dans la direction parallèle à L, la contrainte uniforme  $q_{réf}$  appliquée est alors (Figure 11)

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B - 2 \cdot e)(L - 2 \cdot e')} \tag{Équation 17}$$

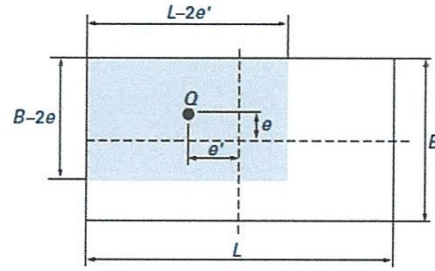


Figure 11 : Excentrement dans les deux directions (modèle de Meyerhof)

3.1.4.2- Glissement (ELU)

Cette vérification consiste à s'assurer que les efforts horizontaux appliqués à la fondation ne provoqueront pas un glissement sur la base. Cette condition s'écrit (1111 13 12) :

$$H_d \leq 0,5 N_d \tag{Equation 18}$$

$H_d$  et  $V_d$  efforts horizontaux et verticaux calculés pour les combinaisons ELU fondamentales et accidentelles.

3.1.4.3- Renversement (ELU) et décompression du sol (ELS)

Pour les ELU (combinaisons fondamentales et accidentelles), on doit s'assurer qu'au moins 10 % de la surface de base de la fondation reste comprimée c'est-à-dire  $B' \geq 0,1 B$  (Figure 12).

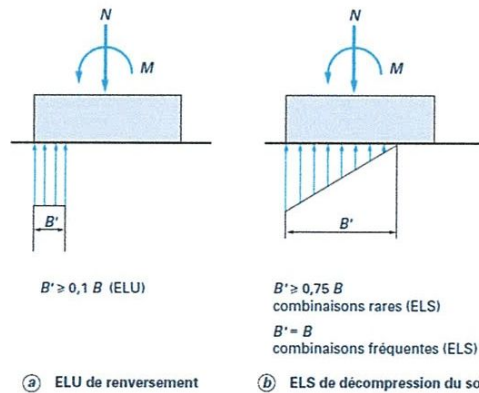


Figure 12 : ELU de renversement et ELS de décompression du sol

Pour les combinaisons ELS rares au moins 75% de cette surface doit rester comprimée ( $B' \geq 0,75 B$ ). Pour les combinaisons ELS fréquentes toute la surface doit rester comprimée ( $B' = B$ ).

## 3.2- Les fondations profondes

### 3.2.1- Définition

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (bed rock) ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées. Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches. Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.

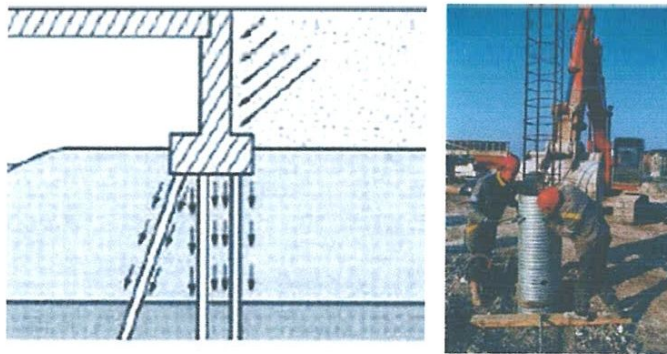


Figure 13 : Fonctionnement des pieux et photo d'exécution

Pour atteindre la profondeur désirée, on réalise, soit des puits peu profonds (diamètre > 1,2m), soit des pieux plus profonds.

Une fondation est dite semi-profonde ou profonde lorsque le rapport ( $D_e/B$ ) satisfait les conditions suivantes :

$$1,5 < \frac{D_e}{B} < 5 \quad \text{Fondation semi-profonde}$$

$$\frac{D_e}{B} > 5 \quad \text{Fondation profonde}$$

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie à partir des résultats de l'essai pressiométrique ou pénétrométrique (Figure 14).

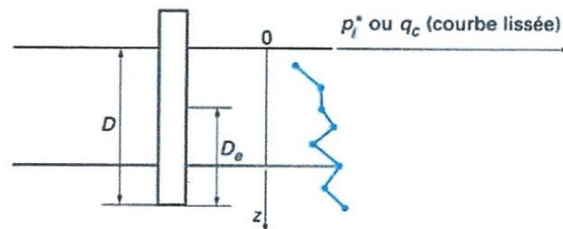


Figure 14 : Définition de l'encastrement équivalent

Nous allons présentées uniquement le cas de l'utilisation des résultats de l'essai pressiométrique car c'est la base du calcul de la fondation de notre silo.

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \quad \text{Équation 19}$$

$P_l^*$  est la pression limite nette calculée selon l'équation 3 ( $P_l^* = P_l - P_0$ ),

$P_{le}^*$  est la pression limite nette équivalente calculée selon l'équation suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad \text{Équation 20}$$

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

$a = 0,5$  m si  $B < 1$  m,

$b = \min \{a, h\}$  sachant que « h » est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse (Figure 15).

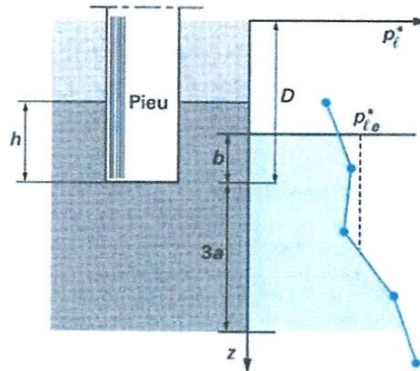


Figure 15 : Définition de la pression limite équivalente

### 3.2.2- Différents types des fondations profondes

On peut classer les fondations profondes en deux grandes catégories à savoir : les puits et les pieux.

Les puits sont des pieux en béton armé de gros diamètres ( $1,2 < B < 2,5$ m) et de petites hauteurs ( $3 < D < 8$  m). Ils sont de forme carrée, rectangulaire ou plus couramment circulaire (Figure 16). Ils sont très peu utilisés en pratique comparativement aux pieux.

On va présenter en détail les pieux car c'est le type de fondation profonde le plus répandu et celui qui va être utilisé pour notre fondation du silo.





*Figure 16 : Photo d'exécution d'un puits*

### 3.2.2.1- Classification des pieux

Les pieux sont des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 30 m, voire plus. La section la plus courante d'un pieu est circulaire. Les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1,60 m, voire plus. Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygones (pieux préfabriqués), et des rectangles (les barrettes).

La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le rapport entre le diamètre et la hauteur qui est plus grand pour les pieux.

Les pieux peuvent être classés selon plusieurs critères : nature du matériau constitutif, mode de fabrication, d'exécution ou de fonctionnement ... la classification actuellement adoptée est celle qui prend en considération le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

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

L'organigramme ci-dessous résume les différents types de pieux :

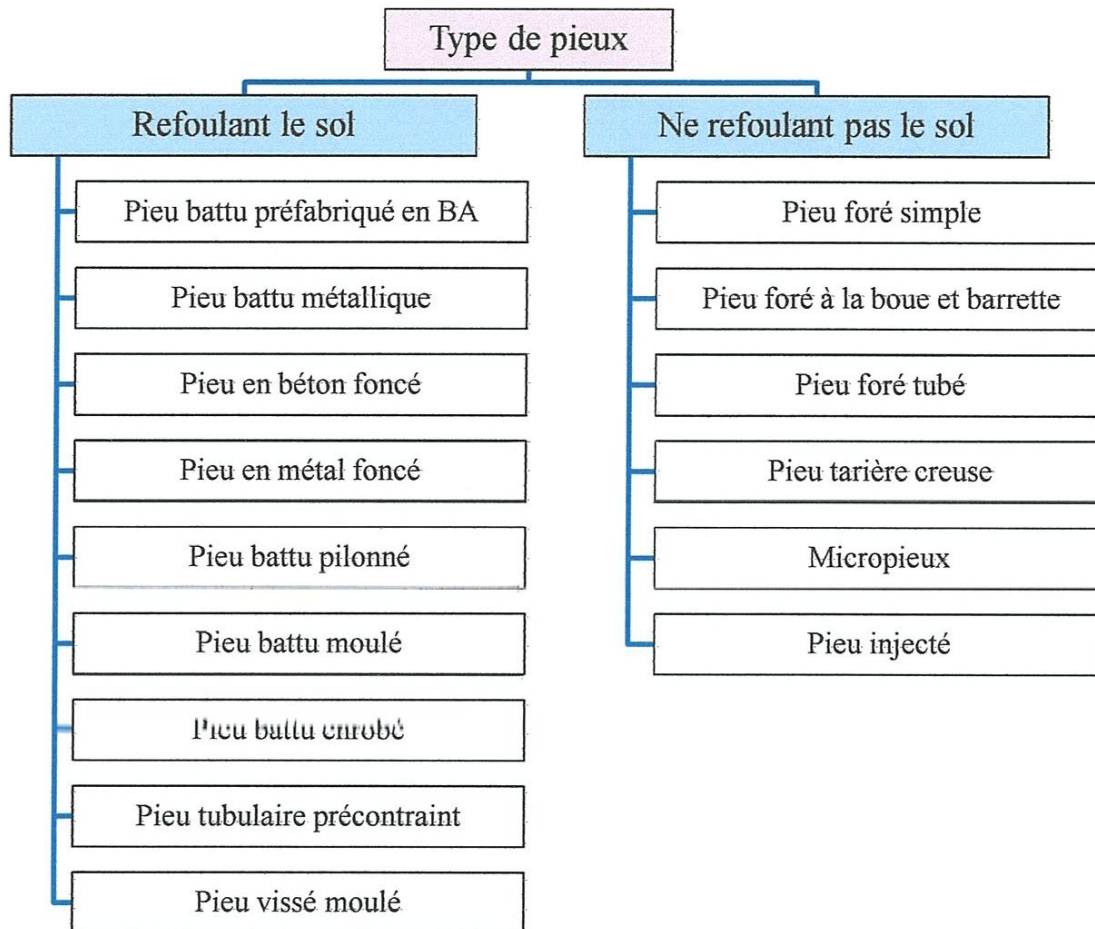


Figure 17 : Différents types de pieux

### 3.2.3- Dimensionnement d'une fondation profonde

#### 3.2.3.1- Introduction

La détermination de la capacité portante d'une fondation profonde sur pieux peut se faire de manière *globale* c'est-à-dire prendre en considération l'effet de groupe *ou unitaire* c'est-à-dire calculer uniquement un seul pieu (pieu isolé) et généraliser le résultat pour l'ensemble des pieux. L'effet de groupe de pieux est à considérer dans le cas des pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral ( $Q_s$ ) est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe ( $Q_p$ ). Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est négligeable (Figure 18).

Il existe plusieurs méthodes de détermination de la capacité portante d'un *pieu isolé sous charge axiale* (chargement statique, pénétromètre statique et dynamique, pressiométrique). Nous allons présenter uniquement, dans cette partie bibliographique, la méthode basée sur les résultats d'un essai pressiométrique.

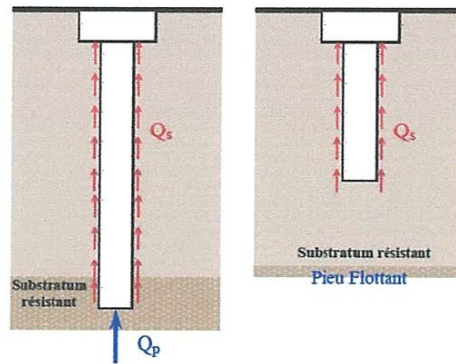


Figure 18 : Fonctionnement mécanique des pieux

3.2.3.2- Charge limite et charge de fluage

Si on charge un pieu axialement en tête par une charge « Q » qui accroît progressivement, le pieu va s'enfoncer en tête de « s<sub>t</sub> » jusqu'à la rupture du sol et la courbe Q=f (s<sub>t</sub>) a l'allure indiquée sur la (Figure 19). La charge limite « Q<sub>l</sub> » d'un pieu correspondant à s<sub>t</sub>=B/10.

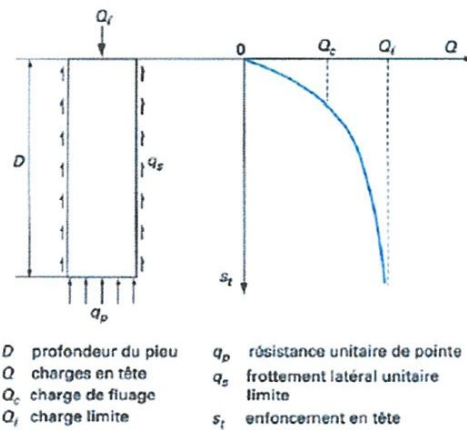


Figure 19 : Courbe de chargement axial d'un pieu

La charge limite s'écrit :

$$Q_l = Q_p + Q_s \tag{Équation 21}$$

Avec :

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad Q_s = q_s \cdot A_s \tag{Équation 22}$$

- q<sub>p</sub> : Résistance unitaire du sol,
- q<sub>s</sub> : Frottement latéral unitaire limite,
- A<sub>p</sub> : Section droite de la pointe,
- A<sub>s</sub> : Surface latérale du pieu.

On remarque que la courbe  $Q=f(s_t)$  présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge «  $Q_c$  » appelée charge de fluage. La relation entre la charge de fluage «  $Q_c$  » et les charges limites de pointe «  $Q_p$  » et de frottement latéral «  $Q_s$  ». dépend du mode de mise en place du pieu dans le sol :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_c = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} \quad \text{Équation 23}$$

- pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5} \quad \text{Équation 24}$$

- pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_c = \frac{Q_s}{1,5} \quad \text{Équation 25}$$

La méthode pressiométrique de dimensionnement des pieux vise à déterminer la charge limite «  $Q_1$  » et la charge de fluage «  $Q_c$  ». Elle sera présentée ci-dessous.

### 3.2.3.3- Méthode pressiométrique de prévision de la charge limite

La charge limite de pointe  $Q_p$  est donnée par la formule :

$$Q_p = A \cdot k_p \cdot P_{le}^* \quad \text{Équation 26}$$

A : Section de pointe,

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente,

$k_p$  : Facteur de portance (tableau 6)

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

Tableau 6 : Valeurs du facteur de portance  $k_p$

La charge limite de frottement latéral  $Q_s$  mobilisée sur toute la hauteur  $h$  concernée du fût du pieu est calculée selon la formule :

$$Q_s = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad \text{Équation 27}$$

$P$  : périmètre du pieu,

$h$  : hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée :

- de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage
- de la hauteur où s'exerce le frottement négatif.

$q_s(z)$  est le frottement latéral unitaire limite à la cote ( $z$ ), il est donné en fonction de la pression limite nette ( $P_{te}^*$ ) par les courbes de la figure 20.

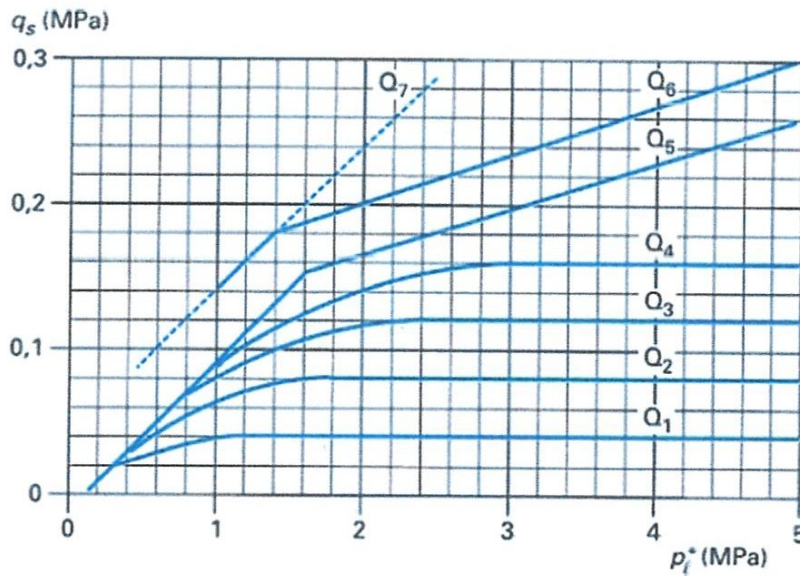


Figure 20 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

Le choix de la courbe à utiliser est indiqué au tableau 7 ci-dessous, il est fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)		Q <sub>1</sub>		Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>		(4)		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	
Puits (5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>				(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>		(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		Q <sub>5</sub>	
Injecté haute pression (6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>	Q <sub>7</sub> (7)

(1) Hachicage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.  
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).  
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Tableau 7 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$

### 3.2.3.4- Évaluation du frottement négatif

Le frottement négatif «  $G_{sf}$  » se produit, d'une manière générale, quand le tassement du sol le long du fût du pieu est supérieur au déplacement vertical du pieu (figure 21). Le tassement progressif par consolidation d'une couche compressible chargée par un remblai, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas. Le frottement négatif croît au fur et à mesure de l'avancement de la consolidation, il est donc maximal à long terme.

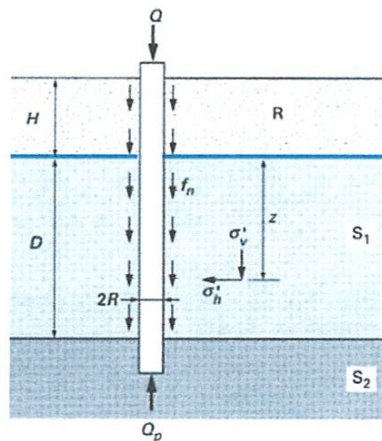


Figure 21 : Frottement négatif sur un pieu isolé

L'égalité du déplacement vertical du pieu et du tassement vertical du sol le long du pieu définit la cote « h » appelée hauteur d'action du frottement négatif dans le sol. Au-dessus de cette cote le frottement est négatif, au-dessous il devient positif ( $Q_s$ ).

Le calcul pratique du frottement négatif se fait selon les étapes suivantes :

1. Calcul de  $\sigma'_{v0}(z)$  : contrainte verticale effective dans le sol à l'état initial, avant mise en place des surcharges et l'exécution du pieu.
2. Calcul de  $\sigma'_1(z)$  : contrainte verticale effective dans le sol à l'état final, après exécution du pieu, avec les surcharges, mais sans tenir compte de l'effet d'accrochage
3. Découpage du sol sur des épaisseurs des tranches où on pourra considérer que  $d\sigma'_1/dz = C^{te}$
4. Calcul de « m » en fonction de « λ » selon la formule :

$$m = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} \frac{K \tan \delta}{R} \quad \text{Équation 28}$$

R : rayon du pieu

Les valeurs de « K tan δ » dépendant de la nature du sol et du type de pieu. Elles sont fournies tableau 8.

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20
Argiles Limons	mous	0,10	0,15	0,20
	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables Graves	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

Tableau 8 : Valeurs du terme K tan δ pour l'évaluation du frottement négatif

λ : Coefficient d'accrochage, prend les valeurs suivantes :

$$\lambda = \frac{1}{0,5+25 K \tan \delta} \quad \text{si} \quad K \tan \delta \leq 0,15 \quad \text{Équation 29}$$

$$\lambda = 0,385 - K \tan \delta \quad \text{si} \quad 0,15 \leq K \tan \delta \leq 0,385 \quad \text{Équation 30}$$

$$\lambda = 0 \quad \text{si} \quad K \tan \delta \geq 0,385 \quad \text{Équation 31}$$

5. Calcul de  $\sigma'_v(z)$  en partant de la valeur en tête de la première couche qui est connue et en progressant de tranche en tranche du haut vers le bas (Figure 22) selon les formules suivantes :

$$\text{Si } \lambda = 0 \quad \sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_1(z_j) \quad \text{Équation 32}$$

$$\text{Si } \lambda \neq 0 \quad \sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_v(z_j) + \left[ \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right] [1 - e^{-m \cdot \Delta z_j}] \quad \text{Équation 33}$$

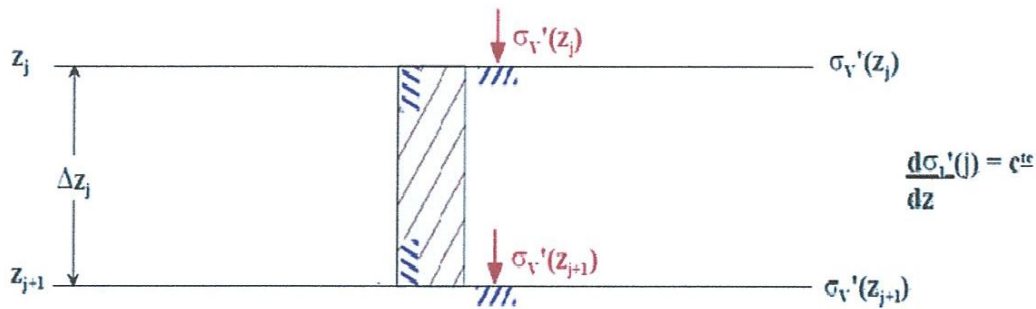


Figure 22 : Calcul du frottement négatif  $G_{sf}$

6. Calcul de la hauteur d'action du frottement négatif « h » en comparant la contrainte verticale initiale  $\sigma'_{v0}(z)$  avec la contrainte effective  $\sigma'_v(z)$  le long du pieu, tenant compte de l'accrochage sol-pieu. C'est la profondeur où  $\sigma'_{v0}(z) = \sigma'_v(z)$ .

7. Calcul du frottement négatif unitaire  $f_n(j)$  pour les tranches « j » situées entre 0 et h selon la formule :

$$f_n(j) = K \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v(z_{j+1}) \quad \text{Équation 34}$$

8. Enfin, le calcul du frottement négatif global «  $G_{sf}$  » en faisant la somme des frottements négatifs  $f_n(j)$  ou en intégrant sur toute la hauteur « h » selon les formules :

$$G_{sf} = \sum_1^j f_n(j) \quad \text{Équation 35}$$

$$G_{sf} = P \int_0^h K \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v(z) dz \quad \text{Équation 36}$$

### 3.2.4- Dispositions constructives

Lors d'une étude des fondations sur pieux, il n'est pas possible de fixer des recommandations bien précises pour faire des choix en toute connaissance de cause. En effet, les recommandations dépendent essentiellement du type d'ouvrage que doit supporter la fondation (terrestres, fluviaux, maritimes, ponts, bâtiments, provisoires ou définitifs...), de son importance et des charges qu'il applique sur la fondation.

On va présenter ici uniquement quelques règles générales s'appliquant à la majorité des ouvrages sur pieux.

#### 3.2.4.1- Choix du type de pieux

Le choix précis du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude d'une fondation profonde. Le plus souvent l'étude fournit uniquement des recommandations sur les types de pieux qu'on doit utiliser à partir des critères qui peuvent être liés :



- au fonctionnement mécanique des pieux qui dépend du type de l'ouvrage à construire (intensité des charges, tassements...)
- à la Méthode d'exécution des pieux qui dépend essentiellement de la configuration du site (terrestre, aquatique), de la nature des sols, de la géométrie des couches et du substratum, de la présence d'eau et son agressivité.
- au coût et au délai d'exécution

Dans la plupart des cas c'est l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de ces critères.

Enfin, il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble d'une fondation profonde.

↓ Critères	Pieux →							
	Micropieux	Pieux tubés battus freisés	Pieux Atlas	Pieux forés	Pieux ancre creusés	Pieux moulés plongés - bass élargie (B-F-A-B)	Pieux castés moulés dans le sol	Pieux castés moulés par un mètre diamètre
Reprise de charges concentrées importantes	-3	-2	+1	+3	-2	+3	+3	+2
Tassement différentiel	+2	+2	+2	+3	-2	+3	+3	+2
Résistance aux efforts latéraux	-3	+2	+1	+3	-2	+2	+2	+2
Résistance à la traction	+2	+2	+2	+2		+3	+3	+1
Adaptations à la faible résistance du terrain		-1	+2	+1	-2	+3	+2	+1
Niveau de vibrations	+3	+1	+3	+3	+3	-1	-1	-2
Niveau de bruit	+1	+1	+3	+2	+3	+1	+1	+1
Passage d'obstacles enterrés	+3	-2	-3	+1		-1	-1	-1
Grande profondeur	+1	+1	+1	+3	+1	+1	+1	+1
Possibilité d'exécution * en incliné *	+3	+1	+2	+1	-3	+3	+3	+3
Exécution sous eau	+3	+3	+3	+3	+3	+3	+3	+3
Exécution sous hauteur réduite	+3	+3	-3	-3	-3	-3	-3	-3
Niveau de recépage > 3 m sous le niveau du		+2	-3	+3	-2	+3	+3	+1
Distance de l'axe p l r à des bâtiments existants	+3	+3	+1	+1	+1	+1	+1	+1
Coûts relatifs	-1	-1	+2	-1	+2	+2	+2	+2
Délai d'exécution	+1	+1	+2	-1	+2	+2	+2	+3
Préavis requis	+1	+1	-3	+1	+3	+3	+3	+3
Importance relative des frais fixes	-2	+2	+2	-2	+2	+1	+1	+2
Adaptation aux variations pendant l'exécution	+2	+2	+3	+2	+3	+3	+3	+3
Adaptation aux variations dans le sol	+1	+2	+1	+3	+1	+3	+3	+2
Déviations pendant l'exécution	+2	-1	+1	+1	+1	+2	+2	+2
Possibilités de * quality tests *	-2	+3	+1	+3	+2	+2	+2	+3

- +3 Idéal
- +2 à conseiller
- +1 adapté
- 1 moins adapté
- 2 à déconseiller
- 3 pas applicable

Tableau 9 : Choix du type de pieux

### 3.2.4.2- Dimensions et inclinaison

#### ➤ Diamètre (ou largeur)

Les gros pieux forés sont, en règle générale, réservés aux grands ouvrages. Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ainsi que les barrettes (pieux de section rectangulaire), ont une dimension transversale minimale de 0,60m. Pour les ponts-routes, il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 0,80m.

Les petits pieux, forés ou battus, ne sont adaptés qu'aux ouvrages à réactions d'appuis modestes.

Le choix du diamètre peut être lié, également, à l'importance des efforts horizontaux à reprendre. Si les efforts horizontaux sont faibles, les pieux de faible diamètre peuvent convenir, sinon les incliner, alors que les pieux de diamètre moyen (0,60 à 0,80m) ou fort auront rarement besoin d'être inclinés et travailleront en réaction latérale.

Si les efforts horizontaux sont importants, il faut exclure les pieux de petit diamètre, incliner le plus souvent les pieux de diamètre moyen ou, mieux, utiliser des pieux de gros diamètre verticaux ou des barrettes.

Le choix du diamètre du pieu, enfin, peut être également conditionné par sa longueur (problème de flambement pour les pieux de longueur importante).

➤ **Longueur**

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sol résistantes devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant (dans le cas des pieux flottants, notamment),
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum, si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

➤ **Inclinaison**

La seule limite à l'inclinaison, quels que soient le diamètre et le type de pieu (battu ou exécuté en place), est imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse guère une inclinaison de 20°, mais cette limite n'est pas figée.

### 3.2.4.3- Disposition en plan des pieux

La disposition en plan des pieux d'une même fondation doit permettre :

- d'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux, sous combinaisons d'actions quasi permanentes,
- d'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.

L'espacement minimal de deux pieux doit être de 1,5B (soit un entre axes minimal de 2,5B), et cela pour des questions d'exécution.

Bien qu'il n'y ait pas d'espacement maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une force épaisseur de la semelle de liaison.

### 3.2.5- Justifications d'une fondation sur pieux

Les états-limites à considérer concernent :

- le sol (mobilisation de la capacité portante, stabilité d'ensemble),
- les matériaux constitutifs des pieux de la fondation,
- les déplacements qui pourraient nuire au bon comportement de la structure portée.

### 3.2.5.1- États-limites de mobilisation de la capacité portante

#### Cas du pieu isolé

La charge axiale «  $Q$  » appliquée sur le pieu considéré doit être comprise entre les limites suivantes :

$Q_{max}$  : valeur maximale autorisée pour  $Q$ , en compression,

$Q_{min}$  : valeur minimale autorisée pour  $Q$ , en arrachement (on lui donne un signe négatif).

La valeur de «  $Q$  » à prendre en compte dépend de la combinaison d'actions considérée. Les valeurs de  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ , à l'ELU et à l'ELS, suivant les combinaisons d'actions considérées, sont données dans le tableau 10 dans lequel «  $Q_c$  » et «  $Q_l$  » sont respectivement la charge de fluage et la charge limite en compression, «  $Q_t$  » est la charge limite du frottement latéral.

	Pieux		Micropieux	
États-limites ultimes	$Q_{min}$	$Q_{max}$	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_t}{1,40}$	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_t}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_s}{1,30}$	$\frac{Q_t}{1,20}$	$-\frac{Q_s}{1,20}$	$\frac{Q_t}{1,20}$
États-limites de service				
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{cT}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,10}$	$-\frac{Q_{cT}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	0	$\frac{Q_c}{1,40}$	$-\frac{Q_{cT}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

Tableau 10 : Détermination de  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$

## 4- CONCLUSION

Cette synthèse bibliographique nous a permis d'acquérir des connaissances très utiles sur les différents types de silos ainsi que le mode de calcul des fondations superficielles et profondes. Elle sera la référence pour réaliser les deux chapitres qui suivent (III, IV).

Dans tout projet de fondation, on cherche toujours dans un premier temps à fonder notre structure sur une fondation superficielle essentiellement pour des raisons économiques. Si celle-ci s'avère inadaptée pour supporter les charges transmises par la superstructure, il faut dans ce cas faire recours à une fondation profonde afin de reporter les charges au sous-sol plus consistant. C'est ce que nous allons effectuer dans le travail qui suit.

# Chapitre III

## Fondation sur Radier

## Chapitre III : Fondation sur radier

---

### 1- Introduction

Comme mentionné précédemment, on va, dans un premier temps, fonder notre silo sur une fondation superficielle. Le but de ce chapitre est donc de montrer si la fondation superficielle que nous proposons est capable ou non de supporter les charges transmises par la superstructure.

Le silo se situ sur un sol de nature essentiellement argileuse. Dans ce cas, le type de sol et l'importance des charges imposent une solution de type radier général. Pour cela, nous avons opté le choix pour un radier général sous le silo de forme circulaire. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- l'augmentation de la surface de la fondation minimise la forte pression apportée par la superstructure,
- la réduction des tassements différentiels,
- néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol,
- la facilité d'exécution.

Dans un premier temps, on va déterminer les charges transmises par la superstructure nécessaires pour le dimensionnement de la fondation. Pour faire cela, on a utilisé le logiciel « Robot » car les actions agissantes sur la superstructure sont assez complexes (vent, poussées du ciment, séisme...) pour faire le calcul manuellement.

Dans un second temps, on a proposé une implantation du radier, sa forme et ses dimensions.

Enfin, on a réalisé les vérifications nécessaires pour la justification de la fondation.

### 2- Détermination des charges de dimensionnement

#### 2.1- Sollicitations

Les silos doivent être construits suivant les règles de l'art. Dans les calculs, il faut tenir compte du poids propre, des poussées du ciment, des charges climatiques telles que le vent, la neige et la température extérieure et intérieure, les charges accidentelles telles que le séisme ou une explosion ainsi que de toute autre sollicitation pouvant intervenir dans les cas particuliers.

Dans ce travail nous avons étudié uniquement les poussées du ciment, le vent, la neige, les surcharges d'exploitation et la charge sismique. Il faut préciser que l'ensemble de ces charges ont été étudiées dans le projet de fin d'étude de l'année passée (2011) à l'exception de la charge sismique qui va être étudiée dans notre travail (Figure 23).

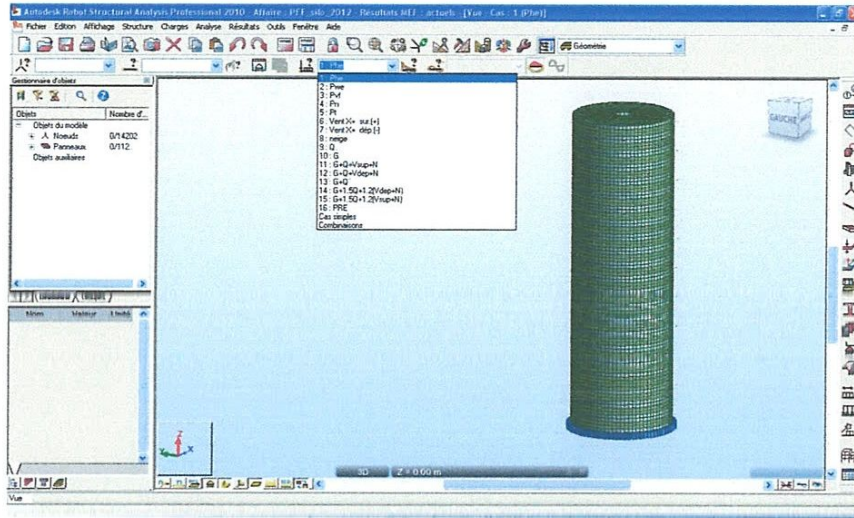


Figure 23 : Modélisation du silo (PFE 2011)

A titre de rappel, le schéma de la figure 24 représente les actions dues au ciment, ce type d'actions fait parti de la famille des charges variables d'exploitation :

- $P_h$  : pression horizontale,
- $P_w$  : contrainte de frottement sur la paroi verticale,
- $P_v$  : pression verticale,
- $P_n$  : pression normale à la paroi de la trémie inclinée,
- $P_t$  : contrainte de frottement sur la trémie).

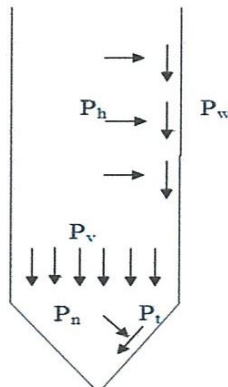


Figure 24 : Actions dues au ciment

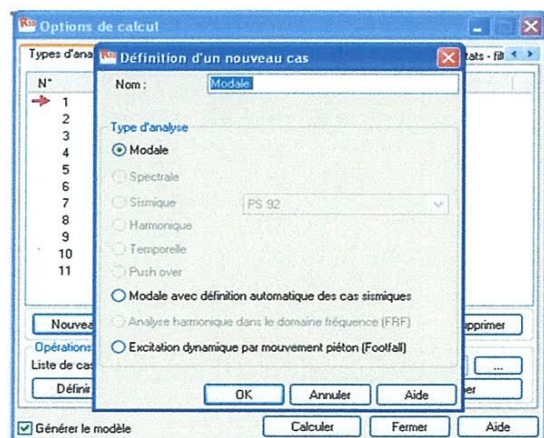
### 2.1.1 Charge sismique

La charge sismique est définie selon les règles RPA 99 version 2003. Nous avons introduit cette charge directement sur Robot en complément de la modélisation déjà réalisée l'année dernière [Boughrara & Bouacha : conception et dimensionnement d'un silo de stockage de ciment] comme suit :

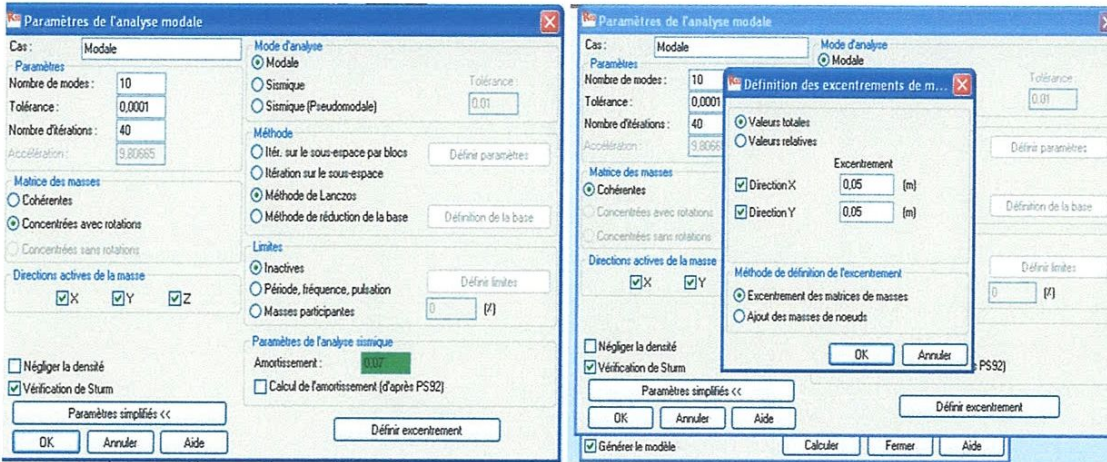
Pour réaliser une analyse sismique sur Robot, on doit d'abord définir un nouveau cas d'analyse appelé « analyse modale ». Pour faire cela, il faut cliquer sur le bouton « Analyse » situé dans le menu déroulant et choisir « type d'analyse », la fenêtre suivante va apparaître :



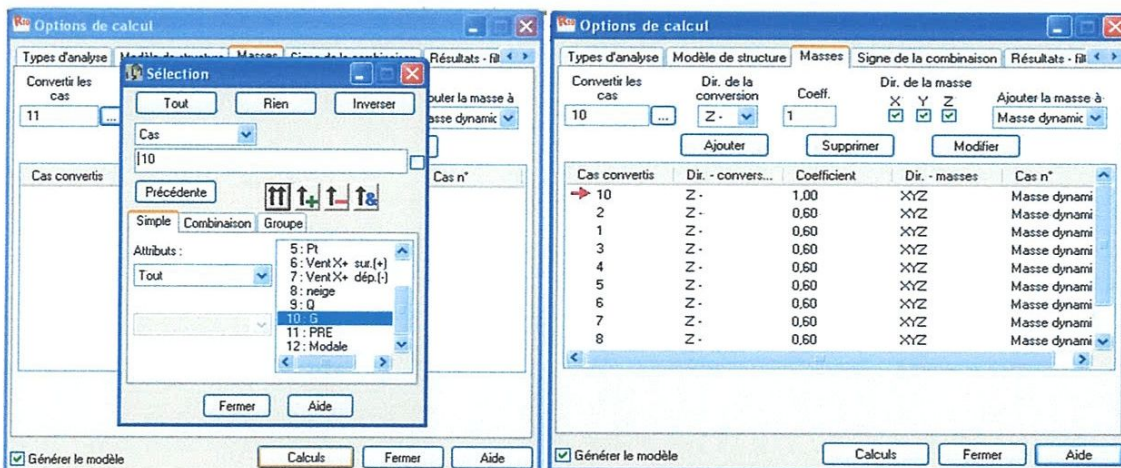
Par la suite on clic sur nouveau et la fenêtre suivante apparait :



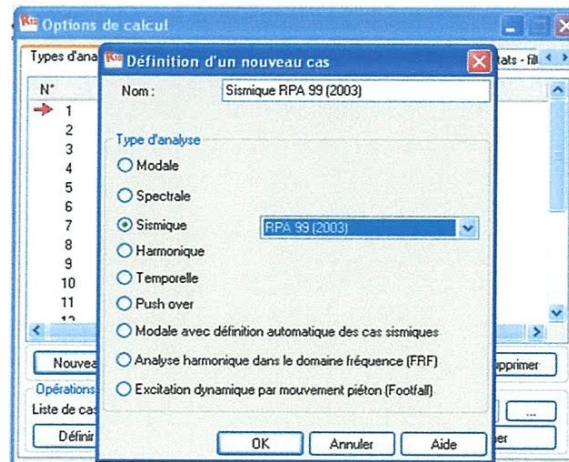
Après validation l'analyse modale va être créée et on pourra introduire ses paramètres dans les fenêtres qui vont apparaître :



La figure ci-dessous montre comment introduire les coefficients de pondération  $\beta=0,6$  pour chaque charge. Dans notre cas c'est-à-dire le silo  $\beta=0,6$  pour toutes la charges variables (d'après RPA99 version 2003 : autres locaux non visés dans le tableau)

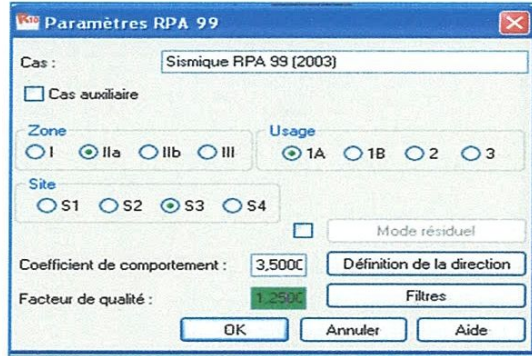


Puis on définit le cas sismique par la même procédure utilisé pour le cas modale (étape 1&2).

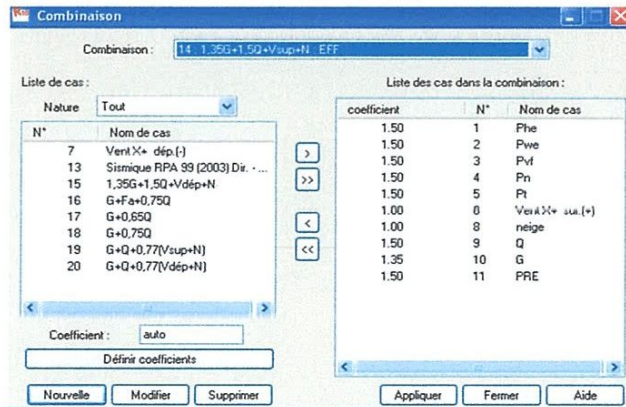




En dernière étape, on introduit les paramètres relatifs à la zone sismique, le type de structure et le site de construction.



Une fois terminé, on pourra introduire la charge sismique dans les combinaisons d'actions.



## 2.2- Combinaisons d'actions

Pour la définition des combinaisons, les actions doivent être organisées en 4 catégories à savoir :

### ➤ Actions permanentes G

- les actions G défavorables ( $G_{max}$ ), dans notre cas, il s'agit du poids propre du silo,
- les actions G favorables ( $G_{min}$ ), dans notre cas  $G_{min} = 0$ .

### ➤ Actions variables Q

Il s'agit dans notre cas :

- des charges d'exploitation : poussée du ciment, force de précontrainte, surcharge d'exploitation sur la dalle supérieure.
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige.

Ces actions variables Q interviennent dans toutes les combinaisons d'actions soit comme action variable de base  $Q_1$ , soit comme action variable d'accompagnement  $Q_i$  ( $i > 1$ ) selon le cas.

➤ **Actions de l'eau  $F_w$**

C'est les actions dues au poussée d'Archimède et les effets hydrodynamique, dans notre elles sont nulles.

➤ **Actions accidentelles  $F_A$**

Pour les ouvrages de génie civil, c'est l'action due à un séisme, un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui... Pour les bâtiments, un séisme, un vent extrême, une explosion, un choc, un feu, etc.

**2.2.1- Combinaisons fondamentales**

$$1,125 \left[ 1,2G_{max} + 0,9G_{min} + \gamma_{fw} F_w + \gamma_{f1Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$$

Type de charge	$\gamma_{f1Q1}$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Charge d'exploitation	1,33	0,77	0,75	0,65
Vent normal	1,33	0,77	0,20	0
Neige (altitude < 500m)	1,33	0,77	0,15	0
Variation de température	1,20	0,60	0,50	0

*Tableau 11 : Valeurs courantes des coefficients de pondération*

- $\gamma_{fw} = 1,05$  pour la pression de l'eau défavorable,
- = 1 pour la pression de l'eau,
- = 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans notre cas, la combinaison fondamentale s'écrit donc :

$$1,35 G + 1,5 (P_{he} + P_{we} + P_{vf} + P_n + P_t + P_{RE} + Q) + (V + N)$$

Dans cette combinaison, les poussées du ciment ( $P_{he}$ ,  $P_{we}$ ,  $P_{vf}$ ,  $P_n$ ,  $P_t$ ), la force précontrainte ( $P_{RE}$ ) et la surcharge d'exploitation sur la dalle supérieure ( $Q$ ) sont considérées comme des actions de base. Le vent ( $V$ ) et la neige ( $N$ ) sont considérés comme des actions d'accompagnement.

**2.2.2- Combinaisons accidentelles**

$$G + F_w + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

Dans notre cas, la combinaison accidentelle s'écrit donc :

$$G + F_A + 0,75 (P_{he} + P_{we} + P_{vf} + P_n + P_t + P_{RE} + Q)$$

### 2.2.3- Combinaisons quasi permanentes

$$G + F_w + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

Dans notre cas, cette combinaison s'écrit donc :

$$G + 0,65 (P_{he} + P_{we} + P_{vf} + P_n + P_t + P_{RE} + Q)$$

### 2.2.4- Combinaisons fréquentes

$$G + F_w + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

Dans notre cas, la combinaison fréquente s'écrit donc :

$$G + 0,75 (P_{he} + P_{we} + P_{vf} + P_n + P_t + P_{RE} + Q)$$

### 2.2.5- Combinaisons rares

$$G + F_w + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

Dans notre cas, cette combinaison s'écrit donc :

$$G + (P_{he} + P_{we} + P_{vf} + P_n + P_t + P_{RE} + Q) + 0,77 (V + N)$$

## 2.3- Charges appliquées à la fondation

Nous avons utilisé le logiciel « Robot » pour déterminer les charges verticales  $N_d$  et horizontale  $H_d$  et le moment  $M_d$  nécessaire pour la justification de la fondation (Figure 25).

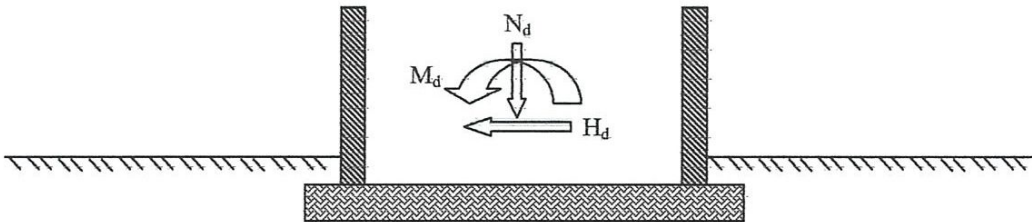


Figure 25 : Charges appliquées à la fondation

A titre de rappel, nous avons utilisé la modélisation réalisée dans le PFE de l'année dernière (Référence) pour accomplir notre travail. Les différentes étapes effectuées sur « Robot » sont :

- introduction de la charge sismique qui n'a pas été réalisée,
- introduction de nouveau des combinaisons d'actions,
- obtention des résultats  $N_d$ ,  $H_d$  &  $M_d$  en utilisant les réactions d'appui fournies par le biais de calcul sur « Robot ».

Le tableau suivant résume les résultats de obtenus par le bais de ce calcul :

	Combinaisons	$N_d$ (kN)	$H_d$ (kN)	$M_d$ (kN.m)
ELU	Fondamentale	105887,99	14868,57	923,30
	Accidentelle	113089,01	19481,11	1710,98
ELS	Quasi permanente	55522,34	5925,39	343,58
	Fréquente	60480,09	6836,99	396,44
	Rare	72929,00	10035,85	629,01

Tableau 12 : Charges appliquées à la fondation

### 3- Géométrie et implantation du radier

#### 3.1- Géométrie et dimensions

Le principe de pré-dimensionnement d'un radier général est basé sur la vérification de celui-ci à la flexion. On tente d'adapter la hauteur du radier «  $h_r$  » et sa section afin que les parties en travée ne se déforment pas excessivement et que les armatures à mettre en œuvre ne soient pas trop importantes.

Dans notre cas, on a utilisé un calcul plus simplifié basé sur une condition forfaitaire utilisée généralement pour déterminer la hauteur des radiers de bâtiments «  $h_r \geq L_{max}/10$  » avec  $L_{max}$  distance maximale entre deux appuis successifs.

Dans notre cas  $L_{max} = \phi_{silo} = 14m$ , donc  $h_r \geq 1,4m \Rightarrow h_r = 1,5m$ .

En ce qui concerne la forme et les dimensions en plan du radier, nous avons opté le choix pour un radier de forme circulaire de 18m de diamètre pour des raisons purement technique (facilité de ferrailage entre le radier et le silo) et économique (radier de dimensions abordable).

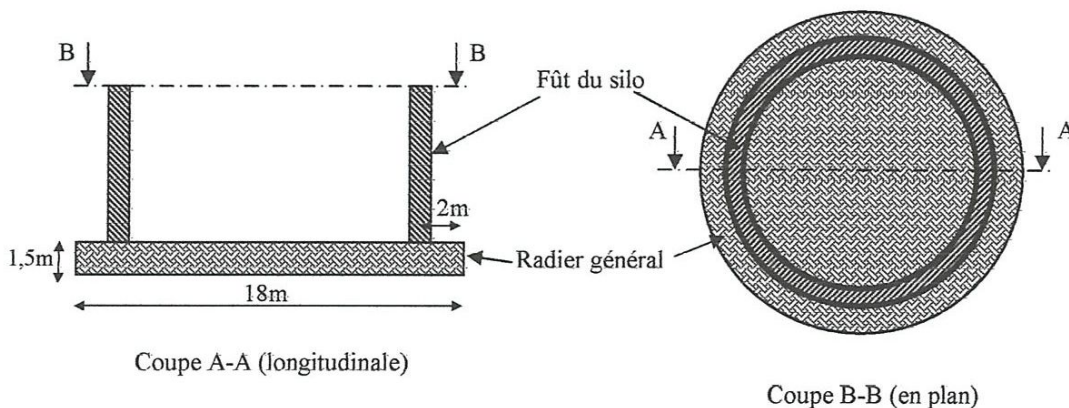


Figure 26 : Géométrie et dimensions du radier

### 3.2- Implantation

Le niveau de la fondation doit ainsi être situé assez profondément pour n'être affecté, ni par le climat (gel dégel et dessiccation), ni par les affouillements. Selon la réglementation, il est recommandé de se placer à au moins 50 cm de la surface. Dans notre cas nous avons choisi de placer le radier à 2m par rapport à la surface afin de respecter cette préconisation (figure 27).

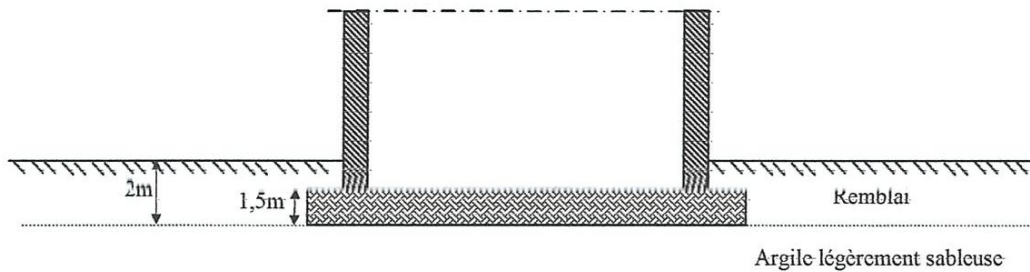


Figure 27 : Implantation du radier

Par la suite, nous avons vérifié si cette implantation permet de satisfaire la condition nécessaire pour admettre qu'une fondation est superficielle :  $\frac{D_e}{B} < 1.5$

Le calcul de  $D_e$  a été réalisé selon la procédure décrite au paragraphe 3.1.1 (chapitre I). Les calculs sont résumés tableau ci-dessous.

Z(m)	P <sub>1</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	σ'v0 (kPa)	P <sub>0</sub> = σ'v0 × K <sub>0</sub>	P <sub>1</sub> * = P <sub>1</sub> - P <sub>0</sub>
0,5	1290	0,7	49,5	34,65	1255,35
2,5	1440	0,5	73,5	36,75	1403,25
3,5	1640	0,5	84,5	42,25	1597,75
4,5	1940	0,5	95,5	47,75	1892,25
5,5	940	0,5	106,5	53,25	886,75
7	390	1	122	122	268
8	590	1	131	131	459
9	840	1	140	140	700
11	1240	1	158	158	1082
12	1440	1	167	167	1273
13	840	1	176	176	664

Tableau 13 : Calcul de la pression limite nette P<sub>1</sub>\*

$$D'où : P^*_{1e} = \sqrt[11]{1255,35 \times 1403,25 \times \dots \dots \dots} = 914 \text{ kPa}$$

$$D_e = \frac{1}{914} [(1255,35 \times (0,5 - 0) + 1403,25 \times (2,5 - 0,5) + P^*_{13} (z_3 - z_2) + \dots \dots \dots + P^*_{1n} (z_n - z_{n-1})]$$

$$D_e = 14,74 \text{ m} \rightarrow \frac{D_e}{B} = \frac{14,74}{18} = 0,81 < 1,5$$

Donc la fondation est superficielle.

#### 4- Vérification de la fondation sur radier

##### 4.1- Vérification de la capacité portante

$$q_0 = \gamma_{\text{remblai}} \times z_0 = 20 \times 2 = 40 \text{ kPa}$$

D'après le tableau définition des catégories conventionnelle des sols (selon tableau 2) et les donnée du sol sous la fondation (argile) :

$$1,2 \text{ MPa} < P_i = 1,29 < 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Argile de type B}$$

Donc  $K_p$  égale à : (selon tableau 3)

$$K_p = 0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \times \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \times \frac{18}{18} \right) \frac{14,74}{18} \right] \approx 1,03$$

Donc la capacité portante est égale à :

$$q_1 = 40 + 1,03 \times 914 = \mathbf{981,42 \text{ kPa}}$$

##### Combinaison fondamentale (ELU)

L'excentricité de la charge est égale à :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{923,3}{105887,99} = 8,72 \text{ cm}$$

Donc  $q_{\max}$  et  $q_{\min}$  égales à :

$$q_{\max} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{105887,99}{18} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 8,72 \times 10^{-3}}{18} \right] = 5899,72 \text{ kPa}$$

$$q_{\min} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{105887,99}{18} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 8,72 \times 10^{-3}}{18} \right] = 5865,60 \text{ kPa}$$

Donc  $q_{\text{réf}}$  est égale à :

$$q_{\text{réf}} = \frac{3 q_{\max} + q_{\min}}{4} = \frac{3 \times 5899,72 + 5865,6}{4} = \mathbf{5891,2 \text{ kPa}}$$

##### ➤ Vérification

$\gamma_d = 2$  pour ELU

$$q_{\text{réf}} = 5891,2 \text{ kPa} > \frac{1}{\gamma_d} K_p P_{te}^* + q_0 = 510,71 \text{ kPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

##### Combinaison accidentelle (ELU)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1710,98}{113089,01} = 15,1 \text{ cm}$$

Donc  $q_{\max}$  et  $q_{\min}$  égales à :

$$q_{max} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{113089,01}{18} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 15,1 \times 10^{-3}}{18} \right] = 6314,34 \text{ kPa}$$

$$q_{min} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{113089,01}{18} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 15,1 \times 10^{-3}}{18} \right] = 6251,10 \text{ kPa}$$

Donc  $q_{réf}$  est égale à :

$$q_{réf} = \frac{3 q_{max} + q_{min}}{4} = \frac{3 \times 6314,34 + 6251,10}{4} = \mathbf{6298,53 \text{ kPa}}$$

➤ **Vérification**

$$q_{réf} = 6298,53 \text{ kPa} > \frac{1}{\gamma_d} K_p P_{le}^* + q_0 = 510,71 \text{ kPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Combinaison rare (ELS)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{629,01}{72929} = 8,6 \text{ cm}$$

Donc  $q_{max}$  et  $q_{min}$  égales à :

$$q_{max} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{72929}{18} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 8,6 \times 10^{-3}}{18} \right] = 4062,95 \text{ kPa}$$

$$q_{min} = \frac{N_d}{B} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{72929}{18} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 8,6 \times 10^{-3}}{18} \right] = 4040,26 \text{ kPa}$$

Donc  $q_{réf}$  est égale à :

$$q_{réf} = \frac{3 q_{max} + q_{min}}{4} = \frac{3 \times 4062,95 + 4040,26}{4} = \mathbf{4057,27 \text{ kPa}}$$

➤ **Vérification**

$\gamma_d = 3$  pour ELS

$$q_{réf} = 4057,27 \text{ kPa} > \frac{1}{\gamma_d} K_p P_{le}^* + q_0 = 353,8 \text{ kPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc la fondation est **instable** vis-à-vis la capacité portante à l'ELU (fondamentale & accidentelle) et à ELS (rare).

**4.2- Vérification du tassement**

$$S_t = S_c + S_d = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B + \frac{2}{9 \cdot E_d} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Radier de forme circulaire (selon tableau 4)  $\rightarrow \lambda_c = \lambda_d = 1$

$$9 < \frac{E_m}{P_t} = \frac{190}{12,9} = 14,72 < 16 \rightarrow \alpha = 2/3 \text{ (selon tableau 5)}$$

$$\sigma'_{v0} = 40 \text{ kPa}$$

$$N_d = 55522,34 \text{ kPa (combinaison ELS quasi permanente selon Le fascicule 62-V)}$$

$$\text{Donc : } q = \frac{N_d}{A} = \frac{55522,34}{\pi \cdot 9^2} = 218,19 \text{ kPa}$$

$$\frac{8}{E_1} = \frac{1}{190} + \frac{1}{85} + \frac{1}{95} + \frac{1}{150} + \frac{1}{65} + \frac{1}{20} + \frac{1}{60} + \frac{1}{35}$$

$$\text{Donc : } E_c = E_1 = 55,632 \text{ Bars} = 5563,2 \text{ kPa}$$

$$\frac{5}{E_2} = \frac{1}{35} + \frac{1}{100} + \frac{1}{45} + \frac{1}{140} + \frac{1}{350}$$

$$E_2 = 7102,27 \text{ kPa}$$

$$E_3 = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ Bars (roche calcaire)}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_3} = \frac{1}{55,632} + \frac{1}{0,85 \times 71,0227} + \frac{1}{350}$$

$$\text{Donc : } E_d = 85,906 \text{ Bars} = 8590,6 \text{ kPa}$$

Donc :

$$S_t = \frac{2/3}{9 \times 5563,2} (218,19 - 40) \times 1 \times 18 + \frac{2}{9 \times 8590,6} (218,19 - 40) \times 0,6 \times \left(1 \cdot \frac{18}{0,6}\right)^{2/3}$$

$$S_t = 0,0694 \text{ m} = 69,4 \text{ mm}$$

#### ➤ Vérification

Le tassement admissible pour les fondations type radier varie entre 65 et 100 mm, dans notre cas le tassement égal à 69,4 mm < 100 mm → donc le tassement obtenu est admissible.

#### 4.3- Vérification du glissement

Pour la combinaison fondamentale (ELU) :

$$H_d = 14868,57 \text{ kN} < 0,5 V_d = 52943,99 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour la combinaison accidentelle (ELU) :

$$H_d = 19481,11 \text{ kN} < 0,5 V_d = 56544,50 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la fondation est stable vis-à-vis le glissement



#### 4.4- Vérification du renversement et de la décompression du sol

➤ **Renversement (ELU) :**

Combinaison fondamentale

$$e = 0,0087 \text{ m} \rightarrow B\check{\circ}' = B - 2e = 18 - 2 \times 0,0087 = 17,98 \text{ m}$$

$$B\check{\circ}' = 17,98 \text{ m} > 0,1 B = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Combinaison accidentelle

$$e = 0,0151 \rightarrow B\check{\circ}' = 18 - 2 \times 0,0151 = 17,97 \text{ m}$$

$$B\check{\circ}' = 17,97 \text{ m} > 0,1 B = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le radier est stable vis-à-vis le renversement.

➤ **La décompression du sol (ELS)**

Combinaison rare

$$e = 0,0086 \text{ m} \rightarrow B' = 18 - 2 \times 0,0086 = 17,98 \text{ m}$$

$$B\check{\circ}' = 17,98 > 0,75 B = 13,5 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Combinaison fréquente

$$e = 0,0065 \text{ m} \rightarrow B' = 18 - 2 \times 0,0065 = 17,99 \text{ m}$$

$$B\check{\circ}' = 17,99 \text{ m} \approx B = 18 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le radier est stable vis-à-vis la décompression du sol.

### 5- Conclusion

Les vérifications que nous avons effectuées, ont montrées le non respect de la condition de stabilité du radier vis-à-vis la capacité portante pour les trois combinaisons (fondamentale, accidentelle et rare) malgré la conformité des autres conditions (tassement, glissement, renversement et décompression). Cela permet de dire que la solution de fondation sur radier n'est pas adaptée pour notre silo à cause de l'incapacité du sol sous le radier à supporter les charges transmises par la superstructure.

A partir de cette constatation, nous projetons donc de réaliser une fondation sur pieux afin de rejoindre le bon sol qui est situé à 15m de la surface du terrain naturel. Cela sera donc l'objet du chapitre IV qui suit.

# Chapitre IV

## Fondation sur Pieux

## Chapitre IV : Fondation sur pieux

---

### 1- Introduction

Après avoir montré dans le chapitre précédent que la solution de la fondation superficielle sur radier n'est pas conforme à notre silo, on va étudier dans ce chapitre la solution de la fondation profonde sur pieux.

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

L'étude d'une fondation profonde sur pieux suit les étapes suivantes :

- 1) on fait un prédimensionnement des pieux en fixant leur type, forme, longueur et dimensions de la section droite.
- 2) on obtient une première estimation du nombre de pieux, en divisant la charge verticale transmise par la superstructure par la charge maximale que peut supporter un pieu, et cela à l'état-limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables.
- 3) on dispose ces pieux le plus judicieusement possible sous la semelle.
- 4) on détermine, par un calcul général, la répartition des efforts axiaux et des efforts de flexion sur les pieux.
- 5) on vérifie alors pour les différentes combinaisons d'actions que :
  - la charge axiale sur chaque pieu reste inférieure à la charge admissible,
  - les déplacements horizontaux sont admissibles pour la structure,
  - le dimensionnement des pieux (béton, armatures, acier, etc.) est convenable pour résister aux efforts internes qu'ils supportent.
- 6) on modifie la composition ou la disposition du groupe de pieux en fonction de la non-vérification de certains des points envisagés ci-dessus et l'on reprend les différentes vérifications.

En suivant ces étapes, on a choisi, dans un premier temps, le type de pieux adapté pour notre structure selon des critères bien définie (tableau 9) et on a fixé la longueur et les dimensions de la section droite.

Ensuite, on a déterminé la capacité portante d'un pieu par calcul et la charge transmise par le silo à l'aide du logiciel « Robot » (tableau 12) afin d'évaluer le nombre total des pieux.

Puis, on a proposé deux variantes afin de trouver la disposition la plus judicieuse du groupe de pieux. Le critère qu'on a fixé pour juger cela est basé sur le fait que la disposition doit permettre de répartir les charges transmises par la superstructure de la manière la plus équitable entre les pieux ce qui permet d'éviter une surcharge d'un pieu par rapport à un autre. La surcharge d'un pieu jouera après sur le dimensionnement (ferraillage et dimensions de la section de béton importants) car tous les pieux seront dimensionnés selon l'effort dans le pieu le plus sollicité. Ce travail a été réalisé à l'aide du logiciel « Robot ».

Une fois l'une des deux variantes est choisie, on fait les vérifications nécessaires sous les différentes combinaisons d'actions afin de valider celle-ci. Puis, on procédera au ferraillage des éléments (semelle & pieux) en utilisant les résultats des moments et de l'effort axial les plus importants obtenus à l'aide de logiciel « Robot ».

## 2- Prédimensionnement des pieux

Notre choix a été porté sur les **pieux forés simples** car ce type de pieux respecte les critères idéals en matières de :

- Reprise des charges concentrées importantes,
- Faible tassement différentiel qui peut nuire à la stabilité d'une telle structure élancée,
- Bonne résistance aux efforts latéraux (structure exposé au vent et au séisme)

Ce type de pieux doit avoir une forme circulaire de section droite avec un diamètre minimum supérieur ou égale à 0,6m. Dans notre cas et vu que le silo transmet des charges très importantes au sol (poids de la superstructure + les poussées du ciment) on a choisi un diamètre égale à  $\phi = B = 1,2m$ .

Concernant la hauteur du pieu, la configuration des couches du sol (tableau 1), la hauteur d'encastrement de la semelle ( $D_{\text{semelle}} = 2m$ ) et la hauteur d'encastrement du pieux dans la roche calcaire ( $h = 1m$ ) ont permis de définir la hauteur des pieux  $D = 14m$ .

### Vérification du type de fondation

$$a = B/2 = \frac{1,2}{2} = 0,6m \quad ; \quad b = \min \{a ; h\} = \min \{0,6 ; 1\} \quad \text{donc} \quad b = 0,6m$$

$$P_{ie}^* = \frac{1}{3 \times a + b} \int_{D-b}^{3a+D} P_i^*(z) dz = \frac{1}{3 \times 0,6 + 0,6} \int_{14-0,6}^{3 \times 0,6 + 14} P_i^*(Z) dz = \frac{1}{2,4} \int_{13,4}^{15,8} P_i^*(Z) dz$$

$$P_{1e}^* = P_1^* = P_1 - P_0 = 3000 - 176 \rightarrow P_{1e}^* = 2824 \text{ kPa}$$

$$D_e = \frac{13472,93}{2824} = 4,77 \text{ m} \rightarrow \frac{D_e}{B} = \frac{4,77}{1,2} = 3,975$$

$$1,5 < \frac{D_e}{B} < 5 \rightarrow \text{La fondation est semi-profonde}$$

Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations c'est le mode d'exécution de cette catégorie qui permet de savoir si on opte pour une fondation superficielle ou profonde. Nous dans notre cas, il s'agit bien évidemment des pieux donc on va utiliser les méthodes adaptées pour le calcul en fondation profonde.

### 3- Détermination du nombre de pieux

#### 3.1- Calcul du frottement négatif

Les résultats des calculs des frottements négatifs unitaires  $f_n(j)$  ont été obtenus en utilisant la méthode de calcul détaillée dans le paragraphe 3.2.3.4 (Chapitre II). Ils sont résumés dans le tableau 14 ci-dessous.

z (m)	Δz	K tgδ	σ'v0 (kPa)	σ'1 (kPa)	dσ'1/dz	λ	μ	L0	σ'v(zj+1)	fn(j)
0 (T.N)	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	1	0,45	20	-	-	-	-	-	-	-
2	1	0,45	40	-	-	-	-	-	-	-
3	1	0,2	59	19	19	0,185	0,029	652,64	18,99	3,80
4	1	0,2	68	28	28	0,185	0,029	652,64	46,93	9,39
5	1	0,45	79	39	39	0	0	0	85,93	38,67
6	1	0,45	90	50	39	0	0	0	135,93	61,17
7	1	0,45	101	61	39	0	0	0	196,93	88,62
8,5	1,5	0,45	117,5	77,5	39	0	0	0	274,43	123,50
9,5	1	0,2	126,5	86,5	48	0,185	0,029	652,64	321,98	64,40
10,5	1	0,2	135,5	95,5	48	0,185	0,029	652,64	369,45	73,89
11,5	1	0,2	144,5	104,5	48	0,185	0,029	652,64	416,85	83,37
12,5	1	0,2	153,5	113,5	48	0,185	0,029	652,64	464,17	92,83
14	1,5	0,2	167	127	48	0,185	0,029	652,64	535,02	107,00
15	1	0,2	176	136	48	0,185	0,029	652,64	582,17	116,43

Tableau 14 : Résultats de calcul du frottement négatifs  $G_{sf}$

La comparaison de «  $\sigma'_{v0}$  » avec «  $\sigma'_{v(zj+1)}$  » permet de constater que le frottement négatif existe au moins dans la couche d'argile (2m). Il faut savoir que le frottement négatif est présent lorsque  $\sigma'_{v(zj+1)} < \sigma'_{v0}$ .

Pour un seul pieu on a donc :  $G_{sf} = 2\pi \times 0,6 \times (3,8 + 9,39) = 49,7 \text{ kN}$

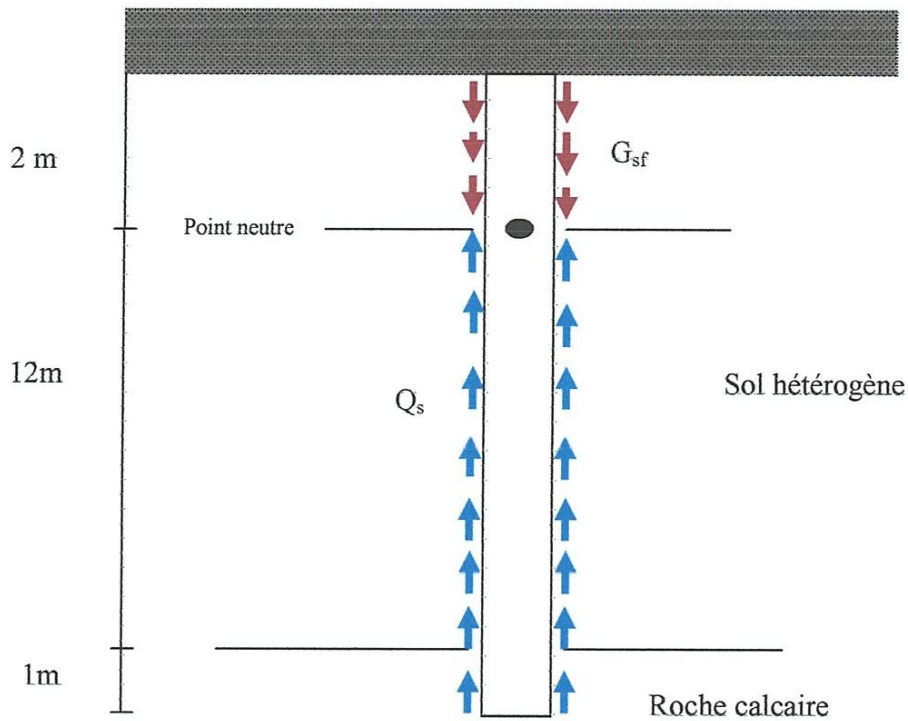


Figure 28 : Frottement latéral positif «  $Q_s$  » et négatif «  $G_{sf}$  »

### 3.2-Calcul de la charge limite

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Le terme de pointe est donné par :  $Q_p = A \cdot K_p \cdot P_{le}^*$

Pour la roche calcaire, d'après le tableau 6 :  $K_p = 1,5$

$$Q_p = \pi \frac{1,2^2}{4} \times 1,5 \times 2824 = 4788,37 \text{ kN}$$

Le frottement latéral positif est mobilisé sur 11m de la longueur du pieu (Figure 28) :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad \rightarrow \quad Q_s = 2\pi \cdot R \int_0^{11} q_s(z) dz$$

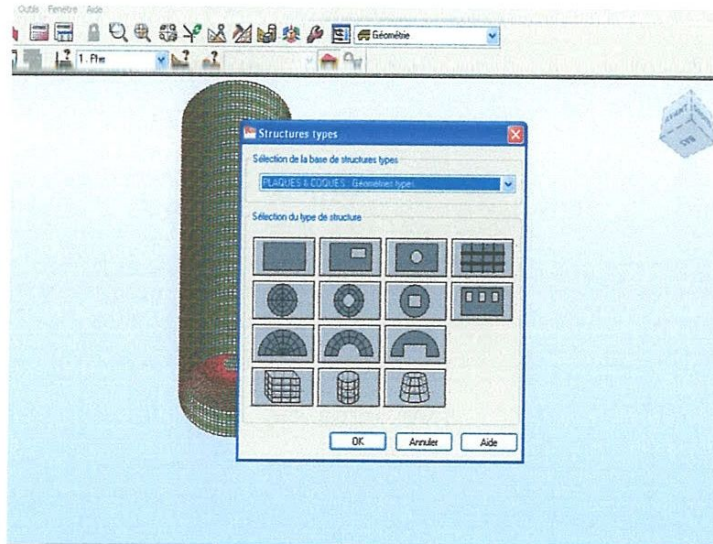
Les résultats de  $q_s$  obtenus pour chaque profondeur sont donnés par le tableau ci-dessous

## 4.2- Modélisation des variantes sur Robot

### a) Créations des éléments (semelle & pieux)

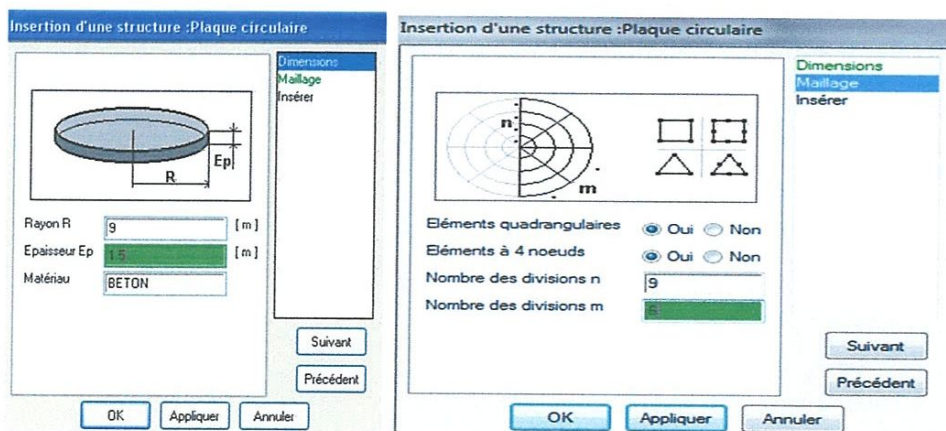
Pour modéliser les deux variantes on a suivi les étapes ci-dessous :

Nous avons créé un radier générale ou couronne, en opérant de la façon suivante :  
On clic sur « structure type » la fenêtre suivante s'ouvre :

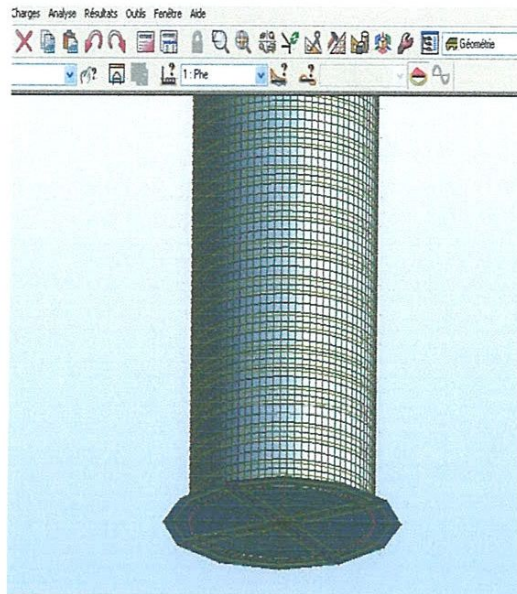


Ensuite, on choisit la forme circulaire ou couronne selon la variante modélisée. Puis on introduit les données de notre semelle de liaison.

*Exemple (variante 1)* :  $R=9\text{m}$ ,  $E_p=1,5\text{m}$ , le maillage est choisit en fonction des dispositions des pieux pour pouvoir les mettre au bon endroit ( $m=6$  et  $n=9$ ).

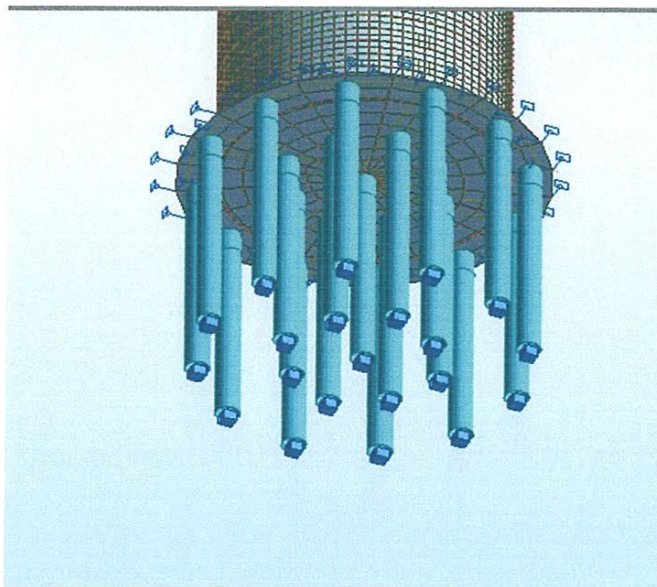


En fin on obtient le schéma de la semelle choisie :



Pour créer les pieux on clic sur profil et on choisit l'élément barre en béton armé de forme circulaire de diamètre 1,2 m.

Après avoir dessiné tous les pieux, on passe aux conditions aux limites. On a encastré la partie inférieure des pieux pour simuler l'encrage de ceux-ci dans la roche calcaire. Puis, on a empêché le déplacement horizontal de la semelle pour simuler l'encrage de la semelle dans le sol (glissement empêché). Une fois terminé, on obtient la forme finale de fondation :



*Figure 31 : Modélisation de la variante N°1*



#### 4.3- Résultats et variante retenue

On a utilisé le logiciel « Robot » pour déterminer la charge verticale «  $N_x$  » et les moments «  $M_y$  et  $M_z$  » nécessaire pour la justification de la fondation et par la suite pour le dimensionnement (ferraillage).

Variantes 1	$N_x$ (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
Fondamentale	10453.99	320.46	299.25
Accidentelle	10185.31	383.57	180.66
Quasi-permanente	5452.80	150.09	150.09
Rare	7267.74	220.79	204.46

Tableau 16 : Efforts internes dans le pieu le plus sollicité (variante N°1)

Variantes 2	$N_x$ (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
Fondamentale	9576.38	226.36	203.1
Accidentelle	9278.74	219.49	205.78
Quasi-permanente	4994.72	110.03	97.29
Rare	6654.99	154.94	109.8

Tableau 17 : Efforts internes dans le pieu le plus sollicité (variante N°2)

D'après les résultats obtenu par « Robot » nous constatons que la variante N°02 est la plus avantageuse.

#### 4.4- Justification

Combinaisons	$N_x$ (kN)	$Q_{max}$ (kN)	Observations
Fondamentale	9576.38	3973	Condition non vérifiée
Accidentelle	9278.74	4635	Condition non vérifiée
Quasi-permanente	4994.72	2079	Condition non vérifiée
Rare	6654.99	2646	Condition non vérifiée

Tableau 18 : Justification de la fondation sur pieux

On constate que la fondation sur 21 pieux ne suffit pas pour supporter les charges transmises par la superstructure. Dans ce cas, il faut augmenter le nombre de pieux et/ou leur diamètre afin de vérifier toutes les conditions. **On n'a pas pu refaire ce travail dans ce mémoire pour une question de temps.**

Pour toucher au moins aux aspects béton armé dans ce projet, le ferraillage de la semelle et des pieux a été réalisé en utilisant les données disponibles. Ce travail est présenté dans ce qui suit.

## 5- Ferrailage des éléments

### 5.1- Semelle

Dans le cas de semelles travaillant en flexion, les armatures longitudinales sont réparties sur toute la largeur avec une section minimale (Figure 33). :

- $A_{s1} \geq A/2000$  sur la face supérieure,
- $A_{s2} \geq A/1000$  sur la face inférieure.

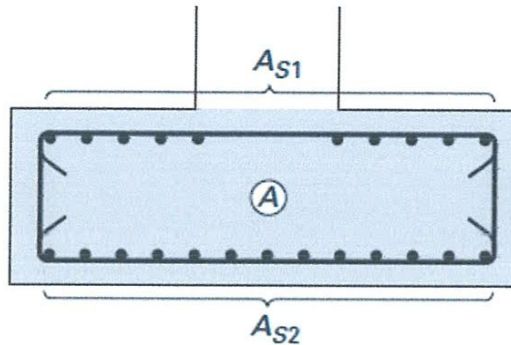


Figure 33 : Semelle armée à la flexion (Fascicule 62-V)

#### a) Armatures supérieures $A_{s1}$

$$A_{s1} \geq \frac{0,5 A}{1000} = \frac{0,5 (1 \times 1,5)}{1000} = 7,5 \text{ cm}^2$$

On a choisie : **4 HA16**

$$\text{L'espaceur entre les barres : } s = \frac{1m}{\text{nombre de barres}} = \frac{1m}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### b) Armatures inférieures $A_{s2}$

$$A_{s2} \geq \frac{1 \times 1,5}{1000} = 15 \text{ cm}^2$$

On a choisie :  **$A_{s2} = 8 \text{ HA16}$**

$$\text{L'espaceur entre les barres : } s = \frac{1m}{\text{nombre des barres}} = \frac{1m}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

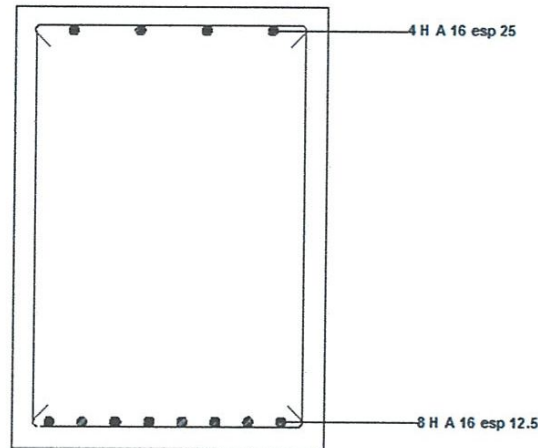


Figure 34 : Ferrailage de la semelle

### 5.2- Pieux

On a utilisé la méthode de Souloumiac pour ferrailer les pieux en flexion composée en prenant en considération les effets sismiques.

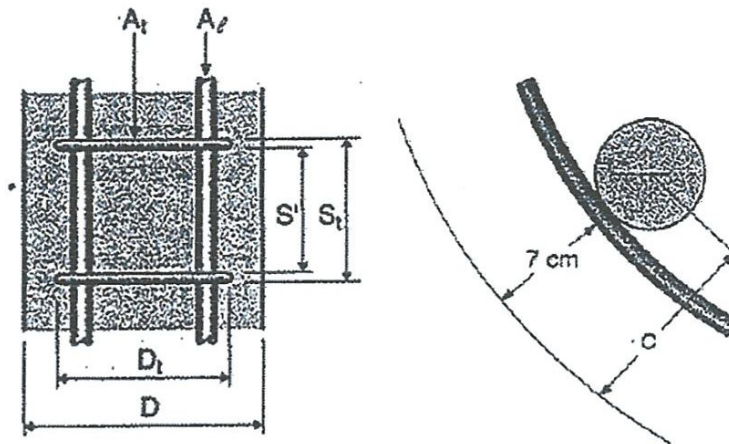


Figure 35 : Ferrailages longitudinal et transversal

#### a) Armatures longitudinales

$$A_l(\text{cm}^2) = \frac{\omega_l}{100} \times \frac{\pi D^2}{4}$$

D : diamètre du pieu

$\omega_l$  : pourcentage des armatures à partir du diagramme ci-dessous (Figure 36) avec :

- $\omega_{l \min} = 0,5\%$  et  $\omega_{l \max} = 3\%$
- nombre minimal de barres : 6
- diamètre minimal des barres :  $\phi_1 \geq 12\text{mm}$

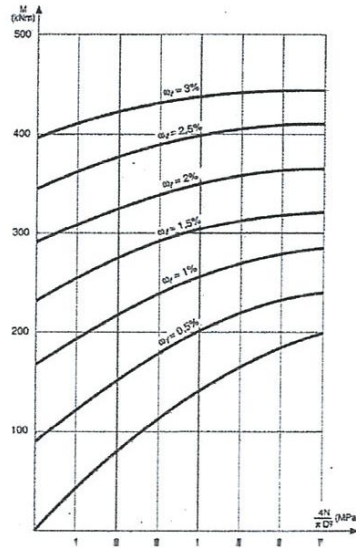


Figure 36 : Détermination du  $\omega$  des armatures

Dans notre cas :

$$D = 120 \text{ cm donc } c/D = 0,08 \rightarrow c = 9,6 \text{ cm}$$

$$M = 205,78 \text{ kN.m et } N = 9576,38 \text{ kN}$$

$$\frac{4N}{\pi D^2} = \frac{4 \times 9576,38}{\pi \times 1,2^2} = 8,46 \text{ MPa}$$

D'après le diagramme on obtient :  $\omega = 0,5\%$

$$A = \frac{0,5}{100} \times \frac{\pi \times (120)^2}{4} = 56,54 \text{ cm}^2$$

**Donc : 18 HA20**

$$\text{Espacement entre les armatures : } s = \frac{2 \pi R}{18} = \frac{316,67}{18} = 16,66 \text{ cm}$$

On prend  $s = 17 \text{ cm}$

**b) Armatures transversales :**

$$A_t (\text{cm}^2) = \frac{\omega_{tv}}{100} \times \frac{s_t \cdot D_t}{4}$$

Diamètre minimal :  $\phi_t \geq 6 \text{ mm}$ , on a choisi  $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$\omega_{tv}$  : pourcentage minimal en volume des armatures transversales = 0,6%

$$D_t = D - 7 \times 2 = 106 \text{ cm}$$

$$s_t = s' + 2 \phi_t$$

Espacement maximal « s' » de nu à nu des spires ou cerces :  $s' \leq 12 \phi_t = 12 \times 20 = 24 \text{ cm}$

Donc  $s' = 24 \text{ cm}$

$$s_t = 24 + 2 \times 1,2 = 26,4 \text{ cm}$$

$$\text{Enfin } A_t = \frac{0,6}{100} \times \frac{26,4 \times 106}{4} = 4,2 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_t = 4 \text{ HA12}$  espacement 25 cm

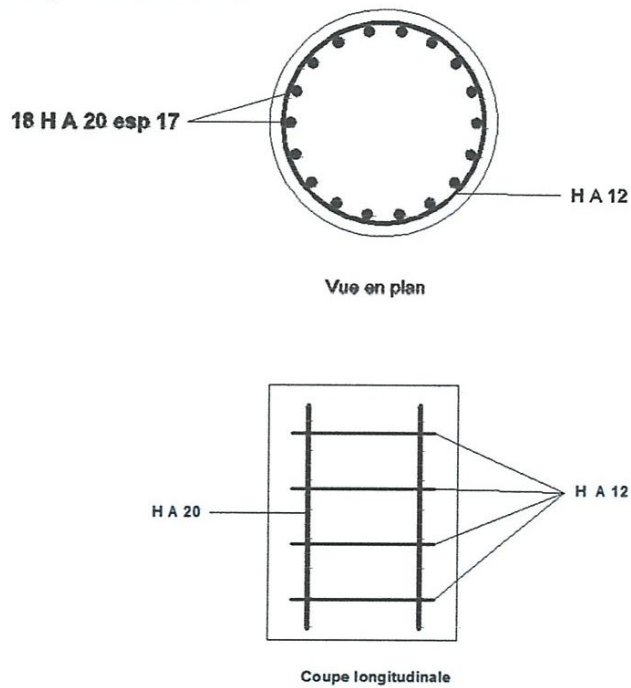
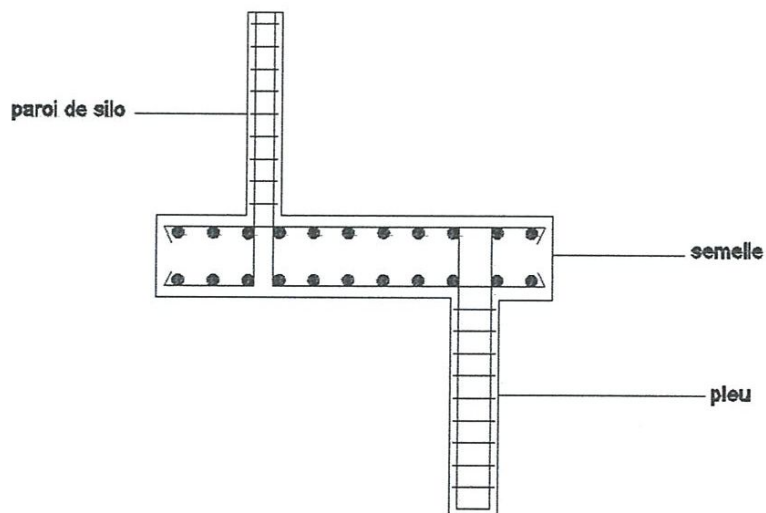


Figure 37 : Ferrailage d'un pieu



### 5.3- Phases d'exécution d'un pieu foré

Les phases et les techniques de construction utilisée pour réaliser les pieux forés simples sont les suivants :

1. Mise en fiche, réglage préforage
2. Mise en place de la Virole
3. Forage à la tarière
4. Ancrage au carottier
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales et bétonnage à la colonne
6. Contrôle de l'arase de béton.

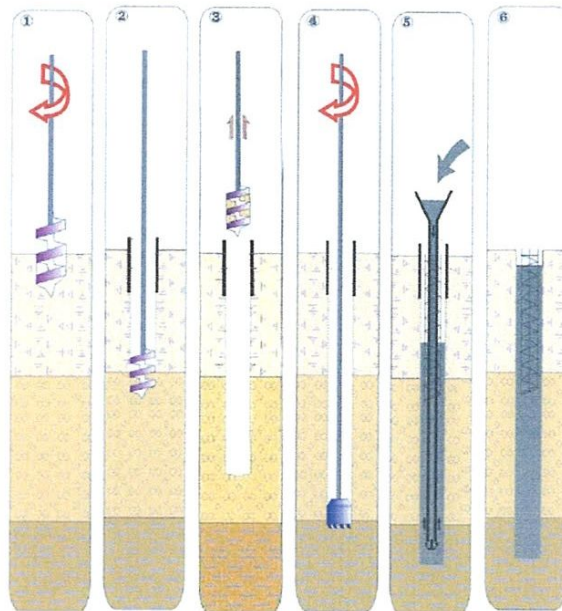


Figure 38 : Exécution d'un pieu foré simple

# Conclusion

## Conclusion générale

---

Ce projet avait comme objectif de mener une étude comparative des fondations d'un silo en béton armé précontraint afin de choisir la variante la plus avantageuse. Cela nous a conduit à utiliser une documentation diverse et bien fournie.

Nous avons commencé notre projet par une recherche bibliographique qui a été le cadre théorique de base pour la suite du travail. Nous avons pu réunir dans cette partie l'ensemble des informations relatives aux fondations telles que ces différents types, les méthodes de calcul et de justification.

Ensuite, nous avons tenté de fonder notre silo sur une fondation superficielle sous forme de radier général. Cette solution n'a pas été retenue car le sol sous la fondation présentait des caractéristiques incapables de supporter les charges transmises par la superstructure.

Le recours à la solution de la fondation sur pieux a été la deuxième partie de cette étude. Le calcul de ce type de fondations était pour nous quelle que chose de nouveau. Il nous a permis de connaître les détails des méthodes de calcul de la charge limite et le frottement négatif.

A travers l'étude comparative des variantes, nous avons pu dégager la variante la plus avantageuse du point de vue stabilité et économie.

En fin, ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances utiles par la suite pour notre vie professionnelle.



# Références bibliographiques

## Références bibliographiques

---

### Normes :

- 📖 Fascicule n° 62, titre V (1993). « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'Équipement Français.
- 📖 Règlement parasismique Algérien 1999 (version 2003).
- 📖 Eurocode 7 (1996). « Calcul géotechnique Partie 1 : Règles générales ». Afnor.

### Livres :

- 📖 Victor Davidovici (1997). « Formulaire du béton armé 2 : fondations/contreventements ». Edition le Moniteur.
- 📖 Ali Bouafia « Calcul pratique des fondations et des soutènements ». Université Saad Dahleb – Blida.
- 📖 Ali Bouafia « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Université Saad Dahleb – Blida.
- 📖 Nouredine Chelghoum « Calcul et Conception des fondations ». Université Baji Mokhtar – Annaba.

### Articles :

- 📖 Ronger Frank (1998). « Fondations superficielles ». Techniques de l'ingénieur [c246]
- 📖 Ronger Frank (1995). « Fondations profondes ». Techniques de l'ingénieur [c248]
- 📖 Soulamiac R. (1986). « Disposition technologiques concernant la protection parasismique des ouvrages de fondation ». Revue Française de géotechnique.

### Mémoires :

- 📖 Boughrara Chouaib & Bouacha Imane (2011). « Conception et dimensionnement d'un silo de stockage de ciment ». Projet de fin d'étude. Université 08 Mai 1945 – Guelma.
- 📖 Hermine Tassadit (2012). « Etude de l'interaction du sol de fondation avec ouvrages portuaires utilisant des pieux ». Mémoire de Magister. Université Tizi Ouzou.
- 📖 Coffi Blaise Kognonsa « Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé : application aux ponts-routes sur micros-pieux ». Projet de fin d'étude. Université Cheikh Anta Diop – Dakar.

### Sites internet :

- 📖 [www.civilmania.com](http://www.civilmania.com)

# Annexes

## Annexe : Stage de fin de parcours

---

Nous avons effectué un stage au niveau de la direction de l'urbanisme et de la construction de l'habitat (DUCH) de la wilaya de Guelma du 06/02/2012 au 06/04/2012.

Durant cette période nous avons pris connaissance de l'organisation administrative de cette direction et le rôle de chaque service (organigramme ci-dessous).

Mais malheureusement, nous n'avons pas pu bénéficier des sorties sur le terrain malgré l'existence de nombreux projet. Nous avons pris connaissance uniquement de ces projets dont le suivi a été à la charge de la DUCH et voila une liste de certain de ces projets :

1. Réalisation du centre des impôts de Guelma (2 2600 m<sup>2</sup>) (PSRE).
2. Etude et suivi de la réalisation d'un centre de proximité des impôts à Qued Zenati.
3. Etude et suivi de la réalisation de deux centres de proximité des impôts à Guelma.
4. Etude et suivi de la réalisation d'un centre foncier à Oued Zenati.
5. Extension de l'école de la police à Bouchegouf (projet DGSN).
6. 10 logements améliorés au profit de la DGSN à Guelma.
7. Etude et réalisation du siège de structure à Guellaat Bousbaa avec 8 logements
8. Etude et réalisation celibaorium (R+1) + cuve de mazoute à Guellaat Bousbaa.
9. Etude et réalisation du siège de la sûreté à Khezaras avec 8 logements.
10. Etude et réalisation celibaorium (R+1) + cuve de mazoute à Khezaras.
11. Etude et réalisation celibaorium (R+1) + cuve de mazoute à Ain Hessainia.
12. Etude, réalisation et équipement d'un centre culturel islamique.
13. Etude, réalisation et équipement de la direction de l'éducation avec logt à Guelma.
14. Etude, réalisation et équipement de la direction des services agricoles.
15. Etude, réalisation et équipement de la direction de l'environnement.
16. Etude et réalisation d'un centre foncier à Guelma.

# Organigramme de la DUCH

