

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOUMECHTA Aymen Abdelhamid

---

**Thème : Étude comparative des méthodes de calcul des  
fondations selon les DTR Algériens BC 2.33.1, 2.33.2 et  
l'Eurocode 7**

---

Sous la direction de : Pr. CHERAIT Yacine

Juillet 2021

# REMERCIEMENTS

---

*Ce travail a été réalisé au département de génie civil et d'hydraulique de l'université 8 mai 45 de Guelma.*

*Avant tout je voudrais à remercier mon créateur Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et le courage de mener à terme mon projet de fin d'études qui couronne mon cursus universitaire.*

*J'adresse en premier lieu mes remerciement les plus sincères à mon encadreur le professeur, **CHERAIT Yacine** pour son accompagnement sa disponibilité et son suivit tout au long de ce travail.*

*Mes remerciements vont aussi à l'égard des membres du jury pour avoir accepté d'examiner mon mémoire.*

*Je tiens à présenter mes sincères remerciements à l'ensemble du corps enseignants et administratif département de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma.*

*Mes remerciements les plus profondes pour ma chère famille pour son soutien moral et ses encouragements,*

*Enfin je tiens également à remercier également toute personne ayant contribué de près où de loin à l'aboutissement de ce projet de fin d'études.*

# TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	I
ملخص .....	II
ABSTRACT .....	III
TABLE DES MATIÈRES .....	IV
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1

## CHAPITRE I : CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE DU PROJET

<b>I.1) INTRODUCTION.....</b>	<b>7</b>
I.1.1) Définition de la réglementation.....	7
I.1.2) Objectifs visés par la réglementation dans le domaine de la construction.....	7
I.1.3) La sécurité en génie civil .....	7
<b>I.2) RÉGLEMENTATION ALGÉRIENNE.....</b>	<b>7</b>
I.2.1) Objectifs des réglementaires Algériens BC 2.33.1 et BC 2.33.2 .....	8
I.2.2) Domaines d'application du DTR BC 2.33.1.....	9
I.2.3) Domaines d'application du DTR BC 2.33.2.....	9
<b>I.3) RÉGLEMENTATION EUROPÉENNE.....</b>	<b>9</b>
I.3.1) Objectifs des Eurocodes.....	9
I.3.2) Organisation des Eurocodes.....	10
I.3.3) Eurocodes applicables aux fondations.....	10
I.3.4) Domaines d'application de l'Eurocode 2.....	11
I.3.5) Domaines d'application de l'Eurocode 7.....	11
<b>I.4) CONCEPTS THÉORIQUES DE CALCUL.....</b>	<b>11</b>

I.4.1) Méthode aux états-limites.....	11
I.4.2) Définition des états-limites .....	11
<b>I.5) JUSTIFICATIONS.....</b>	<b>12</b>
I.5.1) Les actions .....	12
I.5.2) Classification des actions selon les DTR nationaux .....	12
I.5.3) Classification des actions selon les Eurocodes.....	12
<b>I.6) COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDÉRER.....</b>	<b>13</b>
I.6.1) Combinaisons d'actions selon le DTR BC 2.33.2.....	13
I.6.2) Combinaisons d'actions selon l'Eurocode 0.....	14
<b>I.7) CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE .....</b>	<b>16</b>

## **CHAPITRE II : TECHNOLOGIE DES FONDATIONS**

<b>II.1) INTRODUCTION.....</b>	<b>19</b>
<b>II.2) ROLES PRINCIPALES DES FONDATIONS .....</b>	<b>19</b>
<b>II.3) RÔLES SECONDAIRES DES FONDATIONS.....</b>	<b>20</b>
<b>II.4) CATÉGORIES DE FONDATIONS.....</b>	<b>20</b>
II.4.1) Les fondations superficielles.....	21
II.4.2) Les fondations profondes.....	24
<b>II.5) PROCESSUS DE TRANSFERT DES CHARGES .....</b>	<b>25</b>
II.5.1) Fondations superficielles.....	25
II.5.2) Fondations profondes sur pieux.....	26
<b>II.6) MODES DE FABRICATION DES PIEUX .....</b>	<b>27</b>
II.6.1) Pieux refoulant le sol lors de la mise en place .....	28
II.6.2) Pieux ne refoulant pas le sol lors de la mise en place.....	29
<b>II.7) LES FONDATIONS SPECIALES.....</b>	<b>31</b>
<b>II.8) CONTROLE DU BETON POUR PIEUX .....</b>	<b>33</b>
II.8.1) Essais à l'état frais.....	33
II.8.2) Essais à l'état durci .....	33
II.8.3) Autres paramètres.....	34
II.8.4) Contrôle de l'homogénéité du béton .....	35
II.8.5) Recépage des têtes de pieux en béton.....	36
<b>II.9) CONCLUSION DU DEUXIÈME CHAPITRE .....</b>	<b>37</b>

### **CHAPITRE III : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE ET CALCUL DE LA PORTANCE DES SOLS DE FONDATIONS**

<b>III.1) INTRODUCTION .....</b>	<b>41</b>
<b>III.2) ESSAIS EN LABORATOIRE.....</b>	<b>41</b>
III.2.1) Nature des essais.....	41
III.2.2) Essais in Situ .....	42
<b>III.3) RECONNAISSANCE GÉOLOGIQUE .....</b>	<b>42</b>
III.3.1) Reconnaissance des sols.....	42
III.3.2) Caractéristiques mécaniques des sols et essais in situ.....	42
III.3.3) Capacité portante des fondations superficielles.....	42
III.3.4) Contrainte admissible déduite de l'expérience.....	43
III.3.5) Capacité portante des pieux.....	45
<b>III.4) MÉTHODES DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEUX.....</b>	<b>46</b>
III.4.1) Formule des Hollandais.....	46
III.4.2) Formule de Crandall.....	46
<b>III.5) MÉTHODES DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEUX FORÉ SOUS CHARGE AXIALE.....</b>	<b>46</b>
III.5.1) Formule statique .....	46
<b>III.6) L'ESSAI AU PRÉSSIONMÈTRE .....</b>	<b>51</b>
III.6.1) Calcul du terme de pointe $q_p$ .....	52
III.6.2) Calcul du frottement latéral $q_f$ .....	52
<b>III.7) CALCUL A PARTIR DE L'ESSAI AU PÉNÉTROMÈTRE.....</b>	<b>52</b>
III.7.1) Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe.....	53
III.7.2) Calcul du frottement latéral $q_f$ .....	53
<b>III.8) CHARGE ADMISSIBLE NETTE D'UN <math>Q_{ad}</math> PIEU FORE .....</b>	<b>54</b>
<b>III.9) COMPORTEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX.....</b>	<b>54</b>
<b>III.10) CONCLUSION DU TROISIÈME CHAPITRE .....</b>	<b>55</b>

**CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS  
SUPERFICIELLES ET PROFONDES**

<b>IV.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>58</b>
<b>PARTIE A - FONDATIONS SUPERFICIELLES.....</b>	<b>58</b>
<b>IV.2. CONCEPTION DES FONDATIONS ISOLÉES SELON LE DTR B.C</b>	
<b>2.33.1.....</b>	<b>58</b>
IV.2.1) Notations utilisées.....	58
IV.2.2) Principe de dimensionnementdes semelles isolées.....	58
<b>IV.3. CONCEPTION DES FONDATIONS ISOLÉES SE SELON LES EUROCODES</b>	
.....	60
IV.3.1) Notations .....	60
IV.3.2) Principe de dimensionnementdes semelles isolées.....	60
<b>IV.4. EXEMPLE NUMÉRIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES ISOLÉES SELON LES DEUX CODES.....</b>	<b>61</b>
IV.4.1) Dimensionnement d'une semelle isolée selon le DTR B.C 2.33.1.....	61
IV.4.2) Dimensionnement de la semelle selon les Eurocodes.....	63
<b>PARTIE B - FONDATIONS PROFONDES .....</b>	<b>65</b>
<b>IV.5. DIMENSIONNEMNT DES SEMELLES SUR PIEUX SELON LE FASCICULE N°62.....</b>	<b>65</b>
IV.5.1) Notations.....	65
IV.5.2) Dimensionnement de la semelle de fondation sur deux pieux.....	66
<b>IV.6. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SUR PIEUX SELON L'EUROCODE 2 .....</b>	<b>67</b>
IV.6.1) Notations.....	67
IV.6.2) Semelle sur deux pieux.....	67
<b>IV.7. EXEMPLE NUMERIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES DEUX CODES .....</b>	<b>68</b>
IV.7.1) Dimensionnement d'une semelle sur 2 pieux selon le fascicule N°62.....	68
IV.7.2) Dimensionnement d'une semelle sur 2 pieux selon l'Eurocode.....	71
<b>IV.8. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE SUR TROIS PIEUX SELON LE FASCICULE .....</b>	<b>76</b>
<b>IV.9. EXEMPLE NUMÉRIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES DEUX CODES .....</b>	<b>78</b>

IV.9.1) Dimensionnement d'une semelle sur 3 pieux selon le fascicule N°62.....	78
IV.9.2) Dimensionnement d'une semelle sur 3 pieux selon l'Eurocode.....	81
<b>PARTIE C - DIMENSIONNEMENT DU NOMBRE DES PIEUX.....</b>	<b>85</b>
<b>IV.10. INTRODUCTION.....</b>	<b>85</b>
IV.10.1) Portance d'un pieu sous charge axiale ( $Q_{max}$ ) à l'ELU selon le fascicule N°62...	85
IV.10.2) Exemple de calcul de la portance d'un pieu isolé selon les deux codes.....	86
<b>IV.11) CONCLUSION DU QUATRIÈME CHAPITRE .....</b>	<b>89</b>

### **CHAPITRE V : CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLÉES ET DES SEMELLES SUR 2 ET 3 PIEUX**

<b>V.1) INTRODUCTION.....</b>	<b>92</b>
<b>PARTIE A : SEMELLES ISOLÉES.....</b>	<b>92</b>
<b>V.2. FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLÉES SELON LE DTR 2.33.1 .....</b>	<b>92</b>
V.2.1) Méthode des bielles.....	92
V.2.2) Ferrailage de la semelle de fondation.....	93
<b>V.3) FERRAILLAGES DES SEMELLES ISOLEES SELON LES EUROCODES...</b>	<b>94</b>
V.3.1) Ferrailage .....	95
V.3.2) Méthode des bielles.....	95
V.3.3) Méthode des consoles.....	96
<b>IV.4 EXEMPLE NUMÉRIQUE DE CALCUL DU FERRAILLAGE DE SEMELLES ISOLÉES SELON LES DEUX CODES.....</b>	<b>99</b>
<b>PARTIE B : SEMELLES SUR PIEUX.....</b>	<b>105</b>
<b>V.5) FERRAILLAGES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LE DTR 2.33.2 ...</b>	<b>105</b>
V.5.1) Introduction.....	105
V.5.2) Ferrailage des semelles sur deux pieux selon le fascicule N° 62.....	105
<b>V.6) FERRAILLAGES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES EUROCODES .....</b>	<b>108</b>
<b>V.7) APPLICATION SUR LE CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES DEUX CODES .....</b>	<b>109</b>
V.7.1) Ferrailage de la semelle de fondation sur 2 pieux selon le fascicule .....	109
V.7.1) Ferrailage de la semelle de fondation sur 2 pieux selon les Eurocodes.....	112
<b>V.8) FERRAILLAGES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES DTR 2.33.2..</b>	<b>114</b>
<b>V.9) FERRAILLAGES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON</b>	

---

<b>LES EUROCODES .....</b>	<b>115</b>
<b>V.10) CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES 2 CODES .....</b>	<b>117</b>
V.10.1) Dimensionnement et ferrailage d'une semelle sur 3 pieux selon le fascicule N°62.....	117
V.10.2) Dimensionnement et ferrailage d'une semelle sur 3 pieux selon l'Eurocode.....	118
<b>PARTIE C : FERRAILLAGE DES PIEUX.....</b>	<b>120</b>
<b>V.11) FERRAILLAGE DES PIEUX SELON LE FASCICULE 62 .....</b>	<b>120</b>
V.11.1) Dispositions à respecter pour le ferrailage des pieux selon le fascicule N°62.....	120
V.11.2) Dispositions à respecter pour le ferrailage des pieux selon le l'EC2.....	122
<b>V.12) DÉTERMINATION DU FERRAILLAGE DES PIEUX SELON LES DEUX CODES .....</b>	<b>124</b>
<b>V.13) CONCLUSION DU CINQUIÈME CHAPITRE .....</b>	<b>134</b>
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</b>	<b>135</b>
<b>PERSPECTIVES .....</b>	<b>137</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>138</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>141</b>
<b>LISTE DES UNITES ET SYMBOLES .....</b>	<b>143</b>
<b>LISTE DES ABRÉVIATIONS .....</b>	<b>145</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>146</b>



---

# RÉSUMÉS

---

---

**AUTEUR :** BOUMECHTA Aymen Abdelhamid  
**TITRE :** ÉTUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES FONDATIONS SELON LES DTR ALGERIENS BC 2.33.1, 2.33.2 ET L'EUROCODE 7  
**ENCADREUR :** Professeur CHERAIT Yacine

---

La conception des fondations qu'elles soient superficielles où profondes constitue une étape primordiale dans tous projet de construction. Et si l'aspect technologique pour la réalisation de ces parties d'ouvrages demeure le même à travers tous les pays du monde entier, le dimensionnement, le ferrailage et les vérifications peuvent cependant différer d'un pays à un autre en fonction de leurs règlementations et normes respectifs. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet de fin d'études option Structures et qui consiste à comparer les méthodes de calcul du dimensionnement et du ferrailage des fondations superficielles et profondes proposées par les documents techniques règlementaires Algériens 2.33.1 et 2.33.2 et les Eurocodes 2 et 7. A travers les nombreuses applications numériques entreprises, nous avons constaté que sur l'aspect du dimensionnement des fondations, les résultats obtenus sont très proches et donc les volumes de béton à mettre sont similaires, cependant au niveau des sections de ferrailage à placer nous avons constaté des écarts relativement important et qui varient entre 21 et 64 % pour les fondations isolées et entre 13 et 138 % et pour les fondations profondes sur deux et quatre pieux. Et c'est la méthode des bielles classiques, largement utilisées par les bureaux d'études nationaux, qui donnent les taux de ferrailage les plus économiques.

---

**Mots Clés :** DTR BC 2.33.1, DTR BC 2.33.2, Eurocode 2, Eurocode 7, Fondations superficielles, Fondations profondes, CBA 93.

---

## ملخص

**المؤلف:** بومشطة أيمن عبد الحميد

**العنوان:** دراسة مقارنة لطرق حساب التأسيس وفقاً لـ DTR BC 2.33.1 و 2.33.2 و اليورو كود 7.

**تحت إشراف:** البروفيسور شريط ياسين

يعتبر تصميم الأساسات، سواء كانت ضحلة أو عميقة، خطوة أساسية في أي مشروع بناء. وإذا ظل الجانب التكنولوجي لإنجاز هذه الأجزاء من الأعمال كما هو في جميع البلدان حول العالم، فقد يختلف الحجم والتعزيز والتحقق من دولة إلى أخرى وفقاً للوائح والمعايير ذات الصلة. ضمن هذا الإطار، تناسب هياكل خيارات مشروع نهاية دراستنا والتي تتمثل في مقارنة طرق حساب الأبعاد وتعزيز الأسس السطحية والعميقة التي اقترحتها الوثائق الفنية التنظيمية الجزائرية 2.33.1 , 2.33.2 و مدونة اليورو كود بشكل أساسي اليورو كود 2 و 7. من خلال العديد من التطبيقات الرقمية التي تم إجراؤها، لاحظنا أن النتائج التي تم الحصول عليها متشابهة جداً من ناحية أبعاد الأسس، وبالتالي فإن أحجام الخرسانة المراد وضعها متشابهة، ولكن مستوى أقسام التسليح التي سيتم وضعها، لاحظنا فروقاً كبيرة نسبياً تتراوح بين 21 و 64٪ للأساسات المعزولة وبين 13 و 138٪ للأساسات العميقة على ركائز وأربعة ركائز. وهي طريقة قضيب التوصيل التقليدية، المستخدمة على نطاق واسع من قبل مكاتب التصميم الوطنية، والتي تعطي معدلات التعزيز الأكثر اقتصاداً.

**الكلمات الرئيسية:** Eurocode 7 ، Eurocode 2 ، DTR BC 2.33.1 ، DTR BC 2.33.2

المؤسّسات الضحلة ، الأساسات العميقة ، CBA 93.

---

## ABSTRACT

---

---

**AUTHOR:** BOUMECHTA Aymen Abdelhamid

**TITLE:** COMPARATIVE STUDY OF FOUNDATION CALCULATION METHODS ACCORDING TO ALGERIAN DTR BC 2.33.1, 2.33.2 AND EUROCODE 7

**FRAMEWORK :** Pr CHERAIT Yacine

---

The design of the foundations, whether they are shallow or deep, is an essential step in any construction project. and if the technological aspect for the realization of these parts of works remains the same across all countries around the world, the sizing, reinforcement and checks may however differ from one country to another depending on their regulations. and respective standards. It is with in this frame work that our end of studies project option Structures fits and which consists in comparing the calculation methods of the dimensioning and the reinforcement of the superficial and deep foundations proposed by the Algerian regulatory technical documents 2.33.1 and 2.33.2 and the Eurocodes 2 and 7. Through the numerous digital applications undertaken, we have noticed that on the aspect of the dimensioning of the foundations, the results obtained are very similar and therefore the volumes of concrete to be placed are similar, however, at the level of the reinforcement sections to be placed, we observed relatively large differences which vary between 21 and 64 % for isolated foundations and between 13 and 138 % and for deep foundations on two and four piles. and it is the conventional connecting rod method, widely used by national design offices, which gives the most economical reinforcement rates.

---

**Keywords :** DTR BC 2.33.1, DTR BC 2.33.2, Eurocode 2, Eurocode 7, Shallow foundations  
Deep foundations, CBA 93.

---

---

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

---

---

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

---

Les fondations se trouvent être parmi les parties les plus importantes de tout ouvrage en génie civil. Elles ont pour rôle de supporter et de transmettre, en toute sécurité, les charges et les surcharges d'exploitation, de la superstructure vers le sol d'assise. Leur conception et leurs choix, qu'elles soient superficielles ou profondes constitue une étape primordiale dans tous projets de construction. Si l'aspect technologique pour la réalisation de ces parties d'ouvrages demeure le même à travers tous les pays du monde entier, par contre le dimensionnement, le ferrailage, les combinaisons d'actions à considérer et les vérifications à effectuer peuvent différer d'un pays à un autre en fonction de leurs règlements respectifs. C'est sur l'aspect Règlementation que s'inscrit ce mémoire. Il se veut une contribution dans l'analyse comparative des méthodes de calcul des fondations superficielles et profondes proposées par les documents techniques réglementaires DTR BC 2.33.1 et DTR BC2.33.2 en cours de validité en Algérie et les Eurocodes principalement les Eurocodes 1, 2 et 7. Cette étude sera accompagnée d'applications numériques détaillées afin de mettre en lumière les différences éventuelles des résultats sur le dimensionnement et sur la quantité de ferrailage.

## Structuration du mémoire

Notre mémoire est composé de cinq chapitres.

Le premier chapitre intitulé '**CONTEXTE REGLEMENTAIRE DU PROJET**' présente les différents supports réglementaires utilisées dans notre analyse, particulièrement les DTR nationaux DTR 2.33.1, et 2.33.2, l'Eurocode2 qui porte sur le calcul des structures en béton armé et précontrainte et l'Eurocode 7 qui porte sur le calcul géotechniques des ouvrages.

Le deuxième chapitre intitulé '**TECHNOLOGIE DES FONDATIONS**' présente une synthèse sur les différentes technologies existantes dans le domaine de la réalisation des fondations. Une attention particulière a été portée sur les fondations profondes réalisées par des pieux en béton armé.

Le troisième chapitre intitulé '**ETUDE GEOTECHNIQUE ET CALCUL DE LA PORTANCE DES SOLS DES FONDATIONS**' présente les principaux essais d'identification et de caractérisation des sols ainsi que les différentes méthodes utilisées pour la détermination de la portance des sols dans le cas des fondations superficielles et la capacité portante des pieux circulaires en béton armé

Le quatrième chapitre intitulé '**DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES ET PROFONDES**' présente les principes fondamentaux utilisés par les codes nationaux et Européens pour

la détermination des fondations. L'étude s'est limitée aux fondations superficielles isolées sous poteaux et des semelles reposant sur deux et trois pieux.

Le cinquième chapitre intitulé '**FERRAILLAGE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES ET PROFONDES**' présente les principes fondamentaux utilisés par les codes nationaux et Européens pour la détermination du ferrailage. L'étude portera sur la méthode des bielles et la méthode des consoles pour les semelles isolées et la méthode des bielles et la méthode des bielles modifiée pour les semelles sur pieux.

Notre travail sera clos par une conclusion générale qui synthétise l'ensemble des résultats obtenus notamment sur les écarts constatés sur les dimensions et le ferrailage des semelles fournies par les codes règlementaires étudiés ainsi que quelques perspectives futures.

---

# CHAPITRE I

---

## Chapitre I. *Contexte réglementaire du projet*

*Ce chapitre expose les règlements utilisés dans les notices de calcul de dimensionnement et de ferrailage.*

### *Plan du chapitre I*

- 1. Définition de la réglementation*
- 2. Réglementation Algérienne*
- 3. Réglementation Européenne*
- 4. Concept théorique*
- 5. Justifications*
- 6. Combinaisons d'actions*
- 7. Conclusion*



**CHAPITRE I****CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE DU PROJET****CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE**

- 1) *Document technique réglementaire BC 2.33.1. MÉTHODES DE CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.*
- 2) *Document technique réglementaire BC 2.33.2. MÉTHODES DE CALCUL DES FONDATIONS PROFONDES.*
- 3) *Travaux de fondations profondes DTR-BC 1.3.*
- 4) *Document technique unifié DTU 13.2. FONDATIONS PROFONDES POUR LE BATIMENT.NF P 11-212-2, AFNOR 2006.*
- 5) *Document technique réglementaire B.C.2.41. RÈGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ (CBA 93).*
- 6) *Eurocode 0 (NF EN 1990). BASES DE CALCUL DES STRUCTURES.*
- 7) *Eurocode 2 (EN 1992-1-1). CALCUL DES STRUCTURES EN BÉTON.*
- 8) *Eurocode 7 (NF EN 1997-1). CALCUL DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUE.*
- 9) *Document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48. RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN RPA/2003.*

## ***1.1) INTRODUCTION***

Le domaine de la construction et d'une manière générale celui du **génie civil** est intimement lié aux notions de Règlements techniques réglementaires (DTR) et Unifiés (DTU).

### ***1.1.1) Définition de la réglementation***

L'encyclopédie Wikipédia [A] définit la réglementation comme suit : *'la réglementation ou règlementation est, au sens large, un ensemble d'indications, de lois, de prescriptions, de règles et règlements, et autres textes juridiques régissant une activité sociale'*. La réglementation est rédigée par les administrations compétentes ou les personnes mandatées.

### ***1.1.2) Objectifs visés par la réglementation dans le domaine de la construction***

L'objectif principal de toute réglementation est d'établir des prescriptions qui permettent de réaliser des constructions : stable, durables, fonctionnelles et économiquement viables.

### ***1.1.3) La sécurité en génie civil***

D'une façon générale la sécurité, est définie comme l'absence de risque. Dans le domaine du génie civil elle sous-entend les notions suivantes : **stabilité, durabilité, et fonctionnalité**. Une sécurité totale étant hors de portée et ce quelques soit nos connaissances et notre maîtrise technologique, on se contente dans l'élaboration des règlements et des normes à poser un seuil de probabilité pour que l'effondrement de l'ouvrage ne se produise pas.

Nous allons entreprendre une étude comparative sur les documents réglementaires qui régissent la conception et le calcul des fondations superficielles et profondes en cours de validité en Algérie et dans la communauté Européenne. L'étude se limitera à quelques notions capitales que les combinaisons d'actions, le dimensionnement et le ferrailage de ces parties.

## ***1.2) RÉGLEMENTATION ALGÉRIENNE***

En Algérie, la réglementation dans le domaine du génie civil définit quatre niveaux [1] :

1. Les documents de niveau 1 (décrets, arrêtés, circulaires) ; ces documents contiennent des prescriptions générales pour le bâtiment d'habitation et à usage administratif ;
2. Les documents de niveau 2 appelés aussi normes où règles de conception et de calcul ; ces documents ont pour but de préciser les principes à respecter au cours de l'élaboration des projets de bâtiments ;
3. Les documents de niveau 3 qui sont les normes d'exécution ;
4. Les documents de niveau 4 qui sont les normes de qualité pour matériaux, produits et composants.

C'est le ministère de l'habitat qui approuve, sur avis de commissions techniques spécialisées, les règlements et les normes qui règlementent les différents domaines du génie civil. Ces règlements sont édités par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique ([www.cgs-dz.org](http://www.cgs-dz.org)). Le **Tableau I-1** expose les intitulées de certains règlements de conception et de calcul ainsi que certains règlements d'exécution de travaux en cours de validité au niveau national.

**Tableau I-1 : Exemples de documents techniques Algériens**

Conception et calcul	Règles d'exécution
<b>1)</b> Règles Parasismiques Algériennes RPA. DTR-BC-2.42.	<b>1)</b> Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé. DTR-BE-2.1
<b>2)</b> Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. CBA-DTR-BC-2.41.	<b>2)</b> Règles particulières d'exécution de dalles et volées d'escalier préfabriquées en béton armé posées sur appuis horizontales. DTR-BE-2.1b
<b>3)</b> Règles de conception et calcul des structures en acier CCM97. DTR-BC-2.44.	<b>3)</b> Règles générales pour la fabrication, le transport et la mise en œuvre des murs extérieurs en panneaux préfabriqué. DTR-BE-2.3.
<b>4)</b> Conception et dimensionnement des structures mixtes Acier et Béton. DTR-BC 2-4.10.	<b>4)</b> Travaux de fondations profondes. DTR-BE-1.32
<b>5)</b> Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages. DTR-BC-2.1.	<b>5)</b> Travaux de sondages et d'essais des sols. DTR-BE-1.1
<b>6)</b> Règles de calcul des fondations superficielles. DTR-BC-2.33.1.	<b>6)</b> Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment. DTR-BE-1.2
<b>7)</b> Méthodes de calcul des fondations profondes. DTR-BC-2.33.2.	<b>7)</b> Méthodes de sondages et d'essais des sols. DTR-BE-2.32.
<b>8)</b> Méthodes de sondages et d'essais des sols. DTR-BC-2.32	

### ***1.2.1) Objectifs des réglementaires Algériens BC 2.33.1 [2] et BC2.33.2 [3]***

En Algérie les fondations superficielles et profondes sont régies par deux documents séparés. Les deux documents étudiés ne donnent pas des règles de calcul d'application obligatoire. Ils proposent toute fois des méthodes de calcul généralement admises pour la justification des fondations superficielles et profondes particulièrement sur pieux.

### ***1.2.2) Domaines d'application du DTR BC 2.33.1 (fondations superficielles)***

Ces règles de calcul sont applicables aux études de fondations superficielles en béton armé, constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, et des radiers généraux qui transmettent les charges à une couche de sol résistante de faible profondeur :

$$\frac{D}{B} < 1,5 \quad (\text{I.1})$$

$D$  : étant la profondeur d'encastrement de la fondation ;

$B$  : Largeur de la semelle.

### ***1.2.3) Domaines d'application du DTR BC 2.33.2 (fondations profondes)***

Le DTR BC 2.33.2 s'applique aux ouvrages de fondations profondes qui les définissent comme suit :

$$\frac{L}{B} \geq 6 \quad (\text{I.2})$$

$$L \geq 3 \text{ m} \quad (\text{I.3})$$

$L$  : Distance entre la surface du sol et la base du pieu ;

Les fondations profondes concernées par le DTR BC 2.33.2. Comportent la mise en œuvre de l'un des procédés suivants :

- Pieux forés : foré simple, foré tubé et foré boue,
- Pieux façonnées à l'avance : métal battu.

## ***1.3) RÉGLEMENTATION EUROPÉENNE***

Au niveau Européen ce sont les normes intitulés Eurocodes qui réglementent le domaine du génie civil. Elles ont été établies et approuvées par des commissions réunissant les organismes intéressés par chacun des sujets concernés : maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, entreprises et industriels.

### ***1.3.1) Objectifs des Eurocodes***

L'objectif du règlement sur les produits de construction est d'assurer le bon fonctionnement du marché intérieur des produits de construction en établissant des règles harmonisées sur la manière d'exprimer leurs performances. Les spécifications techniques doivent être basées sur sept exigences de base pour les travaux de construction :

- Résistance mécanique et stabilité
- Sécurité en cas d'incendie
- Hygiène, santé et environnement
- Sécurité et accessibilité en cours d'utilisation

- Protection contre le bruit
- Économie d'énergie et rétention de chaleur
- Utilisation durable des ressources naturelles.

### ***1.3.2) Organisation des Eurocodes***

Les Eurocodes sont les dix normes européennes spécifiant comment la conception structurelle doit être menée au sein de l'Union européenne. La liste des Eurocodes est présentée dans le Tableau suivant :

**Tableau I-2 : Numéro et intitulé des dix Eurocodes**

EN 1990	Eurocode 0	Bases de calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1	Actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des structures métalliques
EN 1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier- béton
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en aluminium

### ***1.3.3) Eurocodes applicables aux fondations***

La liste des Eurocodes applicables à la conception et au calcul des fondations est indiquée dans le Tableau 1.3.

**Tableau I-3 : Eurocodes applicables aux fondations**

	Textes de référence
<b>Calcul de la structure en béton</b>	
Dimensionnement (règles générales)	EN 1992-1-1
<b>Calcul des fondations</b>	
Dimensionnement (règles générales)	EN 1997-1+EN 1992-1-1

#### ***1.3.4) Domaines d'application de l'Eurocode 2 [4]***

- ✓ Bâtiment
- ✓ Génie civil
- ✓ Béton armé, non armé, précontraint
- ✓ Structures entières ou composants
- ✓ Structures de nature traditionnelle ou innovatrice
- ✓ Résistance mécanique, aptitude au service, durabilité, résistance au feu.

#### ***1.3.5) Domaines d'application de l'Eurocode 7 [5]***

L'Eurocode 7 intitulé "Calcul géotechnique" comprend deux parties : la partie 1 "Règles générales" et la partie 2 "Reconnaissance des terrains et essais géotechniques".

### ***1.4) CONCEPTS THÉORIQUES DE CALCUL***

Les principes globaux sur lesquels reposent les règles Algériennes et Européennes sont issus de la méthode dite aux états-limites dont nous rappelons ci-après assez brièvement le concept.

#### ***1.4.1) Méthode aux états-limites***

La méthode aux états-limites a pour objet d'intégrer l'ensemble des vérifications relatives à la ruine d'une part, à l'état de service d'autre part.

#### ***1.4.2) Définition des états-limites***

Un état-limite est défini comme un état au-delà duquel l'ouvrage ou l'un de ses éléments est mis hors-service, c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il a été conçu. Les justifications aux états-limites de service ont pour objet essentiellement de s'assurer de la durabilité des structures et de leur aptitude à remplir la fonction pour laquelle elles ont été conçues et les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes permettent de vérifier leur résistance.

##### ***1.4.2.1) États-limites de services (ELS) :***

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à l'emploi de l'ouvrage ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont :

- Les déformations ;
- L'ouverture de fissures ;
- Le niveau de compression du béton.

Le calcul sera effectué vis-à-vis des charges de service pendant l'usage de la structure.

#### **I.4.2.2) États-limites ultimes (ELU) :**

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont :

- La perte de stabilité statique ou dynamique ;
- La rupture locale ou globale ;
- L'instabilité de forme (flambement d'un poteau par exemple) ;
- Les déformations plastiques exagérées.

Pour l'étude des fondations ces états-limites concernent :

- le sol ;
- les matériaux constitutifs de la fondation.

### ***I.5) JUSTIFICATIONS***

#### ***I.5.1) Les actions***

Les actions qui agissent sur les ouvrages se définissent comme :

- Un ensemble de forces ou de charges appliquées à la structure ;
- Un ensemble de déformations, ou d'accélération imposées, résultant par exemple de variations de température, de tassements différentiels ou de séisme.

#### ***I.5.2) Classification des actions selon les DTR nationaux***

Les actions prise en compte localement dans le calcul des fondations sont les suivantes :

- Les actions permanentes (**G**):
- La poussée d'Archimède.
- Le frottement négatif (**G<sub>n</sub>**)
- Les surcharges d'exploitation (**Q**):
- Les actions accidentelles (**F<sub>A</sub>**).

#### ***I.5.3) Classification des actions selon les Eurocodes***

Les actions sont classées selon les Eurocodes en fonction de leur variation dans le temps en quatre catégories :

- Les actions permanentes (**G**): elles comprennent le poids propre, le poids des équipements fixes, l'action de la précontrainte, etc. ;
- Les actions variables (**Q**): elles peuvent être cycliques comme la température, ou intermittentes comme les charges d'exploitation ou les charges d'origine naturelle telles que la neige et le vent ;
- Les actions accidentelles (**A<sub>d</sub>**): elles désignent, les chocs de véhicules, les explosions, les chutes de blocs, etc.
- Les actions sismiques (**A<sub>cd</sub>**).

Les deux règlements prennent en considération les mêmes actions avec cependant une différence au niveau de certains symboles utilisés, par ailleurs les Eurocodes présentent deux sous-groupes pour les forces dites accidentelles (les actions sismiques sont calculées séparément).

## **I.6) COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDÉRER**

### **I.6.1) Combinaison d'actions selon le DTR BC 2.33.2 (article 5.2)**

Les combinaisons d'actions à envisager dans le calcul et la conception des fondations selon la réglementation nationale sont :

#### **I.6.1.1) Aux états limites ultimes (ELU) :**

Ces états correspondent à la mobilisation de la capacité portante du sol ainsi que la résistance des matériaux constitutifs des fondations. Il y a lieu de distinguer deux types de combinaisons d'actions :

1°) - Combinaison fondamentales

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,15F_w + \max\left(1,35 G ; 1,5Q_l + \sum_{i>1} Q_i\right) \quad (I.4)$$

2°) - Combinaison accidentelles :

$$G + F_w + F_A + Q_l \quad (I.5)$$

$G_{max}$  : Les charges permanentes défavorables

$G_{min}$  : Les charges permanentes favorables

$F_A$  : Les actions accidentelles

$F_w$  : Les actions dues à l'eau (poussé d'Archimède)

#### **I.6.1.2) Aux états-limites de services (ELS) :**

Ces états correspondent à la mobilisation du sol vis à vis des déplacements faibles, du matériau constitutif vis à vis de la durabilité de la fondation ainsi que le déplacement de la structure portée.

1°) - Combinaisons quasi-permanente

$$G + F_w + G_n + \sum_{i \geq 1} 0,77 Q_i \quad (I.6)$$

2°) - Combinaison rares

$$G + F_w + \max(G_n ; Q_l) + \sum_{i \geq 1} 0,77 Q_i \quad (I.7)$$

#### **I.6.1.3) Aux états-limites accidentelles**

Dans le cas où il y'a lieu de tenir compte des forces sismiques, les règles parasismiques Algériennes RPA/2003 [6] donnent les deux combinaisons suivantes :

$$G + Q + E \quad (I.8)$$

$$0,8 G \pm E \quad (I.9)$$



Avec :

- $G$  : actions permanentes.
- $Q$  : charges d'exploitation
- $E$  : séisme
- $Q_l$ : Charge nominale du pieu

### I.6.2) Combinaison d'actions selon l'Eurocode 0 [6] (article A.2.4.3)

Les formats généraux de combinaison d'actions pour les états-limites ultimes et de service sont donnés dans l'EN 1990, Section 6. (Eurocode 0 : Bases de calcul des structures).

#### I.6.2.1) Etats-limites ultimes (ELU) :

On distingue les vérifications de résistance de la structure (STR) et les vérifications de risques de perte d'équilibre statique (EQU). Les vérifications de non-dépassement de la résistance au sol (GEO) et les vérifications due à la fatigue (FAT).

I.6.2.1.1) Les combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires (combinaisons fondamentales) :

D'après l'Eurocode 0 (A.6.4.3.2) la combinaison fondamentale peut s'écrire sous la forme générale :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{I. 10})$$

$\gamma_{G,j}$  : Coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente  $G_{k,j}$ .

$\gamma_{G,j} = 1,35$  : Pour les actions permanentes dont l'effet augmente celui des actions variables et produisant des effets défavorables.

$\gamma_{G,j} = 1$  : Pour les actions permanentes produisant des effets favorables et les vérifications de résistance (STR).

$\gamma_{G,j} = 1,10$  : Pour les actions permanentes produisant des effets défavorables et les vérifications de risques de perte d'équilibre statique (EQU).

$\gamma_{G,j} = 0,9$  : Pour les actions permanentes produisant des effets favorables et (EQU).

$\gamma_{Q,1}$  : Coefficient de sécurité sur l'action variable  $Q_i$ .

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  : Pour les actions variables produisant des effets défavorables.

$\gamma_{Q,1} = 1,0$  : Pour les actions variables produisant des effets favorables.

$Q_{K,1}$  : Action variable dominante.

$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$ : Surcharge d'accompagnement d'une autre action variable  $Q_{k,i}$ .

$\Psi_{0,i} = 0,7$  : Pour les charges d'exploitations des bâtiments, catégorie A (habitation, zones résidentielles).

**Pour les bâtiments** et par simplification les combinaisons d'actions à l'état-limite ultime sont :

Lorsqu'uniquement l'action variable la plus défavorable est considérée :

$$\sum_{j \geq 1} 1,35G_{k,j} + 1,5Q_{K,1} \quad (\text{I.11})$$

Lorsque toutes les actions variables sont considérées :

$$\sum_{j \geq 1} 1,35G_{k,j} + 1,5Q_{K,1} + \sum_{i > 1} 1,5\Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{I.12})$$

### I.6.2.2) Etats-limites de service :

Trois combinaisons d'actions peuvent être utilisées pour vérifier les états-limites de service. L'Eurocode 2 indique quelle combinaison doit être utilisée pour quel phénomène (par exemple, les flèches sont contrôlées à l'aide de la combinaison quasi-permanente). D'après l'Eurocode 0 les trois types de combinaisons sont :

**Combinaison caractéristique (permanente) :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{I.13})$$

La combinaison caractéristique est à considérer normalement pour les états limites à court terme, liés à une seule atteinte d'une certaine valeur par l'effet étudié (par exemple, formation d'une fissure, rupture d'une cloison par déformation instantanée excessive). De façon plus synthétique, on peut dire que la combinaison caractéristique est à considérer pour des justifications vis-à-vis d'états limites de service irréversible.

**Combinaison fréquente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1}Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{I.14})$$

La combinaison fréquente est à considérer pour des états limites à moyen terme, liés à l'atteinte par l'effet étudié d'une certaine valeur soit pendant une petite partie de la durée de référence, soit un certain nombre de fois, on peut dire que la combinaison caractéristique est à considérer pour des justifications vis-à-vis d'états limites de service réversible.

**Combinaison quasi permanente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{I.15})$$

La combinaison quasi permanente est à considérer pour l'étude des effets à long terme des actions, liés à l'atteinte d'une certaine valeur par ces effets pendant une longue durée.

**Tableau I-4 :** Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions à l'ELS

combinaison	Actions permanentes $G_{k,j}$		Actions variables $Q_{k,i}$	
	défavorables	Favorables	dominante	autres
<b>Caractéristique</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{K,i}$
<b>Fréquente</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{K,1}$	$\Psi_{2,1} Q_{K,i}$
<b>Quasi-permanente</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{K,1}$	$\Psi_{2,1} Q_{K,i}$

### ***1.7) CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE***

*A travers cette étude préliminaire des objectifs visés par toute réglementation dans le domaine du génie civil, on peut conclure que les règlements d'une manière générale cherchent toujours à atteindre les mêmes objectifs à savoir : assurer la stabilité, le bon fonctionnement des constructions, leurs qualités et leurs durabilités. Nous constatons qu'il y a des similitudes en termes de pensée réaliste de la théorie des états-limites et des relations entre elles. Concernant les charges à considérer il y'a similitude entre les DTR nationaux et les Eurocodes, cependant des différences au niveau des combinaisons d'actions sont observées et l'on on remarque que les Eurocodes présentent des analyses plus profondes et tiennent de plusieurs cas de figures et de situations.*

---

## **CHAPITRE II**

---

## Chapitre II. Technologie des fondations

Ce chapitre expose les différentes technologies existantes pour la réalisation des fondations superficielles et profondes particulièrement celles sur pieux en béton armé.

### Plan du chapitre II

1. *Rôles des fondations*
2. *Catégories des fondations*
3. *Processus de transferts des charges*
4. *Modes de fabrication des pieux*
5. *Fondations spéciales*
6. *Contrôle du béton pour pieux*
7. *Conclusion*

## CHAPITRE II

# TECHNOLOGIE DES FONDATIONS

## II.1) INTRODUCTION

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise à travers des fondations. Et, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation. Les fondations ce sont des ouvrages géotechniques rencontrés dans tous les projets de construction. Il existe une diversité de configuration en fonction :

- de la nature du sol ;
- de l'importance structure.

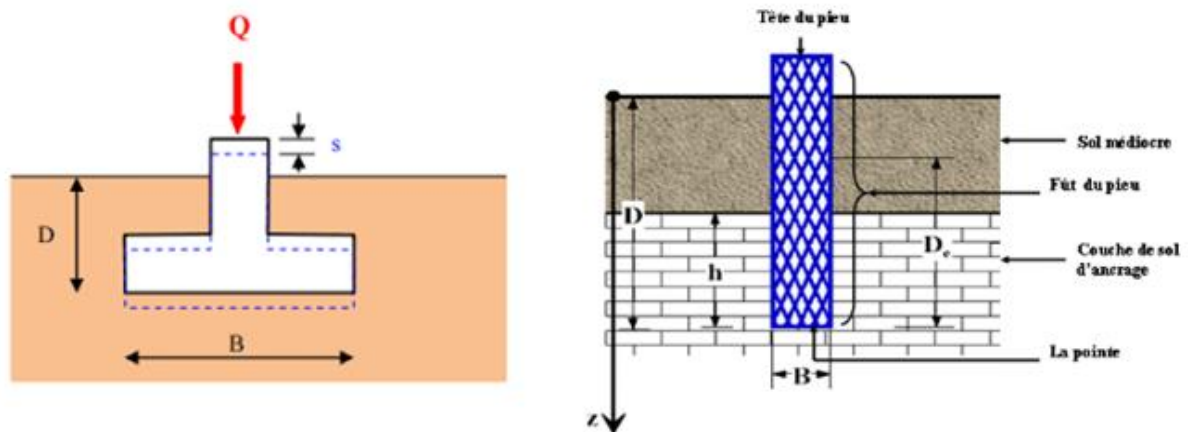


Figure II-1 : Géométries des fondations [C]

## II.2) ROLES PRINCIPAUX DES FONDATIONS

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

- les charges permanentes (poids des éléments porteurs et non porteurs),
- les surcharges variables (surcharge d'exploitation),
- Les charges climatiques (neige).

Et des charges horizontales, notamment :

- la poussée des terres,
- les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.
- les actions sismiques

Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission, en toute sécurité des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

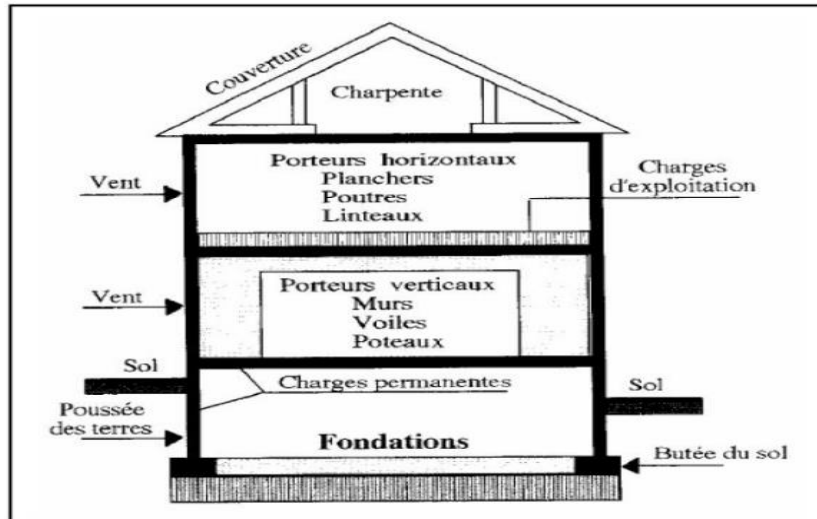


Figure II-2 : Charges et les surcharges exercées sur la structure [C]

### II.3) RÔLES SECONDAIRES DES FONDATIONS

A côté des rôles principaux cités précédemment, les fondations doivent répondre à d'autres objectifs : L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement (pas de glissement horizontal ; pas de basculement ; pas de déplacement vertical). Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre. Une fondation doit être économique et les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être les moins coûteux possible [C].

### II.4) CATÉGORIES DE FONDATIONS

Les fondations se classent en fonction de leur profondeur en fondations superficielles, fondations semi-profondes, fondations profondes et enfin les fondations spéciales, voir figure suivante :

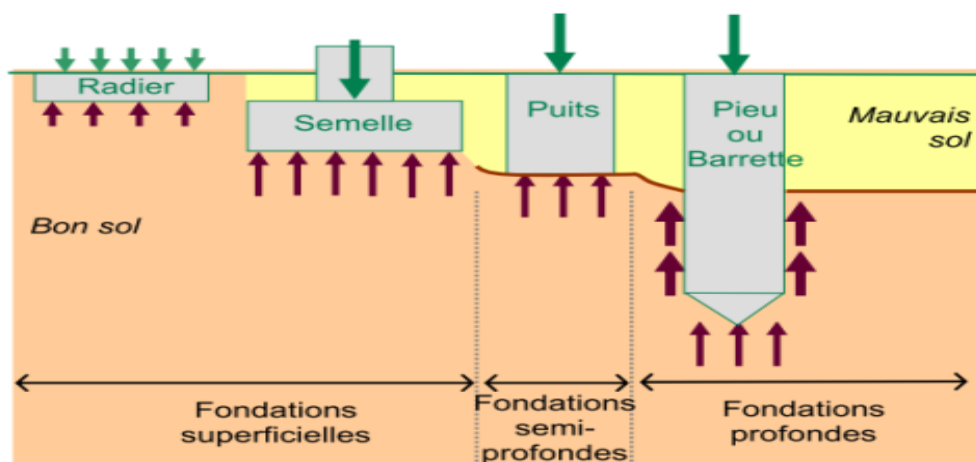


Figure II-3 : Classification des fondations selon la nature du sol [D]

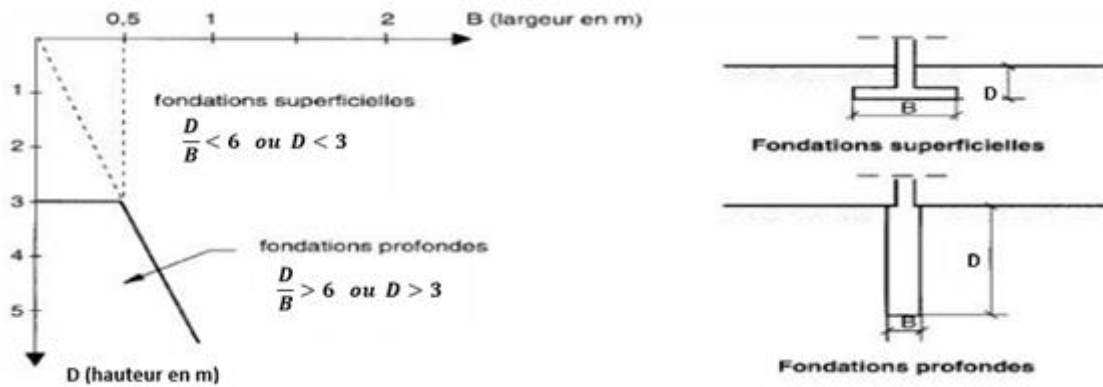


Figure II-4 : Échelle de précision du type de fondation [C]

### II.4.1) Les fondations superficielles

Les fondations superficielles sont composées de :

- Semelles isolées sous poteaux ;
- Semelles continues sous mur où sous une série de poteaux ;
- Les radiers.

#### II.4.1.1) Préparation du chantier

**Terrassements** : Les travaux commencent par un décapage de terre végétale, sur l'emprise du bâtiment (effectué sur au moins 20 cm). Ensuite et conformément au plan de terrassement, on effectuera des mouvements de déblais et de remblai, mettant en dépôt les terres excédentaires pour reprise et évacuation. La mise en place des «chaises» qui fixent l'emprise en plan et en altitude du bâtiment est du ressort du géomètre.

**Décapage** : Le décapage consiste à évacuer préalablement à tous travaux de terrassement la couche superficielle (terre végétale), terrains peu ou non appropriés pour recevoir les fondations de la construction. Les excédents de terre ou de roche extraits des travaux de décapage et de terrassement seront évacués ; ils constituent les déblais. Les déblais issus de ces travaux pourront être réceptionnés sur des sites Lafarge Granulats appropriés.

**Remblai** : Remblayer pourra également être nécessaire pour surélever une partie du terrain, combler une déclivité, épauler un pied de mur ou, d'une manière générale, pour donner le profil définitif aux abords de la maison. Dans le cas où les remblais supporteraient une partie construite, un compactage sera probablement souhaitable. Pour ce faire, on utilisera des remblais, matériaux minéraux bruts sans caractéristiques particulières n'ayant presque pas subi de transformation. Ces remblais seront ensuite compactés afin d'éviter des tassements ultérieurs détériorant les maçonneries et le rendu général des aménagements.

**Drainage** : Le drainage permet la collecte et l'évacuation des eaux d'infiltration et de ruissellement. Un drainage est indispensable si le chantier se trouve en milieu argileux, sur des terrains très peu perméables ou humides ou en amont de la construction si le terrain est en pente. Le drainage peut se



faire par "couche", sous une dalle par exemple ou, d'une manière plus linéaire, sous forme de drains filants le long de murs ou de fondations par exemple.

On retrouve donc des systèmes de drainage :

Sous les fondations pour l'assainissement de caves et de soubassements inondables.

Les volumes d'eau évacués par les drains doivent pouvoir trouver une liberté d'évacuation.

Tranchées de raccordement aux réseaux (VRD) : Les tranchées vont permettre un raccordement aux différents réseaux (tout-à-l'égout, électrique, téléphone, eau, gaz, etc.)

Implantation des semelles : L'implantation sert à matérialiser sur le terrain l'emplacement exact des semelles par l'intermédiaire de chaises reliées par des cordeaux (voir figure suivante).

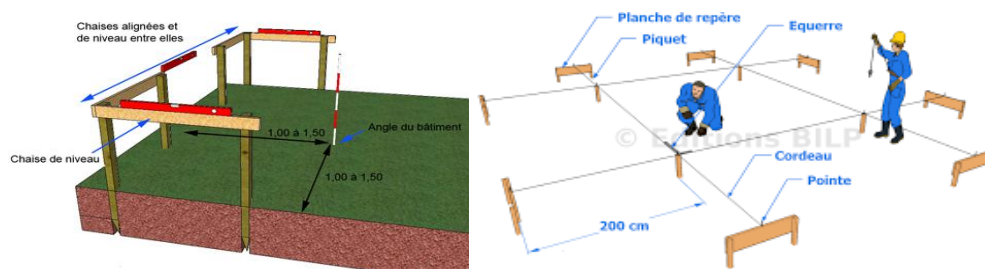


Figure II-5 : Implantation des fondations.

**Béton de propreté** : Dans le cas de risques de souillures du béton en cours de coulage, un béton de propreté est exécuté pour tout ouvrage de fondations comportant des armatures au voisinage de sa sous face. Ce béton de propreté peut, dans certains cas, en fonction des conditions de surface et de nature des terrains de fondation, être remplacé par une feuille de polyéthylène. L'épaisseur de la couche de béton de propreté ne doit pas être inférieure à 4 cm.

**Précautions concernant le gel** : Le niveau de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel. Cette profondeur est fonction de la nature du sol et du climat. Même si le sol ne gèle pas profondément, la teneur en eau du sol sous-jacent peut être modifiée fortement par le gel. La portance de sol s'améliorant en général avec la profondeur, il est indiqué de descendre au moins à 0,50 m en pays tempéré, et d'aller parfois au-delà de 1m en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

**Dosage en ciment** : On utilise généralement les dosages suivants pour la confection des semelles :

- |                                     |                       |                       |
|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| - Béton de propreté et gros béton : | dosage minimal :      | 150 kg/m <sup>3</sup> |
| - Béton pour semelle non armée :    | 200 kg/m <sup>3</sup> | en terrain sec,       |
|                                     | 300 kg/m <sup>3</sup> | en terrain humide,    |
| - Béton pour semelle armée :        | 300 kg/m <sup>3</sup> | en terrain sec,       |
|                                     | 400 kg/m <sup>3</sup> | en terrain humide     |

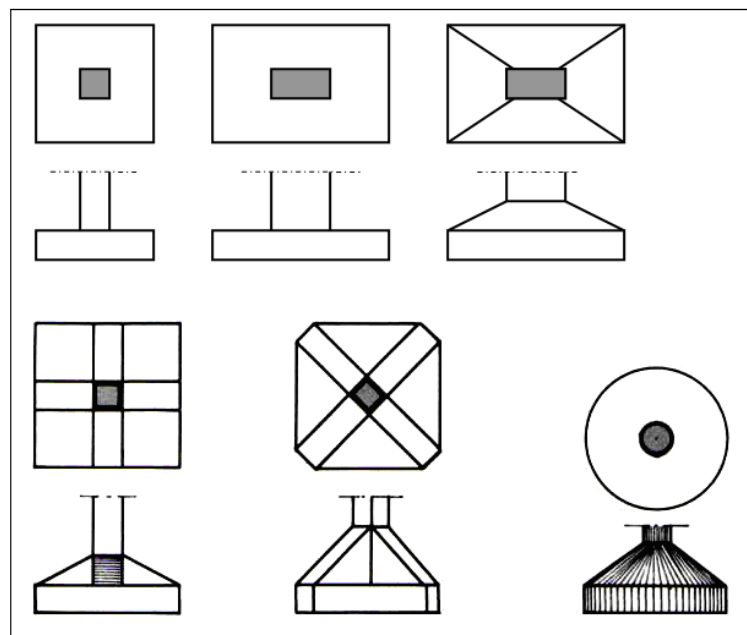
**Mise en œuvre des bétons :** Les semelles peuvent être bétonnées à pleine fouille, c'est-à-dire sans coffrage latéral si les parois présentent une tenue suffisante. Dans le cas particulier du bétonnage dans l'eau, on doit utiliser un procédé qui évite le délavage du béton jusqu'à durcissement suffisant de celui-ci (l'emploi de tube plongeur permet de satisfaire à cette exigence).

**Cas des milieux agressifs :** Les prélèvements d'eau et, éventuellement, de sol, et leur analyse doivent être faits en temps utile pour déterminer l'agressivité du milieu (dans lequel seront établis les ouvrages) et les exigences constructives en découlant dans les conditions prévues au Cahier des Clauses Spéciales. Il convient, en particulier, de prendre position sur les points suivants :

- le choix du ciment ;
- le dosage minimal en ciment et celui des autres constituants du béton ;
- les adjuvants éventuels ;

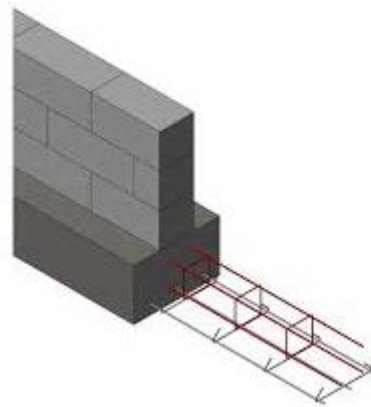
**Position des armatures :** L'enrobage minimal doit être d'au moins 3cm.

**Formes des semelles :** Concernant la forme des fondations, les critères du choix sont d'ordre technique et économique. La figure suivante présente les formes les plus courantes des semelles isolées.



**Figure II-6 :** *Formes courantes des semelles isolées.*

**Semelles filantes sous mur** : Il s'agit de semelles continues ayant le même contour que le mur supporté (figure II-7).



**Figure II-7** : Image d'une semelle continue sous mur.

Radier général :



**Figure II-8** : Photo d'un radier générale

#### **II.4.2) Les fondations profondes**

Elles correspondent essentiellement aux pieux dont la transmission des charges se fait grâce à la résistance de pointe, mais aussi et surtout par leurs parois latérales (frottement latéral) (Figure II-9).

Un pieu comprend principalement trois parties à savoir :

**La tête** : qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition.

**La pointe** : qui assure la transmission de charge entre la base du pieu et le sol.

**Le fût** : compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux.

La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  définie à partir des résultats des essais de sols en place. Cette valeur de  $D_e$  tient compte

de la différence entre les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage et celles des sols de couverture traversés par le pieu [13].

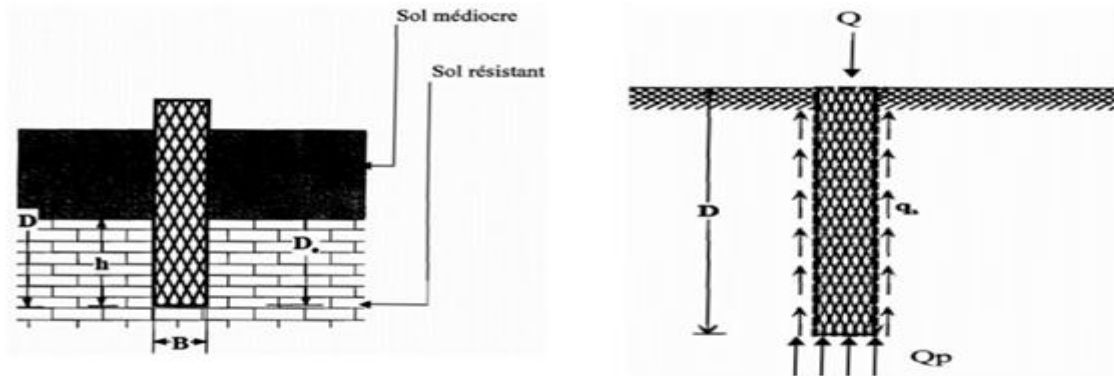


Figure II-9 : a - Emplacement d'un pieu, b - Mode de travail d'un pieu[13]

Une classification générale des pieux est représentée dans le diagramme ci-dessous :

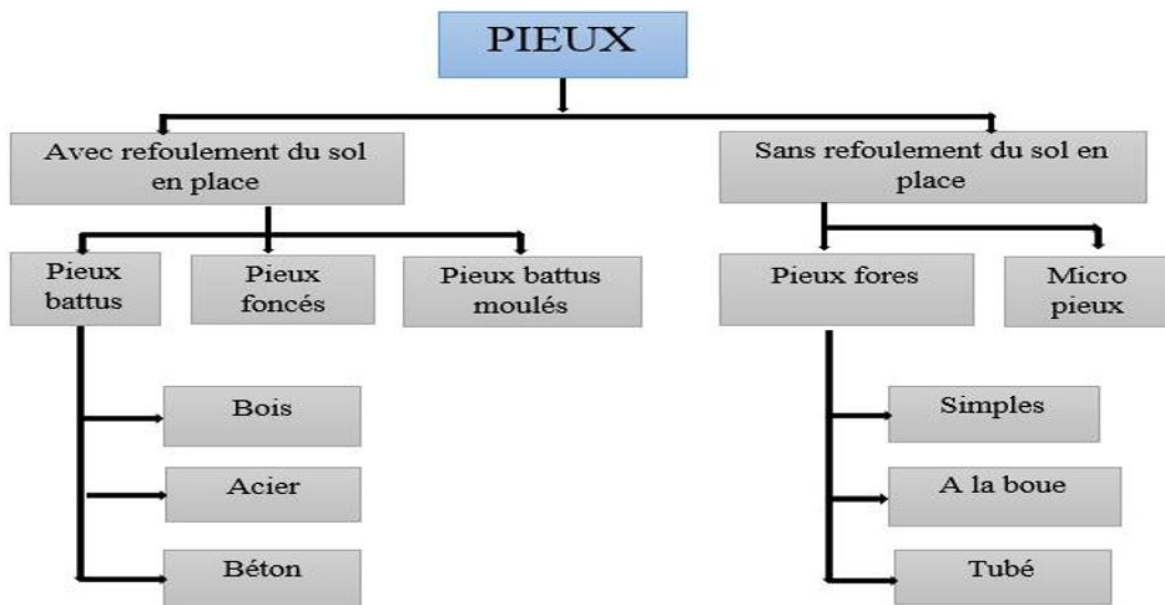


Figure II-10 : Organigramme donnant les différents types de pieux [E]

## II.5) PROCESSUS DE TRANSFERT DES CHARGES

### II.5.1) Fondations superficielles

Pour ce type de fondations (semelles isolées, semelles continues, radier) Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation, calculée sous charges non pondérées, sur le sol reste inférieure à la pression que peut supporter le sol (portance du sol). La pression que peut supporter le sol est déterminée à l'aide d'essais de reconnaissance de sol. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- la capacité portante de la semelle de fondation.
- les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation.

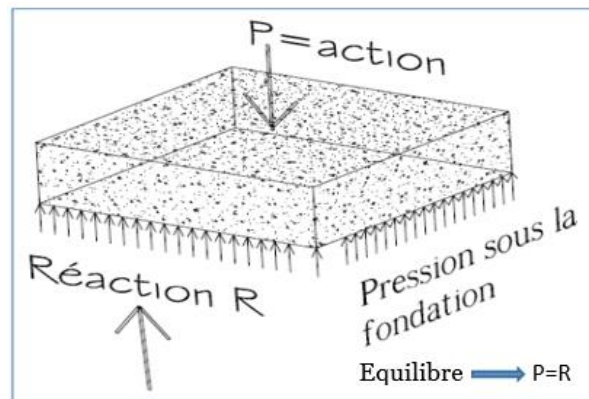


Figure II-11 : Schéma des réactions sur une fondation superficielle [F]

### II.5.2) Fondations profondes sur pieux

On peut distinguer trois types de pieux selon leur mode de transfert de charge : (Figure II-12)

- Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche homogène de faible résistance au-dessus du substratum, le pieu travaille presque sous la seule action des frottements latéraux, on parle alors de pieu flottant ou pieu de frottement ;
- Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur un rocher ou substratum rigide, les déplacements sont quasiment nuls, par conséquent le frottement latéral est presque inexistant. Le pieu travaille seulement sous l'effet de la résistance de pointe, on parle alors de pieu colonne ou pieu de pointe ;

Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche de sol de résistance de pointe moyenne ou substratum semi-rigide, le pieu travaille sous l'action des efforts de pointes mais aussi des frottements latéraux. On parle alors de combinaison des deux [13].

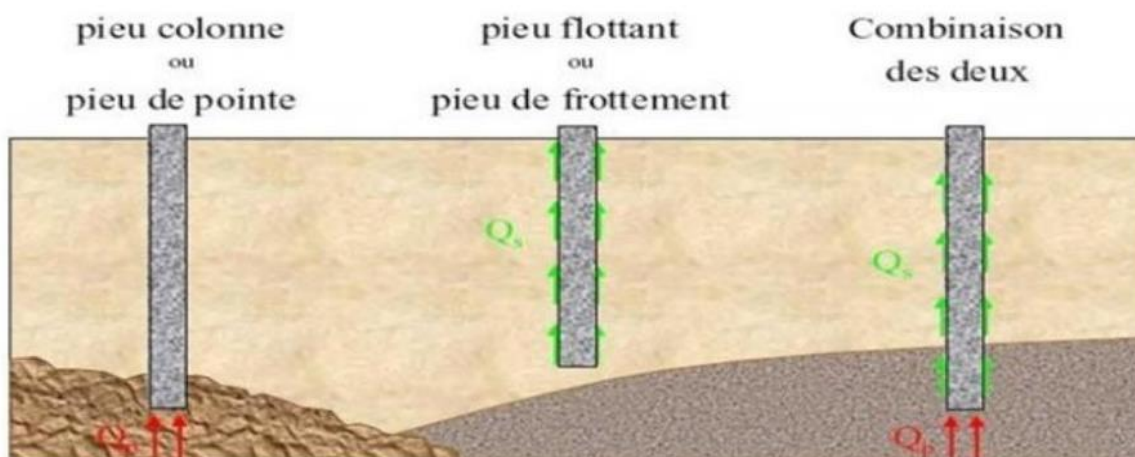


Figure II-12 : Modes de travail des pieux [13]

## II.6) MODES DE FABRICATION DES PIEUX

On distingue principalement deux grands groupes de pieux (Figure II-13) :

- 1) Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol avec la naissance de contraintes de cisaillement radial.
- 2) Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoque pas le refoulement du sol.

Dans ces deux groupes il existe plusieurs types qui diffèrent par leur mode d'exécution, leur forme et leur matériau, mais dans notre étude nous nous limiterons à quelques types.



Figure II-13 : Les deux grands types de pieux [13]

### II.6.1) Pieux refoulant le sol lors de la mise en place

#### II.6.1.1) Pieu en béton foncé

Ils sont constitués d'éléments en béton armé préfabriqué. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction. Le point d'appui doit pouvoir fournir une réaction au moins égale à la force du vérin, et le système de calage du vérin doit éviter de communiquer des efforts horizontaux aux pieux.

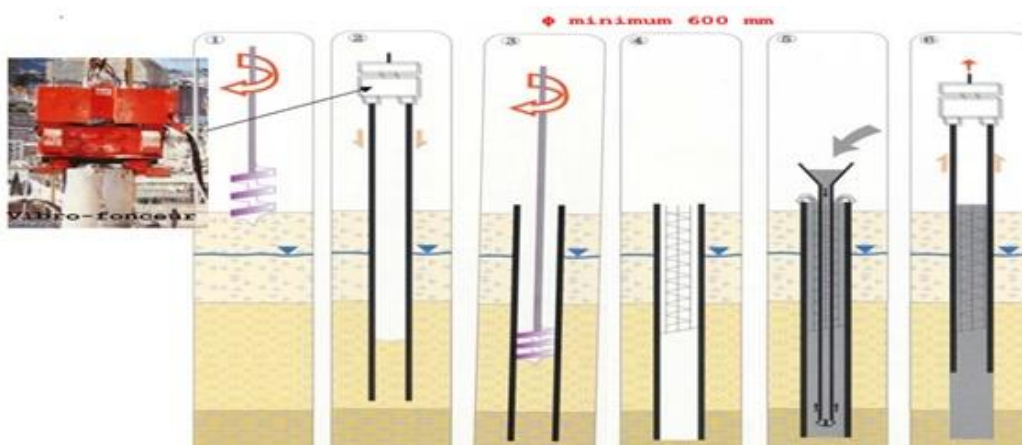


Figure II-14 : Pieu en béton foncé par vérin [G]

### II.6.1.2) Pieux battus moulés

Ce sont des pieux à tubes battus exécutés sur place. L'exécution consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armature, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction [13].

#### pieux battus moulés

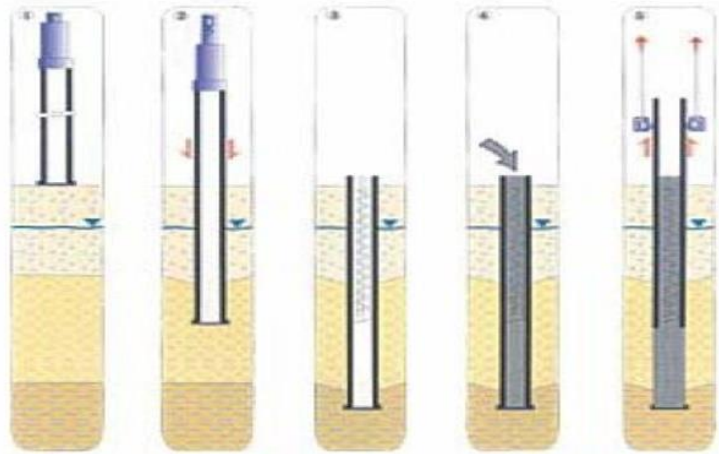


Figure II-15 : Pieux moulés par battage du tube [H]

### II.6.1.3) Pieux battus simples

Ces pieux, façonnés à l'avance, sont souvent soit en métal sous forme de tube ou en forme de H, soit préfabriqués en béton armé. Ils sont mis en place par battage ou par vibration. Le mode de battage des pieux (verticaux ou inclinés) s'effectue à l'aide d'une sonnette soit sur terre ferme soit sur ponton flottant sur l'eau (Figure II-16). Pendant le battage, la tête des pieux préfabriqués est protégée d'une coiffe métallique avec intercalation d'une pièce en bois dur.

#### Pieux métalliques battus injectés

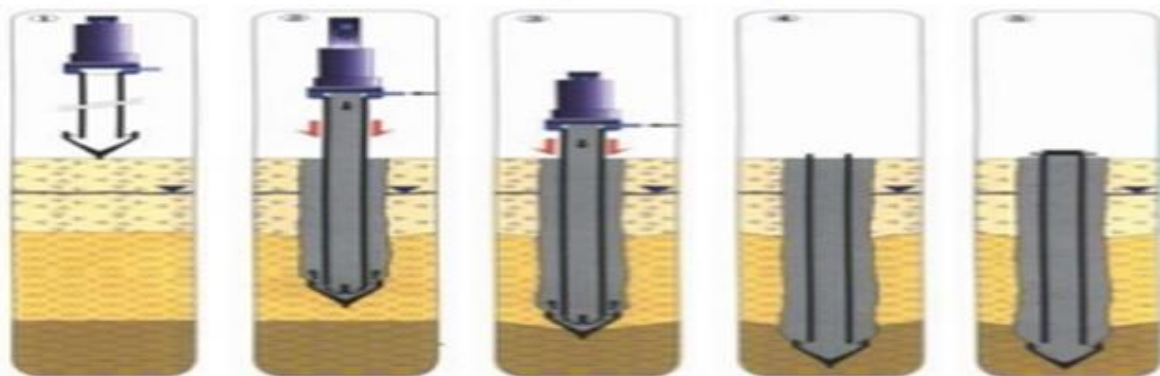


Figure II-16 : Pieu en métal injecté [H]

#### II.6.1.4) Avantages et inconvénients

En général les pieux refoulant le sol à la mise en place et particulièrement les pieux battus, présentent certains avantages qui sont principalement dus à, la simplicité et la rapidité de mise en œuvre, la possibilité d'inclinaison jusqu'à 30 voire 45°, la vérification de la capacité portante à l'exécution, etc.

Cependant ces types de pieux sont aussi sujets à certains inconvénients tels que : l'endommagement de la tête du pieu lors du battage, la déviation, le remaniement du sol, la vibration, la difficulté de manutention étant donné que la hauteur de la sonnette est limitée, l'interférence entre les pieux due au battage, etc. [13]

#### II.6.2) Pieux ne refoulant pas le sol lors de la mise en place

Les diverses techniques de forage sont :

**La tarière** : elle fonctionne comme un tire-bouchon pour s'enfoncer dans le sol par rotation et remonte le sol par cisaillement. Une fois remonté on vide la tarière en la frappant sur le sol, pour des sols tendres.

**Le Grappin** : c'est une mâchoire métallique qui détruit le sol par son poids. Grappin est laissé tomber en chute libre dans le forage, arrivé au fond du forage les mâchoires se referment sur le sol qui est ensuite remonte. Utilisable pour des terrains durs.

**Le trépan** : fonctionne comme le précédent mais ne peut pas remonter le sol, sert en général pour détruire des passages rocheux dans le terrain.

**Le carottier** : fonctionne comme un poinçon en cisillant le sol par rotation et en remontant par adhérence. Utilisable en terrains tendres et adhérents (argileux) [G].



Figure II-17 : matériels de creusage pour forage [G]

#### II.6.2.1) Pieux forés simples

Ce sont des pieux dont la mise en place consiste à excaver le sol par des moyens mécaniques et ensuite à le remplir par du béton et des armatures (éventuellement). Le forage se fait avec des outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Le procédé, qui n'utilise pas de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques [13].



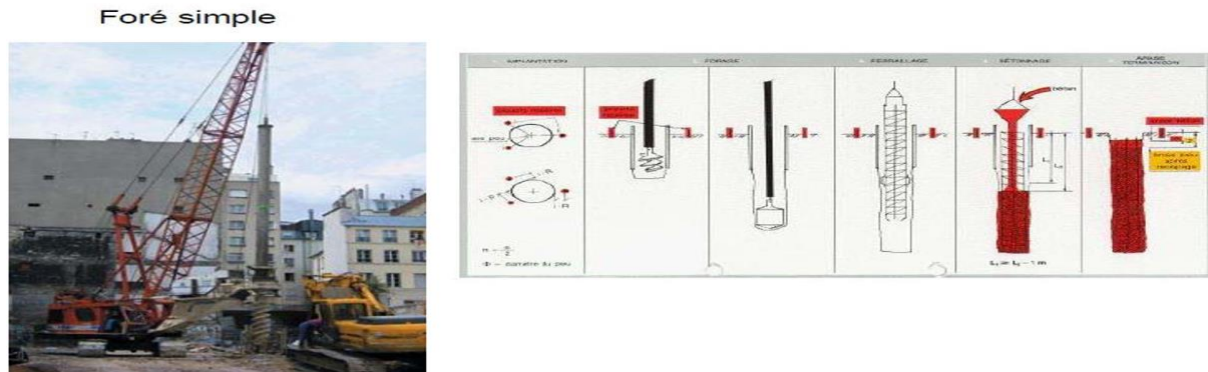


Figure II-18 : Pieu forés simples [H]

### II.6.2.2) Pieux forés à la boue

Le principe du forage est similaire au précédent mais sous protection d'une boue de forage. Le plus souvent la boue utilisée est de la bentonite dont les caractéristiques doivent respecter certaines normes (densité, pH, viscosité, filtrat, teneur en sable, thixotropie). La boue permet le refroidissement et la lubrification de l'outil de travail, la remontée des déblais de forage, la stabilisation des parois du forage à l'intérieur du trou par le dépôt d'une croûte résistante appelée « cake », l'équilibre des pressions hydrostatiques empêchant la submersion du trou de forage par les eaux des nappes. La mise en place du béton, à l'aide d'un tube plongeur, peut se faire sans mélange du béton avec la boue étant donné que ces deux types de matériaux ont des densités différentes. Mais de plus en plus les boues à la bentonite sont remplacées par des boues au REVERT dont l'avantage majeur réside dans l'évolution plus ou moins contrôlable de leur viscosité dans le temps. Au bout de généralement 3 à 4 jours, elle devient aussi fluide que l'eau [13].

### Foré boue (ici barrette)

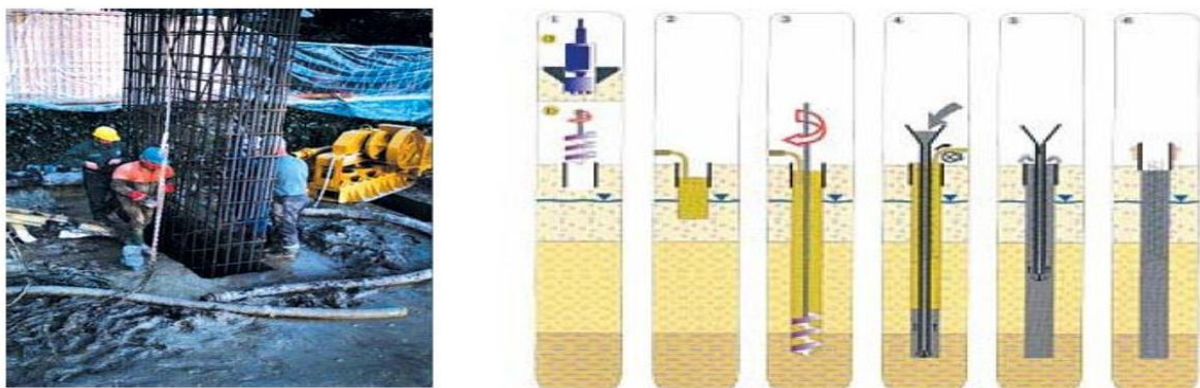


Figure II-19 : Pieu foré à boue [H]

### II.6.2.3) Pieux à la tarière creuse

Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière [13].

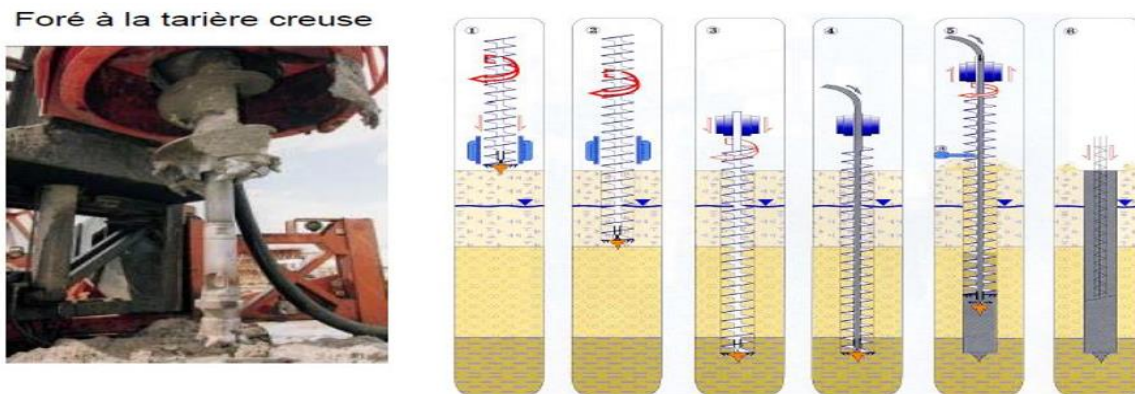


Figure II-20 : Pieux à la tarière creuse [H]

#### II.6.2.4) Avantages et inconvénients

Les avantages des pieux forés résident sur :

- la reconnaissance sur place des sols par la stratigraphie du terrain mais aussi au laboratoire grâce à des essais sur des échantillons prélevés sur le terrain ;
- la possibilité d'atteindre les grandes profondeurs (30 jusqu'à 40 mètres) ;
- l'absence de risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes ;
- La possibilité de reprise en sous-œuvre et de renforcement des fondations.

D'une façon générale, les pieux forés présentent beaucoup d'avantages, mais ils exigent une exécution minutieuse sans laquelle, on risque le délayage du béton, l'éboulement des parois de la fondation, la striction du pieu. [13]

### II.7) LES FONDATIONS SPÉCIALES

Les fondations sont dites spéciales dès qu'elles ont un rôle particulier et complémentaire à jouer dans l'ouvrage.

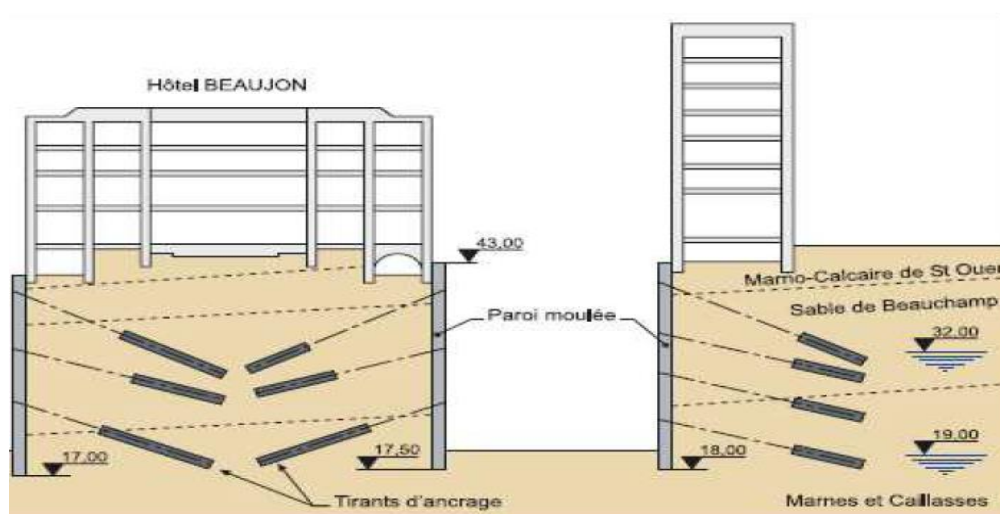


Figure II-21 : coupe sous-sol des parois moulées [16]

Parois moulées : Le procédé consiste à réaliser une paroi dans le sol, formant une enceinte descendue à la profondeur souhaitée.

Pour assurer le maintien des terres et des bâtiments voisins lors des travaux d'exécutions.

En présence d'eau, l'étanchéité des parois permet l'exécution des travaux à l'intérieur de l'enceinte.

Description sommaire du procédé :



Figure II-22 : L'exécution d'une paroi moulée

Les parois berlinoises [16] :

- Les parois berlinoises sont une variante des parois moulées,
- Elles sont constituées par des pieux en béton armé espacés
- Elles sont reliés en tête par des longrines et reportant les charges verticales sur le sol d'assise.



Figure II-23 : a- Métro Grand Paris Express b- parking Avrieux- Marseille [16]

## II.8) CONTROLE DU BÉTON POUR PIEUX

Une fois malaxé et avant coulage, le béton doit faire l'objet d'un contrôle préalable et à cet effet, chaque échantillon est composé de trois éprouvettes et d'une mesure d'affaissement ou d'étalement à la table à choc ou, pour les bétons auto plaçant (BAP) d'étalement au cône d'Abrams. Un essai de consistance au minimum est réalisé par échantillon [8].

### II.8.1) Essais à l'état frais

Pour les bétons ordinaires, on détermine souvent l'ouvrabilité du béton en utilisant le cône d'Abram's.

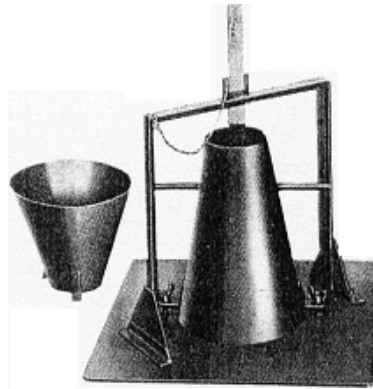


Figure II-24 : Cône d'Abram's [9]

D'autres essais table à secousses, Vé bé peuvent être également utilisés pour la mesure de l'ouvrabilité. Pour les bétons auto plaçant (BAP) on mesurera l'ouvrabilité du béton en mesurant l'étalement de la galette (Figure II-25).

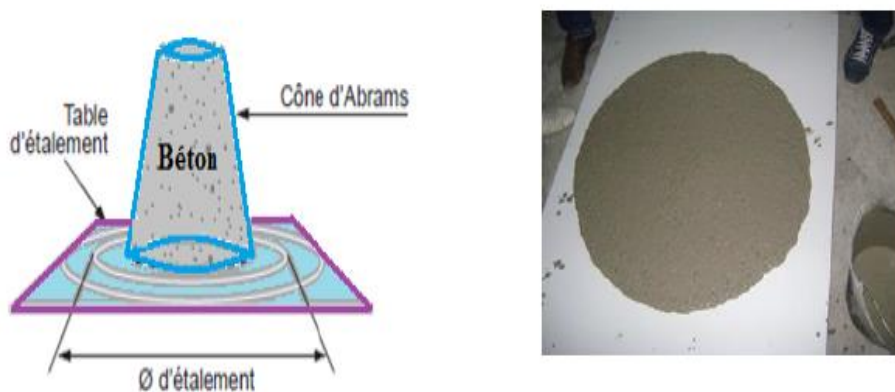


Figure II-25 : Mesure de l'étalement au cône d'Abram's pour les BAP [10]

### II.8.2) Essais à l'état durci

Ils comportent principalement des mesures de la résistance en compression mono axiale et des mesures d'homogénéité.

### II.8.2.1) Résistance caractéristique en compression du béton selon le C.B.A 93 [4]

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$ , conformément aux dispositions des règles C.B.A 93. Au niveau national, la résistance à la compression du béton se mesure par écrasement de cylindres de 200 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm de hauteur.



Figure II-26 : Eprouvette en béton (16.32) cm<sup>2</sup>

### II.8.2.2) Résistance caractéristique à la compression selon l'Eurocode 2 [5]

L'Eurocode 2 laisse aux utilisateurs le choix entre les éprouvettes de formes cylindriques ou cubiques, voir Figure (II-27).

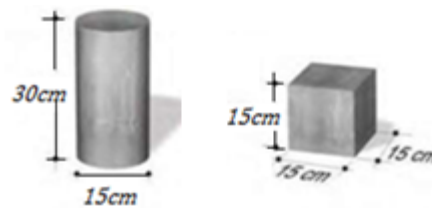


Figure II-27 : Dimensions des éprouvettes cylindriques et cubiques selon l'Eurocode 2

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique mesurée sur cylindre ( $f_{ck}$ ) ou sur cube ( $f_{ck,cube}$ ), sous la forme de  $Cx/Cy$ , le premier chiffre x indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cylindre, le second y a chiffre indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cube.

Selon l'article 3.1.2.4 de l'Eurocode 2, et sauf indication contraire, la classe de résistance du béton utilisé pour les pieux forés est généralement comprise entre C20/25 et C30/37, ce qui correspond à des résistances sur cylindres variant entre 20 et 30 MPa.

### II.8.3) Autres paramètres

#### II.8.3.1) Diamètre du plus gros granulat

En ce qui concerne le diamètre nominal du plus gros granulat ([article 3.1.3] de l'Eurocode 2), il convient, pour les pieux forés, de ne pas dépasser les valeurs suivantes :

- 0,25 fois le diamètre intérieur de la cage d'armatures ;

- 32 mm ou la moitié de la distance libre entre armatures longitudinales si cette dernière est plus faible ;
- 0,75 fois l'enrobage des armatures ou la distance entre le tubage provisoire et les barres d'armature

### II.8.3.2) Enrobage selon le fascicule N° 62 [8]

Selon l'article B.4.1.3., l'enrobage des armatures est fixé conformément aux règles BAEL, sans être inférieur à 5 cm sur les faces bétonnées à pleine fouille. Cet enrobage est compté à partir, soit de la paroi du coffrage, soit de la surface du béton de propreté.

### II.8.3.3) Enrobage selon l'Eurocode 2 [article 4.1.3.3]

De préférence, dans les fondations coulées en place, l'enrobage nominal ne doit pas être inférieur aux valeurs ci-après :

- surface coulée au contact d'un sol n'ayant pas subi de préparation = 75 mm
- semelles isolées et semelles filantes = 40 mm

Le calcul de l'enrobage est beaucoup plus détaillé dans les Eurocodes, la valeur minimale est cependant plus élevée pour le fascicule (5 cm au lieu de 4 cm) pour l'Eurocode 2.

### II.8.4.) Contrôle de l'homogénéité du béton [8]

#### II.8.4.1.) Auscultation sonique

L'essai est réalisé avant recépage du pieu. Les tubes d'auscultation s'arrêtent au maximum à 25 cm du fond du pieu.

Principe de la méthode : Deux sondes sont disposées à un même niveau dans deux tubes de réservation, l'une comme émetteur d'une onde ultrasonore, l'autre comme récepteur.

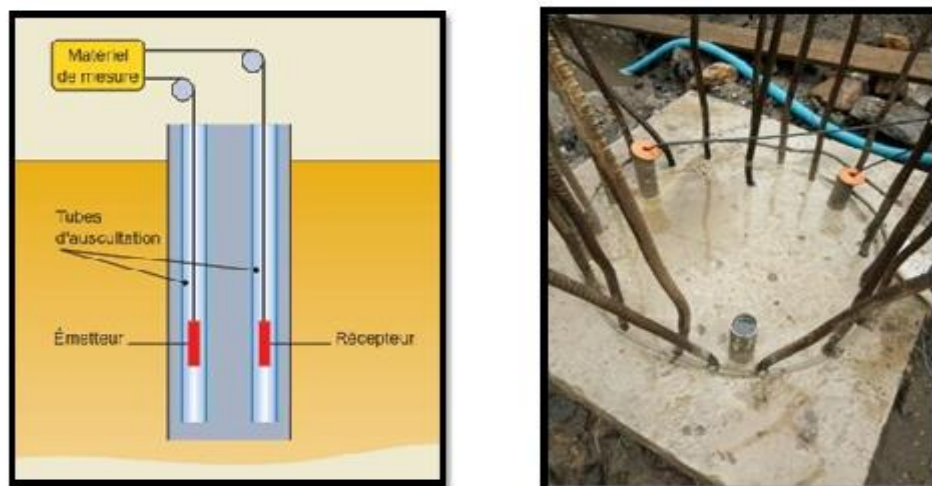


Figure II-28 : a - Schéma de principe, b - Tubes réservés pour les sondes [11]

Il s'agit de mesurer, au niveau du récepteur, le temps de propagation de l'onde dans le béton et la variation de l'amplitude du signal acoustique reçu. Le matériel est constitué d'une chaîne de mesure et de treuils permettant le déplacement des sondes dans les tubes réservation.



**Figure II-29** : Treuil de mesure de la profondeur et tourets de câbles [11]

Ces matériels possèdent, à quelques variantes près, les mêmes dispositifs, à savoir :

- Une chaîne d'acquisition et de traitement du signal
- Un moyen de visualisation et de stockage des informations
- Un ou plusieurs treuils permettant la descente des sondes dans les tubes de réservation.

#### **II.8.4.2) Impédance et/ou réflexion**

L'essai est réalisé après recépage, après meulage d'une petite surface de la section du pieu. Les deux essais donnent accès à des informations complémentaires et différentes.

#### **II.8.5) Recépage des têtes de pieux en béton**

L'élimination, sur une certaine hauteur, de la partie supérieure d'un pieu en béton, est toujours nécessaire.

Pour les pieux battus, le battage a généralement fissuré la tête du pieu. Pour les pieux moulés en place, le béton de la tête du pieu, qui correspond au premier béton coulé, est toujours plus ou moins délavé et pollué.

La hauteur minimale de recépage est imposée par la cote d'arase du plan de béton armé. Cependant un mauvais béton doit toujours être éliminé et la tête reconstituée pour rattraper la cote d'arase.



Figure II-30 : Têtes de pieux dégagées. On voit les armatures en attente pour être reliées aux cages d'armatures des semelles



Figure II-31 : Différentes opérations effectuées lors du recépage des pieux

#### II.8.5.1) Hauteur du recépage

La hauteur de recépage théorique est limitée par le DTU 13-2 [12]. Dans le cas de pieux battus préfabriqués en béton, la hauteur sur laquelle la tête d'un pieu doit être dégarnie est d'au moins égale à deux fois et demie le diamètre. Dans les autres cas, le recépage concernera une hauteur de béton égale au tiers de la distance entre l'altimétrie finale du pieu et celle de la plate-forme de travail, sans jamais excéder 1,8 mètre [10].



## **II.9) CONCLUSION DU DEUXIÈME CHAPITRE**

*D'une manière générale la technologie des fondations aussi bien superficielles que profondes ne dépendent pas des règlements en vigueur dans chaque pays mais plutôt de processus technologiques. Le choix du type de fondations (superficielles, profondes ou spéciales) dépend principalement des caractéristiques du terrain d'assise et de la taille et de l'importance de l'ouvrage à réaliser. D'une manière générale si le bon sol se trouve à des profondeurs modestes (quelques mètres) et pour les structures modestes, la solution la plus économique reste les fondations superficielles, cependant lorsque le sol d'assise sera situé à une profondeur telle qu'il ne peut pas être atteint par des moyens classiques, les charges sont reportées sur lui par l'intermédiaire des fondations profondes généralement sur pieux en béton armé. Enfin parfois les fondations spéciales (colonnes ballastées par exemples) peuvent être envisagées. Le facteur maîtrise technologique et l'aspect économique deviennent dans ce cas vitaux. En Algérie la prépondérance revient essentiellement aux fondations superficielles types semelle isolée ou radier général pour les bâtiments et fondations sur pieux en béton armé pour les ponts, cependant ces dernières années l'on constate l'utilisation de plus en plus fréquentes de fondations sur pieux même pour la construction de tours en béton armé.*

---

## **CHAPITRE III**

---

## Chapitre III. **ÉTUDE GÉOTECHNIQUE ET CALCUL DE LA PORTANCE DES SOLS**

*Ce chapitre expose les principaux essais géotechniques utilisés pour la caractérisation des sols ainsi les modes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles et profondes.*

### *Plan du chapitre III*

- 1. Essais en laboratoire*
- 2. Reconnaissance géologique*
- 3. Capacité portante des fondations superficielles*
- 4. Capacité portante des pieux en béton armé*
- 5. Conclusion*

**CHAPITRE III****ÉTUDE GÉOTECHNIQUE ET CALCUL DE LA PORTANCE DES SOLS****III.1) INTRODUCTION**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Aussi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie des sols, laquelle, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais In situ et en laboratoire. Dans les régions sujettes aux actions sismiques, étude plus vitale encore, puisque le sol d'assise se trouve en mouvement, et d'autres phénomènes plus spécifiques peuvent apparaître tels que la liquéfaction, les tassements importants et une perte de capacité. Ainsi l'étude du sol devra être suffisamment détaillée pour permettre de déterminer les propriétés mécaniques du sol et de le classer dans le site normalisé adéquat.

**III.2) ESSAIS EN LABORATOIRE**

On procède à un certain nombre d'essais qui donnent les principales caractéristiques du sol analysé, consignées dans un rapport. Prélèvement d'échantillons de sols Les prélèvements doivent s'effectuer selon un mode opératoire précis. Ainsi on distingue les prélèvements d'échantillons remaniés et les échantillons intacts. Le type de carottier est choisi en fonction du terrain rencontré. Pour chaque prélèvement, il est établi une fiche de carottage comportant une suite de renseignements identifiant le carottage, tels que :

- la date du prélèvement ;
- la profondeur
- le type de carottier utilisé.

Un grand soin doit être apporté à la conservation des carottes jusqu'au laboratoire, pour que l'échantillon analysé soit le plus proche possible de la réalité In Situ. C'est ainsi qu'on utilise des emballages rigides, et étanches.

**III.2.1) Nature des essais**

Les échantillons servent à établir les propriétés et caractéristiques suivantes : teneur en eau d'un sol ; poids spécifique ; limites d'Atterberg ; granulométrie ; pourcentage des matières organiques ; équivalent de sable, etc.

On peut également effectuer différents autres essais tel que : essai triaxial ; essai de compression simple ; essai œdométrique ; essai Proctor ; essai CBR, etc.

### **III.2.2) Essais in Situ**

Le géotechnicien et l'ingénieur géologue dispose de nos jours d'une multitude de techniques et d'essais pour entreprendre son travail. Cette étude pourra être sommaire ou approfondie, en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage.

## **III.3) RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE**

L'identification du sol est faite par une simple observation visuelle des différentes couches prélevées du sol, confirmée, éventuellement, par l'examen des cartes géologiques disponibles.

### **III.3.1) Reconnaissance des sols**

La reconnaissance des sols de fondation doit comporter un certain nombre de sondages destinés à préciser :

- ✓ L'identification géologique et physico-mécanique des sols.
- ✓ des sondages comprennent des forages, des essais in situ et des prélèvements d'échantillons pour analyses en laboratoire

### **III.3.2) Caractéristiques mécaniques des sols et essais in situ**

Les qualités mécaniques d'un sol sont traditionnellement caractérisées par deux paramètres, l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et sa cohésion ( $c$ ). Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur échantillons, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'œdomètre. [13]

### **III.3.3) Capacité portante des fondations superficielles**

Considérons un sol, supposé homogène et isotrope, soumis à des sollicitations par l'intermédiaire d'une fondation. Il se déforme et la fondation tasse ; si la charge croît on atteint un état de rupture par poinçonnement.

La portance ou charge de poinçonnement d'une semelle continue est selon Terzagui égale à :

$$\sigma_{sol} = \gamma D + \frac{\varphi \gamma N_j + \gamma D(N_q - 1) + C' N_c}{F} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$F$  = coefficient de sécurité = 3 à 4,

$\gamma$  = poids spécifique du sol humide,

$c'$  = cohésion effective,

$D$  = hauteur de pénétration de la semelle dans le sol,

$N_j, N_q, N_c$  : Fonctions de portance qui dépendent de l'angle de frottement.

Dans le cas particulier de semelles isolées, l'expression de la portance se déduit de l'expression suivante :

- *Semelle rectangulaire*

$$\sigma_{sol} = \gamma D + \frac{\varphi \gamma N_j + \gamma D(N_q - 1) + 1,3C'N_c}{F} \quad (\text{III.2})$$

- *Semelle circulaire de rayon  $R$*

$$\sigma_{sol} = \gamma D + \frac{0,6\gamma N_j + \gamma D(N_q - 1) + 1,3C'N_c}{F} \quad (\text{III.3})$$

Les expressions (III.1), (III.2) et (III.3) montrent que la portance d'un sol dépend de ces caractéristiques (cohésion, angle de frottement), de la profondeur d'encastrement de la fondation, des dimensions de la semelle ainsi que de la présence (ou non) d'une nappe d'eau.

#### III.3.4) Contrainte admissible déduite de l'expérience

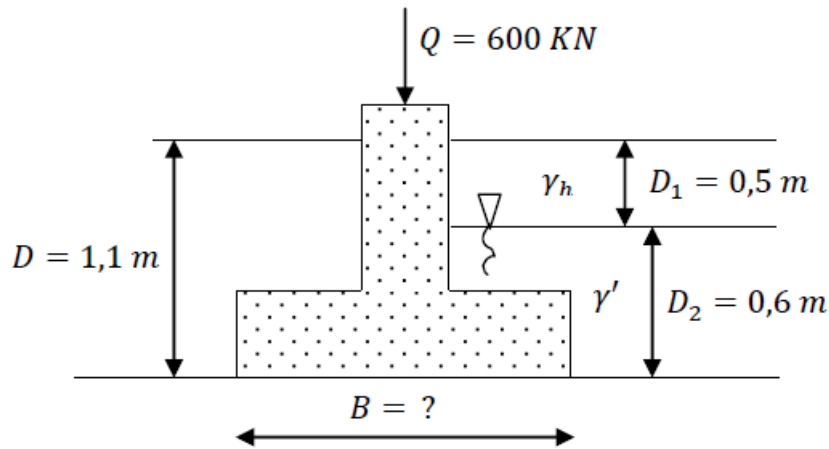
Dans certains cas, les contraintes admissibles du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance au vu des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc. Le tableau suivant donne les valeurs moyennes des portances de quelques sols.

**Tableau III-1 : Valeurs de la portance des sols déduites de l'expérience**

Nature du sol	$Q$ (bars)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	5 à 30
Terrains non cohérents à bonne compacité	2.5 à 5
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0.5 à 2.5
Argiles	0.2 à 2

**Exemple numérique :**

On cherche à déterminer la largeur d'une semelle continue représentée à travers la figure III-1.



**Figure III-1 :** Coupe de fondation superficielle encastrée dans le sol

Il est demandé de calculer la largeur B nécessaire de la fondation si  $F_s = 4,2$ .

Dans les conditions énoncées,  $q_l$  s'écrit :

$$q_l = 0,5 B \gamma'_2 N_\gamma + (\sum \gamma h D_1 + \gamma'_1 D_2) N_q + C N_c$$

Avec :  $C=22 \text{ kN/m}^2$  pour  $\varphi=30^\circ \rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 13,9 \\ N_q = 13,2 \\ N_c = 24,0 \end{cases}$

$$\gamma h = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \begin{cases} \gamma'_1 = \gamma'_2 = \gamma_{sat} - \gamma_\omega \\ \gamma'_1 = \gamma'_2 = 22 - 10 \\ \gamma'_1 = \gamma'_2 = 12 \text{ kN/m}^3 \end{cases}$$

$$D_1 = 0,5 \text{ m}; D_2 = 0,6 \text{ m}$$

$$q_l = 0,5 B * 12 * 13,9 + (17 * 0,5 + 12 * 0,6) 13,2 + 22 * 24,0$$

$$q_l = 83,4 B + 735,24$$

La contrainte admissible est donnée par :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{q_l - \gamma_1 D}{F_s}$$

$$\frac{q_l - \gamma_1 D}{F_s} = q_{adm} - \gamma_1 D$$

$$\gamma_1 D \rightarrow (\gamma h D_1 + \gamma'_1 D_2) = 15,7 \text{ kN/m}^2$$

$$F_s = 4,2$$

A l'équilibre, nous avons :  $q_{adm} = q_{ext}$

Avec :

$$q_{ext} = \frac{Q_{ext}}{A} = \frac{600}{(B * 1)}$$

Nous avons :

$$\frac{(83,4B + 735,24) - 15,7}{4,2} = \frac{600}{B} - 15,7$$

$$19,85 B^2 + 186,519 B - 600 = 0$$

La résolution de l'équation du second degré conduit à :

$$B = 2,53 \text{ m}$$

On adopte :  $B = 2,55 \text{ m}$

### III.3.5) Capacité portante des pieux

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_l$  qu'il peut supporter, au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $Q_l$  sera la charge par unité de surface, encore appelée pression. Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_l$  supportée par le pieu en deux composantes : la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$ .

$$Q_l = Q_p + Q_f \quad \text{(III. 4)}$$

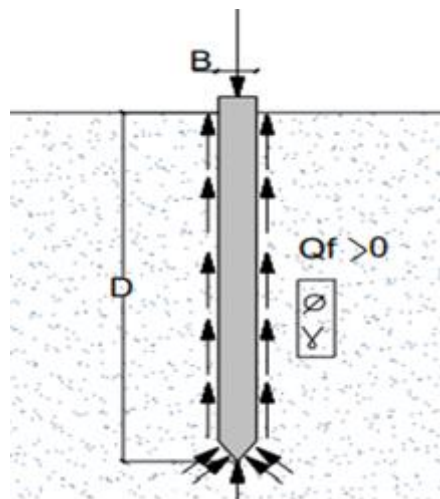


Figure III-2 : Force portante d'un pieu [14]

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont notamment :

- La formule dynamique déduite du résultat de battage,
- Les formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.
- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.



### III.4) MÉTHODES DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEU BATTU

#### III.4.1) Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \left( \frac{M^2 H}{e(M+P)} g \right) \quad (\text{III. 5})$$

$Q_{ad}$  = Charge portante admissible du pieu en N

$H$  = hauteur de chute du mouton

$M$  = masse du mouton en kg  $P$  = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg

$e$  = enfoncement permanent ou refus moyen en m.

$g$  = accélération de la pesanteur en  $m/s^2$

$F$  = coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique. [14]

#### III.4.2) Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \left( \frac{M^2 H}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right)(M+P)} g \right) \quad (\text{III. 6})$$

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu.

Cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique  $e_1$  du pieu exprimé en m. On prend dans ce cas  $F = 4$ . [14]

### III.5) MÉTHODES DE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UN PIEU FORÉ SOUS CHARGE AXIALE

#### III.5.1) Formule statique

III.5.1.1) Expression générale de la force portante  $Q_l$

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques ( $c$  et  $\varphi$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$Q_l = Q_p + Q_f = (q_p \cdot A_p) + (q_f \cdot A_f) \quad (\text{III. 7})$$

$Q_l$  = Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

$q_f$  = Frottement latéral unitaire en kPa.

$A_f$  = Surface latérale du pieu en  $m^2$

$A_p$  = Section droite de la pointe en  $m^2$ . [15]

$q_p$  = Capacité portante (résistance unitaire) du sol sous la pointe en kPa.

### III.5.1.2) Calcul de la pression limite $Q_p$ sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon  $r$ , ancrée à une profondeur  $D$ , l'expression de la capacité portante devient :

Forme carré (section de pieu carré) :

$$q_p = 0,4 \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma + \sum \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,2 C N_c \quad (\text{III. 8})$$

Comme la largeur de la section du pieu est relativement petite alors le terme devient nul.

$\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot D_i \cdot N_q$  : peut remplacer le terme  $(\gamma_i \cdot N_\gamma)$  Dans le cas des plusieurs couches.

Forme circulaire (section de pieu circulaire) :

$$q_p = 0,3 \cdot \gamma_B \cdot N_\gamma + \sum \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 C N_c \quad (\text{III. 9})$$

Cette dernière formule n'est valable que lorsqu'on a atteint l'ancrage critique  $D_e$  c'est-à-dire  $D \geq D_c 2$ , sinon utiliser celle des fondations superficielles.

La force portante verticale est donnée par l'expression :

$$Q_p = A \cdot q_p \quad (\text{III. 10})$$

**Tableau III-2 : Valeurs  $N_q$  et  $N_c$  pour les fondations profondes [14]**

$\phi$	$N_q$	$N_c$
0	1	7
5	1.8	9.6
10	3.4	13.8
15	6.5	20.6
20	13	32
25	26	54
30	57	97
35	134	190
40	355	421

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour le calcul de  $N_q$ ,  $N_c$  et  $D_c$ :

$$D_c = \frac{B}{4} N_{qmax}^{2/3} \quad (\text{III. 11})$$

Pour  $\varphi = 0$ ,  $N_{qmax} = 1$ ,  $N_c = 7$

Pour  $\varphi \neq 0$ ,  $N_{qmax}$ ,  $N_c$  (à tirer du tableau III-2).

Et :

$$N_c = \left( \frac{Nq - 1}{tg\phi} \right) \quad (\text{III. 12})$$

### Sol pulvérulent :

On a pour le sol pulvérulent ( $c=0$ ) donc :

$$q_p = \gamma D \cdot N_\gamma \quad (\text{III. 13})$$

Si le sol est émergé :

$$q_p = \gamma' D \cdot N_\gamma \quad (\text{III. 14})$$

$\gamma$  : Contrainte totale (effective) sous la pointe

$D$  : longueur de pieu

$N_q$ : Variable selon les auteurs

Caquot et Kérisel ont proposés pour le calcul des fondations profondes la valeur donnée par l'expression suivant :

$$N_q = 10^{3.04tg\phi} = e^{7tg\phi} \quad (\text{III. 15})$$

L'expression (III.15) est valable à condition que les lignes de rupture de sol sous la pointe se referme dans la couche d'assise, le point (c) son situe dans cette couche, ce qui suppose un engagement dans cette couche donné par la relation suivante :

$$D_c = \frac{B}{4} N_{qmax}^{2/3} \quad (\text{III. 16})$$

$D_c$  : est dite la hauteur critique

$B$  : le diamètre ou le coté du pieu

$$N_q = 10^{3.04tg\phi} \quad (\text{III. 17})$$

Avec :

$N = 3,7$ , pour le petit diamètre  $\varnothing = 20 \text{ cm}$

$N = 2$ , pour le petit diamètre voisin de  $32 \text{ cm}$

Pour les pieux des diamètres très supérieur à 32 cm on adoptera pour les coefficients des fondations superficielles. [15]

#### Sol cohérent :

Le calcul se fait à court terme  $\varphi = 0, c = c_u$

$$q_p = q \left( \sum \gamma \cdot D \right) \cdot N_q + CN_c \quad (\text{III. 18})$$

$N_c$  : Souvent pris égale à 9

$N_q$  : Sol cohérent. [15]

#### III.5.1.3) Calcul du frottement latéral $Q_f$

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur  $(D - D_c)$ , le frottement latéral et comprendra l'action du sol comme un milieu à la fois frottant et cohérent. [15]

##### III.5.1.3.1) Milieu pulvérulent :

En s'enfonçant dans le sol, le pieu refoule le terrain on engendrant dans le massif une réaction du buté inclinée d'un angle  $(\delta)$  avec l'horizontal tel que :

$$q_f = \gamma Z \cdot k_p \cdot \sin \delta \quad (\text{III. 19})$$

$K_p$ : Coefficient de butée correspondant à un écran vertical, un terrain plein horizontal et une oblique  $(\delta)$ .

Selon la formule on voit que le frottement unitaire est proportionnel à la profondeur. Si l'on désigne ces forces élémentaires tout le long de la surface du pieu, on trouve finalement :

$$Q_f = k_p \cdot \sin \delta \cdot \gamma \cdot \frac{D^2}{2} \cdot P \quad (\text{III. 20})$$

$P$  : Le périmètre de la section droite du pieu. On peut d'ailleurs mettre en évidence le frottement unitaire moyen :

$$Q_{f_m} = \frac{Q_f}{P \cdot D} = k_p \cdot \sin \delta \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{III. 21})$$

Si  $\alpha = k_p \cdot \sin \delta$

Donc

$$Q_{f_m} = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{III. 22})$$

$\alpha$  : est donnée par des tableaux en fonction de  $(\varphi)$ .

**Tableau III-3** : Valeurs de  $\alpha$  en fonction de  $\varphi$  [15]

$\varphi(^{\circ})$	$\alpha$ pour $\delta = -\varphi$	$\alpha$ pour $\delta = (2/3)\varphi$
10	0.285	0.186
15	0.567	0.364
20	1.03	0.641
25	1.81	1.1
30	3.21	1.88
35	5.85	3.27
40	11.3	5.9
45	23.7	11.4

#### Milieu à la fois cohérent et frottant :

Il faut dans ce cas ajouter au frottement unitaire calculé précédemment ( $\alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2}$ ) un terme de cohésion.

La composante tangentielle due à la cohésion a pour expression :

$$Q_f = k_p (\cot \varphi) \cdot \sin \delta \cdot C \quad (\text{III. 23})$$

Si :  $\beta = k_p (\cot \varphi) \cdot \sin \delta$  donc le frottement unitaire s'écrit :

$$q_f = \beta \cdot C \quad (\text{III. 24})$$

Pour :  $\delta = -\varphi$  on a :

$$k_p = \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{2tg\varphi(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \quad (\text{III. 25})$$

Et

$$\beta = (1 + \sin \varphi) e^{2tg\varphi(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \quad (\text{III. 26})$$

Dans un terrain à la fois cohérent et frottant, on peut prendre en compte le long de pieu un frottement unitaire moyen de la forme :

$$Q_f = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + \beta \cdot C \quad (\text{III. 27})$$

Tableau III-4 : Valeurs de  $\beta$  en fonctions du type de pieu [14]

TYPE DE PIEU	NATURE DU PIEU	$\beta$
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fut en béton	0.6
	Fut en métal	0.5
Pieux forés	Fut en béton	0.7
	Fut en métal	0.5
Pieux battus	Fut en béton	0.7
	Fut en métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

$\alpha, \beta$  : Des coefficients dépend de  $(\varphi, \delta)$ , lorsque  $\varphi = 0$  cette formule simplifier radicalement puisque  $\alpha = 0, \beta = 1$  l'expérience montre que cette formule est assez optimiste et que les argiles sans frottement le coefficient ( $\beta$ ) peut être inférieur à 1.

Caquot et Kérisel proposent la relation expérimentale :

$$q_f = c_u \cdot \frac{1 + Cu^2}{1 + 7Cu^2} \quad (\text{III. 28})$$

$C_u$  : Cohésion apparente exprimée en bars. [15]

### III.6) L'ESSAI AU PRESSIOMETRE

L'essai au pressiomètre est un essai de chargement de sol en place qui consiste à dilater une sonde cylindrique mise en place dans le terrain par battage au dans un forage. L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation d'où. L'on déduit les paramètres pressiometriques suivantes : pression limite ( $P_l$ ) et module pressiometrique (E). [3]

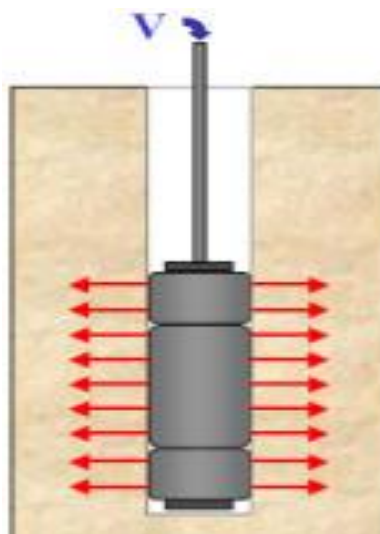


Figure III-3 : Sonde cylindrique dilatée sur le forage [G]

### III.6.1) Calcul du terme de pointe $q_p$

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite  $P_{le}$  de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$q_p = k(p_{le} - p_0) + q_0 \quad (\text{III. 29})$$

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

$$q_p = k \cdot p_{le} \quad (\text{III. 30})$$

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot p_{l3}} \quad (\text{III. 31})$$

$p_l$  : Pression limite mesurée

$p_{le}$  : Pression limite nette

Les trois valeurs  $p_{l1}$ ,  $p_{l2}$  et  $p_{l3}$  représentent les pressions limites  $P_l$  mesurées un mètre au-dessus de la pointe, au niveau de cette pointe et un mètre au-dessous. Pour une couche uniforme :

$$p_{l1} = p_{l2} = p_{l3} = p_{le}$$

**Le facteur  $k$**  est appelé facteur de portance et donné sous forme d'abaques en. Il est fonction de la catégorie du sol, de la nature du pieu et de la hauteur d'encastrement relatif du pieu définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^D Pl(Z) dz = \frac{1}{P_{le}} \sum Pl_i \cdot h_i \quad (\text{III. 32})$$

Avec  $D$ , la profondeur totale d'ancrage du pieu et  $h_i$  l'épaisseur de la couche rencontrée. La charge totale mobilisable par effort de pointe est donnée par (III.30) où  $A$  est l'aire de la section droite du pieu [15].

### III.6.2) Calcul du frottement latéral $q_f$

Le frottement latéral unitaire  $q_f$  est obtenu directement sous forme d'abaques à partir de la pression limite  $Pl$  mesurée au pressiomètre et du type de sol [15].

$$Q_f = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad (\text{III. 33})$$

### III.7) Calcul à partir de l'essai au pénétromètre

Un Sandage au pénétromètre statique consiste à faire pénétrer dans le sol Par vérinage à vitesse constante une pointe conique portée Par un train de tiges et à mesurer de manière continue ou à intervalles déterminés la résistance à la pénétration du cône ( $q_f$ ). Cette résistance est obtenue en divisant la force exercée sur le cône  $Q$  (à l'effort de pointe) par la surface Au-delà plus grande section droite de la pointe [3] :

$$q_c = Q_c / A_c \quad (\text{III. 34})$$

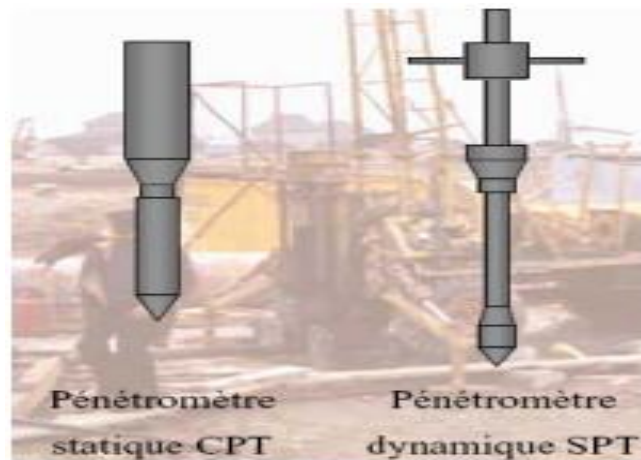


Figure III-4 : Sonde pénétrométrique dans le sol par vérin [G]

### III.7.1) Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe  $q_p$  du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donné par [14] :

$$Q_p = A \cdot q_p \quad (\text{III. 35})$$

Avec :

$A$  : Aire de la section droite de la pointe du pieu

$q_p$  : Contrainte limite donnée par la relation :

### III.7.2) Calcul du frottement latéral $q_f$

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine :

$$q_f = q_c / \alpha \quad (\text{III. 36})$$

Avec :

$\alpha = 100$  Pour les sables denses

$\alpha = 75$  Pour les sables lâches

$\alpha = 60$  Pour les sols intermédiaires

$\alpha = 50$  Pour les argiles.

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient  $\alpha$ .



L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule : [14]

$$Q_f = \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad (\text{III. 37})$$

### III.8) CHARGE ADMISSIBLE NETTE $Q_{ad}$ D'UN PIEU FORÉ

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Selon les recommandations des règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

**Etat-limite ultime :**

$$Q_{ad} = \frac{Q'_p}{2} + \frac{3}{4} \cdot Q_f \quad (\text{III. 38})$$

**Etat-limite de service :**

$$Q_{ad} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (\text{III. 39})$$

$Q'_p$ : Force portante nette à la pointe du pieu.

Dans les sables, la force portante brute  $Q_p$  est pratiquement la même que la force portante nette  $Q'_p$ .

$Q_f$ : Force de frottement mobilisable par le pieu. [15]

### III.9) COMPORTEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX

Dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe, ce qui induit une baisse de la capacité portante de chaque pieu du groupe se trouve donc diminuée. Raison pour laquelle a été introduite la notion de coefficient d'efficacité, noté  $f$  qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu. Nous proposons la formule de «Los Angeles» qui s'écrit :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1)(n-1)] \quad (\text{III. 40})$$

Avec :

$n$  : Nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

$m$  : Nombre de pieux par rangée

$B$  : Dimension du pieu ou diamètre

$L$  : Entraxe des pieux d'une même rangée

$f$  : Coefficient d'efficacité.

La charge portante limite  $Q_l$ , d'un pieu du groupe sera donnée par :

$$Q_r = f \cdot Q_l \quad (\text{III. 41})$$

La charge portante limite  $Q_l$ , du groupe de pieux est donnée par :

$$Q_r = N \cdot f \cdot Q_l \quad (\text{III. 42})$$

$N$  : étant le nombre de pieux du groupe. [15]

### III.10) CONCLUSION DU TROISIÈME CHAPITRE

*L'étude des fondations nécessite une connaissance parfaite de deux points principaux : l'évaluation de la capacité portante du sol, obtenue grâce à l'étude géotechnique préalable du site de la construction et les charges ramenées par les éléments verticaux (poteaux, voiles, noyaux centrales, etc.), obtenues grâce à la modélisation de la structure. Le second aspect du problème est intimement lié au premier. Concernant la charge admissible du sol pour les fondations superficielles elle résulte soit à partir du poinçonnement du sol soit à partir du critère tassement qui doit être admissible. Le national DTR BC 2.33.1 recommande un coefficient de sécurité pour la portance du sol égal à au moins 3. Concernant la détermination de la charge limite, les deux règlements utilisent les mêmes types d'essais à savoir : essais en laboratoire, Essais préssiométriques, Essais pénétrométriques (statique, dynamique, Standard Pénétration Test SPT). Cependant les coefficients et les expressions peuvent différer. Concernant les semelles profondes sur pieux, les règlements étudiés proposent les mêmes essais géotechniques pour la détermination de l'effet de pointe et de l'effet frottement latéral. Cependant et selon la bibliographie des écarts sont constatés dans les résultats en fonction de la méthode utilisée. Enfin et pour conclure en Algérie les pieux flottants sont strictement interdits en zones sismiques.*

---

## **CHAPITRE IV**

---

## Chapitre IV. *Dimensionnement des fondations superficielles et profondes*

Ce chapitre expose les principes de dimensionnement des semelles isolées sous poteaux et des semelles profondes sur deux et trois pieux conformément aux documents techniques réglementaires nationaux 2.33.1 et 2.33.2 et les Eurocodes.

### Plan du chapitre IV

1. *Conception des semelles isolées selon le DTR 2.33.1*
2. *Conception des semelles isolées selon les Eurocodes*
3. *Conception des semelles sur deux et trois pieux selon le DTR 2.33.2*
4. *Conception des semelles sur deux et trois pieux selon les Eurocodes*
5. *Applications numériques.*
6. *Conclusions.*

**CHAPITRE IV*****DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS  
SUPERFICIELLES ET PROFONDES******IV.1) INTRODUCTION***

Ce quatrième chapitre traite du dimensionnement des éléments des fondations et il a été divisé en trois parties :

1. Partie A → Principe de dimensionnement des semelles isolées sous poteaux ;
2. Partie B → Principe de dimensionnement des semelles sur deux et trois pieux ;
3. Partie C → Principe de dimensionnement des pieux en béton armé.

Une application numérique détaillée accompagnera chaque partie.

**PARTIE A : FONDATIONS SUPERFICIELLES*****IV.2) CONCEPTION DES FONDATIONS ISOLÉES SELON LE DTR B.C******2.33.1******IV.2.1) Notations utilisées***

- $a$  ;  $b$  : dimensions du poteau ;
- $a' \times b'$  : dimensions de la semelle ;
- $N_u$  : effort ramené par le poteau à l'état-limite ultime ;
- $\sigma_{sol}$  : capacité portante du sol d'assise ;
- $c$  : enrobage des aciers.

***IV.2.2) Principe de dimensionnement des semelles isolées***

Les dimensions des fondations superficielles sont déterminées en fonction des quatre conditions suivantes :

1. Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous la semelle.
2. Non poinçonnement de la semelle
3. Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
4. Bon enrobage des armatures.

Par ailleurs on cherchera toujours à réaliser une semelle sensiblement homothétique de celle du poteau. Dans le cas d'un poteau rectangulaire, la semelle sera parallélépipédique ou en tronc de

pyramide. Sa surface de base sera déterminée par la condition de portance du sol sous sollicitations non pondérées et en tenant compte du poids de la semelle.

#### IV.2.2.1) Détermination de la section

$$\frac{N_u + 1,35 \text{ Poids de la semelle}}{\text{sectionsemelle}} \leq \text{portance du sol} \quad (\text{IV.1})$$

Soit :

$$\frac{N_u + 1,35 \text{ Poids de la semelle}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{IV.2})$$

Dans un premier temps on pourra négliger le poids de la semelle et l'équation précédente devient :

$$a' \times b' \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}}} \quad (\text{IV.3})$$

Par ailleurs :

$$\frac{a'}{a} = \frac{b'}{b} \quad (\text{IV.4})$$

#### IV.2.2.2) Détermination de la hauteur

La hauteur de la semelle est déduite de la condition de rigidité qui s'écrit:

$$h \geq \text{Max} \left\{ \left( \frac{a' - a}{4} + c \right) ; \left( \frac{b' - b}{4} + c \right) \right\} \quad (\text{IV.5})$$

La vérification de cette condition implique que la présence d'armatures transversales est inutile.

Pour les sections trapézoïdales, on doit s'assurer que la hauteur minimale du patin doit être suffisante pour que l'opération de bétonnage puisse se faire correctement et que les crochets d'ancrages d'extrémités des armatures soient convenablement enrobés. Pour répondre à ces deux exigences, on prend généralement une hauteur de patin égale à :

Pour les barres sans crochets :

$$h > \max(15 \text{ cm} ; 6 \phi + 6 \text{ cm}) \quad (\text{IV.6})$$

Pour les barres avec crochets :

$$h > \max(15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}) \quad (\text{IV.7})$$

$\phi$  Étant le diamètre des armatures exprimé en cm.

### IV.3) CONCEPTION DES FONDATIONS ISOLEES SELON LES EUROCODES

#### IV.3.1) Notations

- $a$  ;  $b$  : dimensions du poteau ;
- $a_F \times b_F$  : dimensions de la semelle ;
- $N_{Rd}$  : effort ramené par le poteau à l'état-limite ultime ;
- $\sigma_{Rd}$  : portance du sol ;
- $c_{nom}$  : enrobage des aciers.

#### IV.3.2) Principe de dimensionnement des semelles isolées

Les fondations en béton doivent être dimensionnées conformément à l'ENV 1997-1. D'une manière générale, les Eurocodes se basent sur les mêmes principes cités précédemment.

##### IV.3.2.1) Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire

Les méthodes les plus simples et les plus rapides pour traiter ce cas sont basées sur le concept des bielles. En toute rigueur, la méthode n'est applicable qu'au cas où la section de base de la semelle et celle du poteau sont homothétiques. Cependant il est admis que la méthode reste lorsque cette condition n'est pas remplie, sous réserve que les débords soient sensiblement égaux ( $a_o \approx b_o$ ).

##### IV.3.2.2) Choix des dimensions

Les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle, puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements

##### IV.3.2.3) Surface

Les dimensions  $a_F$  et  $b_F$  en plan de la semelle (Fig. IV-1), doivent être telles que :

$$a_F \times b_F \geq \left( \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{\sigma_{Rd}} \right) \quad (\text{IV. 8})$$

$N_{Ed}$  : Désigne la résultante des forces verticales à l'état-limite ultime à la base du poteau ; le poids propre de la semelle.

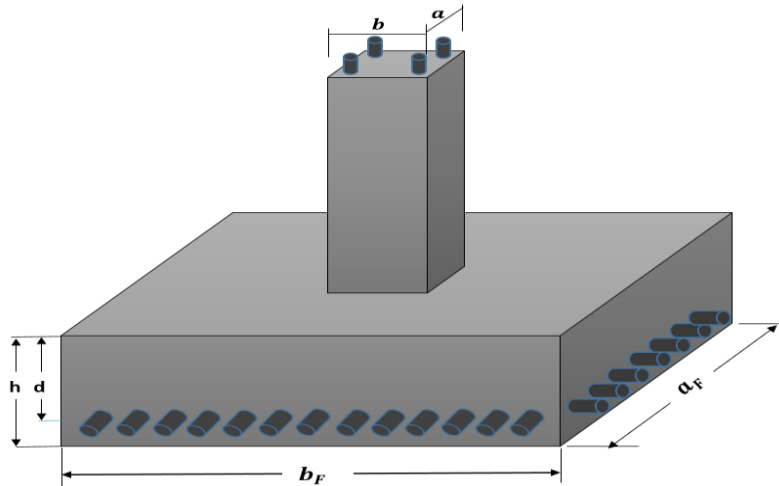


Figure IV-1 : Semelle carrée ou rectangulaire

#### IV.3.2.4) Hauteur semelle

Semelles isolées carrées ou rectangulaires : les conditions à respecter sont les suivantes :

Les deux conditions à respecter sont les suivantes

$$\frac{b_F - b}{4} \leq d \leq b_F - b \quad (\text{IV. 9})$$

$$\frac{a_F - b}{4} \leq d \leq a_F - b \quad (\text{IV. 10})$$

$d$  : Hauteur utile moyenne des deux plans d'armatures.

#### IV.3.2.5) Autres dispositions à respecter

L'épaisseur de la semelle est au moins égale à 6 cm plus 6 fois le diamètre des barres du sous-tendeur.

$$\text{Epaisseur semelle} \geq 6 \text{ cm} + 6\phi \quad (\text{IV. 11})$$

### IV.4) EXEMPLE NUMERIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES ISOLEES SELON LES DEUX CODES

#### IV.4.1) Dimensionnement d'une semelle isolée selon le DTR B.C 2.33.1

On désire dimensionner une semelle supportant un poteau rectangulaire (30.40) cm<sup>2</sup> et subissant un effort normal de compression de :

A l'état-limite ultime :  $N_u = 1.10^6 \text{ N}$

Données :

Portance du sol :  $\sigma_{sol} = 0,40 \text{ MPa}$

Enrobage des aciers = 5cm



Le dimensionnement de la semelle se fera sous non charges pondérées. Soient  $(A, B)$  respectivement la longueur et la largeur de la semelle. On doit s'assurer que sous le chargement donné, la contrainte sous semelle sera supportable par le sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{\text{Effort normal à l'ELU} + 1,35 \text{ Poids de la semelle}}{\text{Section semelle}} \leq \text{Portance du sol}$$

$$\frac{N_s + \text{Poids de la semelle}}{a' \times b'} \leq 0,4 \text{ MPa}$$

Par ailleurs et afin d'assurer un bon fonctionnement des bielles, on doit par ailleurs respecter la condition suivante :

$$\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} \rightarrow a' = \left(\frac{a}{b}\right) b' = 0,75b'$$

Le poids de la semelle étant inconnu, il sera estimé dans un premier temps à 5 % de l'effort normal ramené par le poteau, soit :

$$\text{Poids de la semelle} = 0,05N_u = 0,05 \times 1000000 = 50000 \text{ N}$$

$$\frac{N_u + \text{Poids semelle}}{a' \times b'} = \frac{1000000 + 05000}{0,75b'^2} \leq \sigma_{sol} = 0,4 \text{ MPa}$$

D'où :

$$b' \geq \sqrt{\frac{1000000 + 50000}{0,75 \times 0,4}} = 1870 \text{ mm}$$

On choisira une longueur semelle de 200 cm, et la largeur de la semelle se déduira de l'expression :

$$a' = 0,75b' = 0,75 \times 200 = 150 \text{ cm}$$

La hauteur  $h$  de la semelle sera déduite à partir de la condition de rigidité qui s'écrit pour une semelle rectangulaire sous la forme :

$$h \geq \text{Max} \left\{ \frac{a' - a}{4} ; \frac{b' - b}{4} \right\} + c = \text{Max} \left\{ \frac{150 - 30}{4} ; \frac{200 - 40}{4} \right\} + 5 = 45 \text{ cm}$$

Soit  $h = 45 \text{ cm}$ .

Calculons maintenant le poids réel de la semelle :

$$\text{Poids semelle} = 1,5 \times 2 \times 0,45 \times 2,5 = 3,375 \text{ t}$$

Vérifions la contrainte sous semelle :

$$\frac{1000000 + 1,35 \times 33750}{1500 \times 2000} = 0,348 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le sol est vérifiée, on conservera donc les dimensions de la semelle :

$$A = 150 \text{ cm} ; B = 200 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}.$$

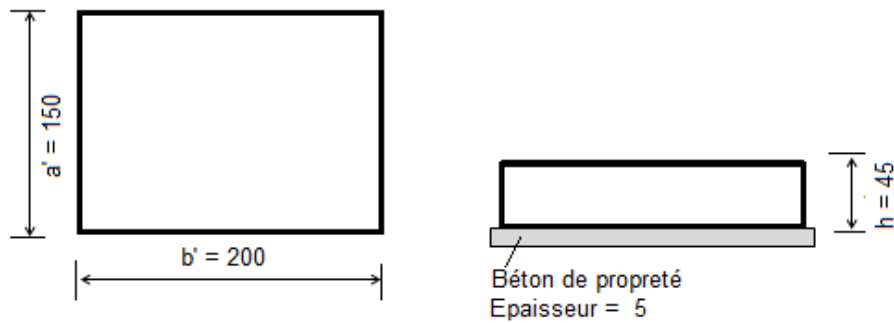


Figure IV-2 : Vue en plan et coupe de la semelle.

#### IV.4.2) Dimensionnement de la semelle selon les Eurocodes

On désire dimensionner une semelle supportant un poteau rectangulaire (30.40) cm<sup>2</sup> et subissant un effort normal de compression de :

A l'état-limite ultime :  $N_u = 1.10^6 \text{ N}$

**Données :**

Portance du sol :  $\sigma_{Rd} = 0,40 \text{ MPa}$

Enrobage des aciers :  $c_{nom} = 5 \text{ cm}$

Le dimensionnement de la semelle se fera sous charges pondérées. Soient ( $a_F$ ;  $b_F$ ) respectivement la longueur et la largeur de la semelle. On doit s'assurer que sous le chargement donné, la contrainte sous semelle sera supportable par le sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{\text{Effort normal à l'ELU} + 1,35 \text{ Poids semelle}}{\text{Section semelle}} \leq \sigma_{Rd} = 0,4 \text{ MPa}$$

Par ailleurs et afin d'assurer un bon fonctionnement des bielles, on doit par ailleurs respecter la condition suivante :

$$\frac{a_F}{b_F} = \frac{a}{b} \rightarrow a_F = \left(\frac{a}{b}\right) b_F = 0,75 b_F$$

On négligera dans un premier temps le poids de la semelle, soit :

$$\frac{N_u}{a_F \times b_F} = \frac{1000000}{0,75 b_F^2} \leq 0,4 \text{ MPa}$$

D'où :

$$b_F \geq \sqrt{\frac{1000000}{0,75 \times 0,4}} = 1826 \text{ mm}$$

On choisira une longueur semelle de 200 cm, et la largeur de la semelle se déduira de l'expression :

$$a_F = 0,75ab_F = 0,75 \times 200 = 150 \text{ cm}$$

La hauteur  $h$  de la semelle sera déduite à partir de la condition de rigidité qui s'écrit pour une semelle rectangulaire sous la forme :

$$h \geq \text{Max} \left\{ \frac{a_F - a}{4} ; \frac{b_F - b}{4} \right\} + c = \text{Max} \left\{ \frac{150 - 30}{4} ; \frac{200 - 40}{4} \right\} + 5 = 45 \text{ cm}$$

Soit une hauteur semelle de 45 cm.

Poids de la semelle :

$$\text{Poids semelle} = 1,5 \times 2 \times 0,45 \times 2,2 = 2,97 \text{ t}$$

Vérifions la contrainte sous semelle :

$$\frac{1000000 + 1,35 \times 29700}{1500 \times 2000} = 0,347 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le sol est vérifiée, on conservera donc les dimensions de la semelle :

$A = 150 \text{ cm}$  ;  $B = 200 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ .

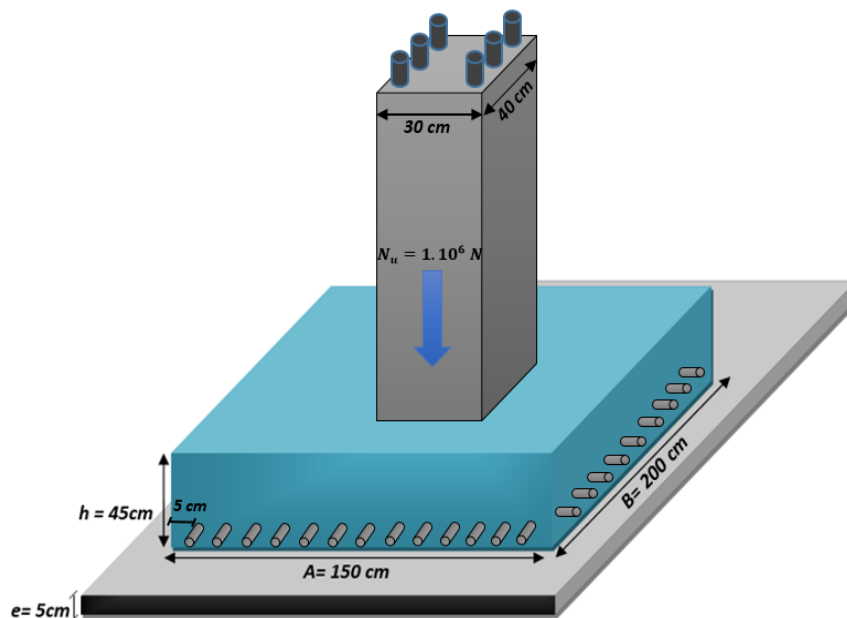


Figure IV- 3 : Vue en 3D la semelle de.

Afin d'apprécier la différence entre les deux codes de calcul, nous avons calculé les volumes des semelles, qui correspondent à la consommation en béton, et les résultats obtenus ont été directement reportés sur le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Volume semelle selon les deux codes de calcul

CODE	VOLUME SEMELLE ( $m^3$ )
DTR BC.2.33.1	1,35
Eurocode	1,35

Le sol ne présentant aucune agressivité, le béton de propreté aura une hauteur de 5 cm.

#### **Conclusion**

Concernant le dimensionnement des semelles isolées, les deux codes de calcul utilisent la même démarche et principe, les résultats obtenus sur le dimensionnement seront identiques.

## **PARTIE B : FONDATIONS PROFONDES**

### **IV.5) DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SUR PIEUX SELON LE FASCICULE N°62**

#### **IV.5.1) Notations**

$N_u$  = Charge ultime transmise aux pieux par le poteau,

$N_s$  = charge de service transmise aux pieux par le poteau,

$(a, b)$  = dimensions du poteau,

$e$  = entraxe des pieux,

$D$  = diamètre des pieux,

$B$  = largeur semelle,

$A$  = Longueur semelle,

$H$  = hauteur de la semelle,

$d$  = hauteur utile de la semelle

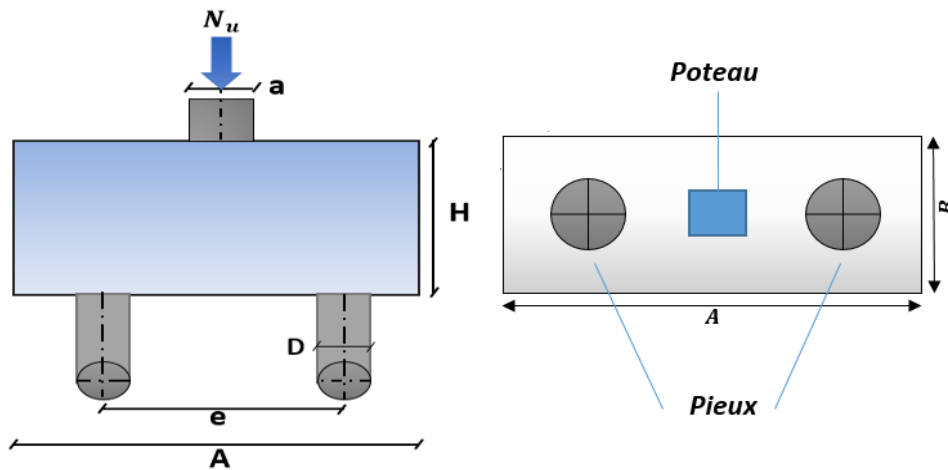


Figure IV- 4 : Semelle de fondations sur deux pieux

#### IV.5.2) Dimensionnement de la semelle de fondation sur deux pieux

Les semelles de fondations sur deux pieux sont dimensionnées à partir des cinq critères suivants :

- 1) Condition sur l'entraxe  $e$  des pieux :

$$e \geq 3D \quad \text{(IV. 12)}$$

- 2) Condition sur la largeur de la semelle :

$$B \geq D + (2 \times \text{débord}) = D + (2 \times 15 \text{ cm}) \quad \text{(IV. 13)}$$

- 3) Condition sur la longueur de la semelle :

$$A \geq 4D + (2 \times \text{débord}) = 4D + (2 \times 15 \text{ cm}) \quad \text{(IV. 14)}$$

- 4) Condition sur la hauteur de la semelle :

$$\left[ \begin{array}{l} H \geq \frac{e}{2} \\ d \geq H - 0,05 \end{array} \right] \quad \text{(IV. 15)}$$

- 5) Condition sur le débord du côté de la longueur de la semelle :

$$\geq 15 \text{ cm} \quad \text{(IV. 16)}$$

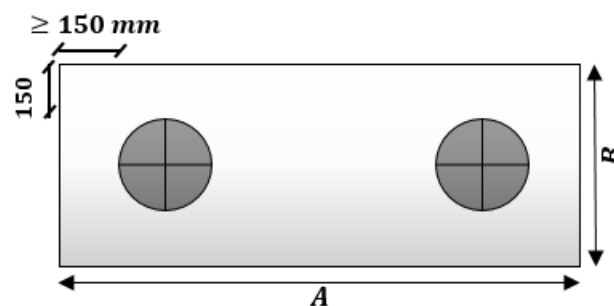


Figure IV- 5 : Vue en plan de la semelle deux pieux

## IV.6) DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SUR PIEUX SELON L'EUROCODE 2

### IV.6.1) Notations

$N_{Ed}$  = Charge ultime transmise aux pieux par le poteau,

$N_s$  = charge de service transmise aux pieux par le poteau,

$(a, b)$  = dimensions du poteau,

$l_t$  = entraxe des pieux,

$\emptyset$  = diamètre des pieux,

$a_d$  = largeur semelle,

$A$  = Longueur semelle,

$h$  = hauteur de la semelle,

$d$  = hauteur utile de la semelle

$f_{ck}$  = résistance caractéristique en compression du béton sur cylindre

$f_{ctk}$  = résistance caractéristique en traction

$f_{ctk,0,05}$  = résistance caractéristique en traction correspondante à un fractile de 5 %.

### IV.6.2) Semelle sur deux pieux

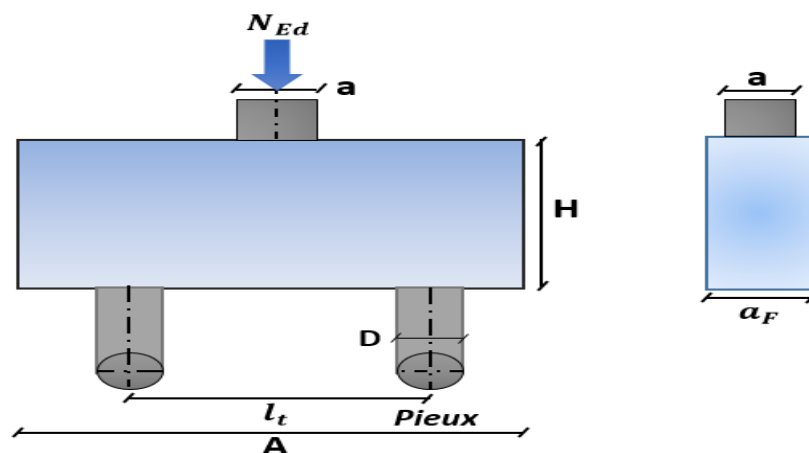


Figure IV- 6 : Semelle de fondations sur deux pieux

#### IV.6.2.1) Dimensionnement de la semelle de fondation sur deux pieux

Les semelles de fondations sur 2 pieux sont dimensionnées à partir des critères suivants :

- 1) Condition sur l'entraxe  $l_t$  des pieux :

$$l_t \geq 3D \quad (\text{IV. 17})$$

- 2) Condition sur la longueur :

$$A \geq l_t + \emptyset + 2\text{débord} \quad (\text{IV. 18})$$

La semelle doit déborder largement du nu extérieur des pieux

3) Condition sur la hauteur de la semelle :

$$0.5(l_t - b) \leq d \leq 0.7(l_t - b) \quad (\text{IV. 19})$$

4) Conditions sur la largeur de la semelle :

$$a_d \geq \varnothing + 3c \quad (\text{IV. 20})$$

$$a_d \geq \frac{N_{Ed}}{3 \cdot d \cdot f_{ctk,0,05}} \quad (\text{IV. 21})$$

Pour des bétons de classes au plus égales à C50/60, âgés d'au moins 28 jours, la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{ctk} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad (\text{IV. 22})$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctk} \quad (\text{IV. 23})$$

## IV.7) EXEMPLE NUMERIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES DEUX CODES

### IV.7.1) DIMENSIONNEMENT d'une semelle sur 2 pieux selon le fascicule N°62

#### EXEMPLE 1

**Données :**

**Section du poteau = (40 × 40)cm<sup>2</sup>**

**Diamètre des pieux = 60cm**

**Enrobage des aciers = 5cm**

#### RESOLUTION

##### *Vérification des dimensions de la semelle*

Condition sur L'enrobage des armatures pieux

**Selon fascicule N°62 ARTICLE [B.4.1.3] :** L'enrobage des armatures est fixé conformément aux règles BAEL., sans être inférieur à 5 cm sur les faces bétonnées à pleine fouille.

Condition sur l'entraxe des pieux :

**Selon le fascicule N°62 article C.2.3, 21 :** On admet que les lois de comportement transversal de n (n > 1) éléments de fondation alignés dans le sens du déplacement n'interfèrent pas si la distance de nu à nu entre ces éléments satisfait la condition suivante :

$$e \geq 3D = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

Soit un entraxe adopté de 180 cm.

Condition sur la largeur de la semelle :

Largeur du bloc qui peut être pris, par la relation suivante :

$$B \geq D + (2 \times \text{débord}) = 60 + (2 \times 15) = 90 \text{ cm}$$

Soit une largeur semelle de 100 cm.

Condition sur la longueur de la semelle :

$$A \geq 4D + (2 \times \text{débord}) = 4 \times 60 + (2 \times 15) = 270 \text{ cm}$$

Soit une longueur semelle adoptée de 270 cm.

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad H = 100 \text{ cm}$$

Les 4 conditions sont vérifiées, on adopte les dimensions de la semelle :

$$A = 270 \text{ cm}, \quad B = 100 \text{ cm}, \quad H = 100 \text{ cm}.$$

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A \cdot B \cdot H = 2,7 \times 0,9 \times 0,9 = 2,187 \text{ m}^3$$

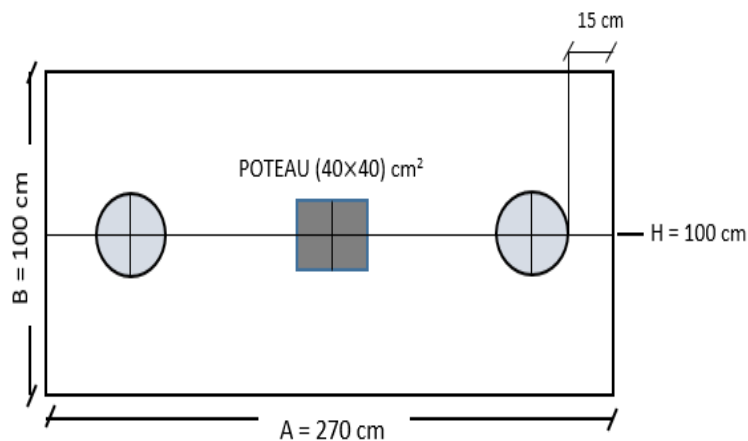


Figure IV- 7 : Dimensions finales de la semelle selon le fascicule

### EXEMPLE 2

**Données :**

**Section du poteau =  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$**

**Diamètre des pieux = 80 cm**

**Enrobage des aciers = 5 cm**

### RESOLUTION

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 80 = 240 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e = 240 \text{ cm}$$

Condition sur la largeur de la semelle :

$$B \geq D + (2 \times \text{débord}) = 80 + (2 \times 20) = 120 \text{ cm}$$

on prendra  $B = 140 \text{ cm}$

Condition sur la longueur de la semelle :

$$A \geq 4D + (2 \times \text{débord}) = 4 \times 80 + (2 \times 20) = 360 \text{ cm}$$

on prendra  $A = 360 \text{ cm}$



Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} = \frac{240}{2} = 120 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad H = 130 \text{ cm}$$

Les 4 conditions sont vérifiées, on adopte les dimensions de la semelle :

$$A = 360 \text{ cm}, \quad B = 140 \text{ cm}, \quad H = 130 \text{ cm}.$$

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A \cdot B \cdot H = 3,5 \times 1,1 \times 1,2 = 4,62 \text{ m}^3$$

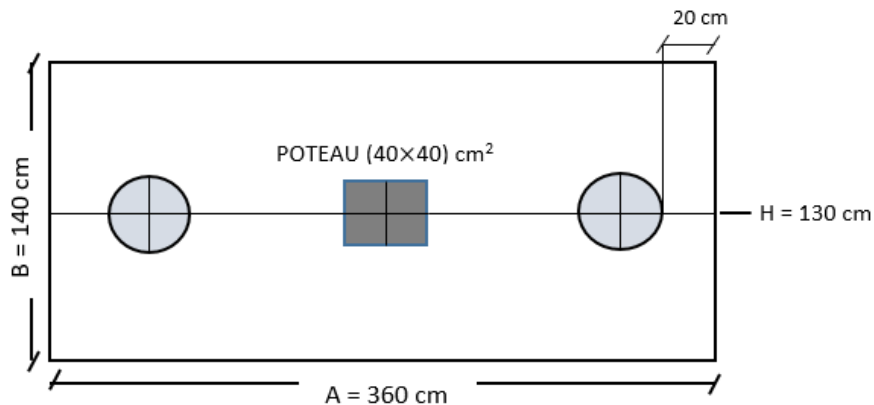


Figure IV- 8 : Dimensions finales de la semelle

### EXEMPLE 3

**Données :**

Section du poteau =  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Diamètre des pieux =  $100 \text{ cm}$

Enrobage des aciers =  $5 \text{ cm}$

### RESOLUTION

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 100 = 300 \text{ cm}$$

Condition sur la largeur de la semelle :

$$B \geq D + (2 \times \text{débord}) = 100 + (2 \times 25) = 150 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } B = 170 \text{ cm}$$

Condition sur la longueur de la semelle :

$$A \geq 4D + (2 \times \text{débord}) = 4 \times 100 + (2 \times 25) = 450 \text{ cm}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ cm} \quad \text{on prend } H = 160 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 160 - 5 = 155 \text{ cm}$$

Les 4 conditions sont vérifiées, on adopte les dimensions de la semelle :

$$A = 450 \text{ cm}, \quad B = 170 \text{ cm}, \quad H = 160 \text{ cm}.$$

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A \cdot B \cdot H = 4,3 \times 1,3 \times 1,5 = 8,385 \text{ m}^3$$

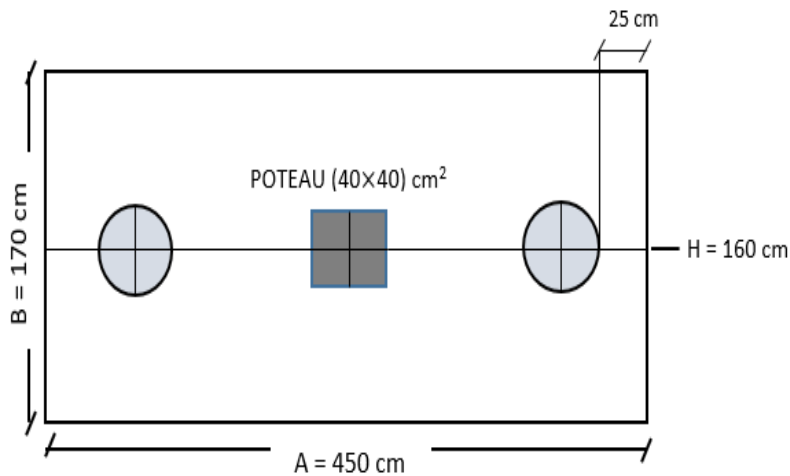


Figure IV-9 : Dimensions finales de la semelle

#### IV.7.2) DIMENSIONNEMENT d'une semelle sur 2 pieux selon l'Eurocode

##### EXEMPLE 1

###### • Données :

**Section du poteau =  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$**

**Diamètre des pieux = 60 cm**

**Enrobage des aciers = 5 cm**

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.65 \text{ MN}$$

##### RESOLUTION

On adopte un débordement de 15 cm.

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$l_t \geq 3D = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de 180 cm

Condition sur la longueur

$$A \geq l_t + \varnothing + 2\text{déb} = 180 + 60 + (2 \times 15) = 270 \text{ cm}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$0.5(l_t - b) \leq d \leq 0.7(l_t - b)$$

$$0.5(180 - 40) = 70 \text{ cm} \leq d \leq 0.7(180 - 40) = 98 \text{ cm}$$

On adopte  $d = 80 \text{ cm}$ .

D'où une hauteur adoptée de :

$$h = d + c = 80 + 5$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

Largeur de la semelle :

$$a_d \geq \varnothing + 3c$$

$$a_d \geq 60 + (3 \times 5)$$

$$a_d = 75 \text{ cm}$$

Le béton est de classes C25/30 la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{ctk} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctk} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,8 \text{ MPa}$$

$$a_d \geq \frac{N_{Ed}}{3 \cdot d \cdot f_{ctk,0,05}}$$

$$a_d \geq \frac{0,65}{3 \cdot 0,80 \cdot 1,8}$$

$$a_d \geq 0,151 \text{ m}$$

On prendra la valeur la plus défavorable, soit

$$A_d = 90 \text{ cm}$$

Les dimensions de la semelle :

Longueur = 270 cm, largeur = 90 cm, Hauteur = 85 cm.

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A \cdot B \cdot H = 2,7 \times 0,9 \times 0,85 = 2,0655 \text{ m}^3$$

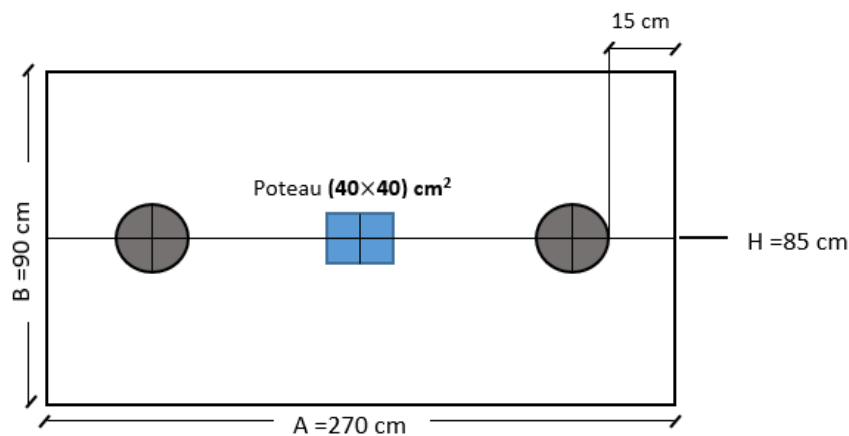


Figure IV-10 : Dimensions finales de la semelle

**EXEMPLE 2**• **Données :****Section du poteau =  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$** **Diamètre des pieux =  $80 \text{ cm}$** **Enrobage des aciers =  $5 \text{ cm}$** 

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.65 \text{ MN}$$

**RESOLUTION****1) Vérification des dimensions de la semelle**

- On adopte un débordement de 20 cm.

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$l_t \geq 3D$$

$$l_t \geq 3 \times 80 = 240 \text{ cm} \rightarrow l_t = 240 \text{ cm}$$

Condition sur la longueur

$$A \geq l_t + \emptyset + 2\text{débord} = 240 + 80 + (2 \times 15) = 350 \text{ cm}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$0.5(l_t - b) \leq d \leq 0.7(l_t - b)$$

$$0.5(240 - 40) = 100 \text{ cm} \leq d \leq 0.7(240 - 40) = 140 \text{ cm}$$

En prendra  $d = 120 \text{ cm}$ 

D'où une hauteur adoptée de :

$$h = d + c = 120 + 5$$

$$h = 125 \text{ cm}$$

Largeur de la semelle :

$$a_d \geq \emptyset + 3c$$

$$a_d \geq 80 + (3 \times 5)$$

$$a_d = 95 \text{ cm}$$

Le béton est de classes C25/30 la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{ctk} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctk} = 0,7 \times 2,56 = 1,8 \text{ MPa}$$

$$a_d \geq \frac{N_{Ed}}{3 \cdot d \cdot f_{ctk,0,05}}$$

$$a_d \geq \frac{0.65}{3 \cdot 1,20 \cdot 1.8}$$

$$a_d \geq 0.100 \text{ m}$$

Soit /  $A_d = 120 \text{ cm}$

Les dimensions de la semelle :

Longueur = 350 cm, largeur = 120 cm, Hauteur = 125 cm.

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A.B.H = 3,5 \times 1,0 \times 1,25 = 4,375 \text{ m}^3$$

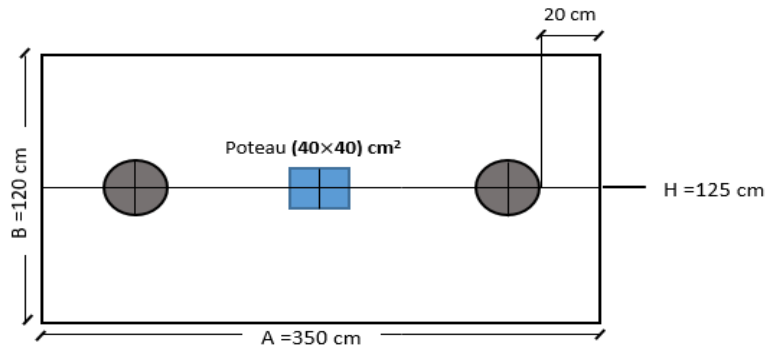


Figure IV- 11 : Dimensions finales de la semelle

### EXEMPLE 3

• **Données :**

Section du poteau =  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Diamètre des pieux = 100 cm

Enrobage des aciers = 5 cm

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.65 \text{ MN}$$

### RESOLUTION

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$l_t \geq 3D = 3 \times 100 = 300 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de 300 cm

Condition sur la longueur

$$A \geq l_t + \varnothing + 2\text{débord} = A \geq 300 + 100 + (2 \times 15) = 430 \text{ cm}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$0.5(l_t - b) \leq d \leq 0.7(l_t - b)$$

$$0.5(300 - 40) = 130 \text{ cm} \leq d \leq 0.7(300 - 40) = 182 \text{ cm}$$

En prend  $d = 150 \text{ cm}$

D'où une hauteur adoptée de :

$$h = d + c = 150 + 5$$

$$h = 155 \text{ cm}$$

Largeur de la semelle :

$$a_d \geq \phi + 3c$$

$$a_d \geq 100 + (3 \times 5)$$

$$a_d = 115 \text{ cm}$$

Le béton est de classes C25/30 la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{ctk} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctk} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,8 \text{ MPa}$$

$$a_d \geq \frac{N_{Ed}}{3 \cdot d \cdot f_{ctk,0,05}}$$

$$a_d \geq \frac{0,65}{3 \cdot 1,55 \cdot 1,8}$$

$$a_d \geq 0,080 \text{ m}$$

On prendra la valeur la plus défavorable, soit

$$A_d = 140 \text{ cm}$$

Les dimensions de la semelle :

Longueur = 430 cm, largeur = 140 cm, Hauteur = 155 cm.

Ce qui correspond à un volume de semelle de :

$$V = A \cdot B \cdot H = 4,3 \times 1,2 \times 1,55 = 7,998 \text{ m}^3$$

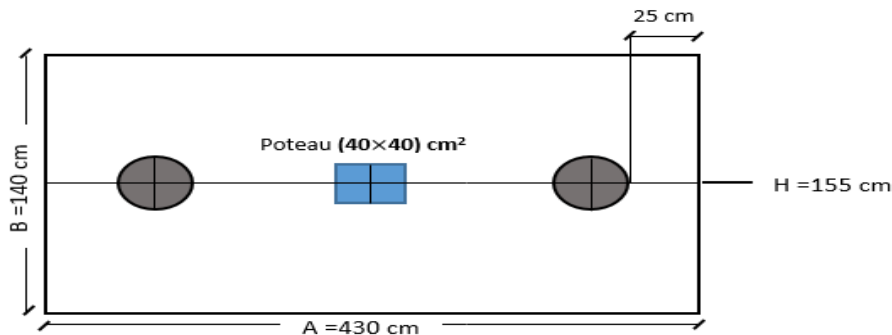


Figure IV- 12 : Dimensions finales de la semelle

Afin de comparer les deux codes, nous avons synthétisé sur le tableau suivant, les notes de calcul précédentes

Tableau IV-2 : Comparaison des valeurs entre les deux règlements pour les semelles sur 2 pieux

Règlement Dimension	Selon le fascicule N°62			Selon L’Eurocode 2		
	60 cm	80 cm	100 cm	60 cm	80 cm	100 cm
Diamètres	60 cm	80 cm	100 cm	60 cm	80 cm	100 cm
A (cm)	270	360	450	270	350	430
B (cm)	100	140	170	100	120	140
H (cm)	100	130	160	100	125	155

On constate que les valeurs ce sont convergent entre eux et Proportionnellement aux diamètres, y a un peu de déférence ça dépend du règlement et l'écart résultants à cause du changement le coefficient de majoration des règlements sont pas les mêmes.

**IV.8) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE SUR TROIS PIEUX SELON LE FASCICULE**

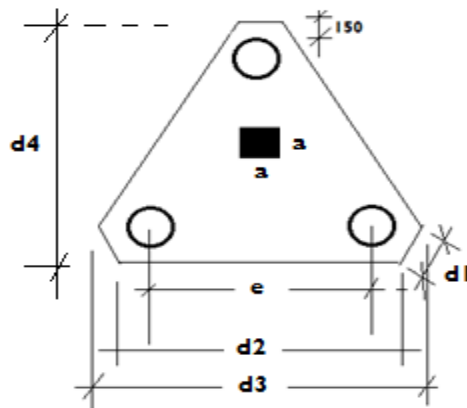


Figure IV- 13 : Vue en plan de la semelle sur 3 pieux

Les semelles de fondations sur trois pieux sont dimensionnées à partir des six critères suivants :

- 1) Condition sur l'entraxe "e" des pieux :

$$e \geq 3D \tag{IV. 24}$$

- 2) Condition sur  $d_1$ :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} \tag{IV. 25}$$

- 3) Condition sur  $d_2$ :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} \tag{IV. 26}$$

- 4) Condition sur  $d_3$ :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \sqrt{3} \tag{IV. 27}$$

- 5) Condition sur  $d_4$ :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) \tag{IV. 28}$$

- 6) condition sur la hauteur de la semelle :

$$\left[ \begin{array}{l} H \geq \frac{e}{2} \\ d \geq H - 0,05 \end{array} \right] \tag{IV. 29}$$

## Dimensionnement de la semelle sur trois selon l'Eurocode

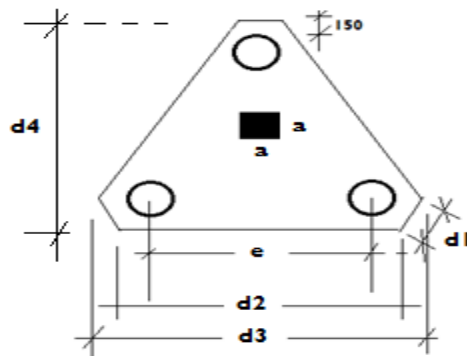


Figure IV- 14 : Vue en plan de la semelle sur 3 pieux

Les semelles de fondations sur trois pieux sont dimensionnées à partir des six critères suivants :

- 1) Condition sur l'entraxe "e" des pieux :

$$e \geq 3D \quad (\text{IV. 30})$$

- 2) Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (\text{IV. 31})$$

- 3) Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (\text{IV. 32})$$

- 4) Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2\sqrt{3} \quad (\text{IV. 33})$$

- 5) Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) \quad (\text{IV. 34})$$

- 6) condition sur la hauteur de la semelle :

$$\left[ \begin{array}{l} H \geq \frac{e}{2} \\ d \geq H - 0,05 \end{array} \right] \quad (\text{IV. 35})$$

Remarque : concernant les semelles sur trois pieux les Eurocodes utilisent les mêmes expressions que le fascicule N°62.



## IV.9) EXEMPLE NUMERIQUE DE DIMENSIONNEMENT DE SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES DEUX CODES

### IV.9.1) DIMENSIONNEMENT d'une semelle sur 3 pieux selon le fascicule N°62

#### EXEMPLE 1

Données :

Section du poteau =  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Diamètre des pieux = 60 cm

Enrobage des aciers = 5 cm

#### RESOLUTION

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

On adoptera : entraxe pieux = 180 cm

Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (0,60 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,52 \text{ m}$$

Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,80 + (0,60 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 2,32 \text{ m}$$

Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \sqrt{3} = 1,80 + (0,60 + 0,30) 2 \sqrt{3} = 4,92 \text{ m}$$

Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 1,80 \frac{\sqrt{3}}{2} + (0,60 + 0,30) = 2,46 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1,5D = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm} \geq 1,5 \times 60 = 90 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

on prendra  $H = 100 \text{ cm}$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (0,6 + 0,30 + \frac{1,8\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (0,6 + 0,30)^2 \right] 1,0 = 2,484 \text{ m}^3$$

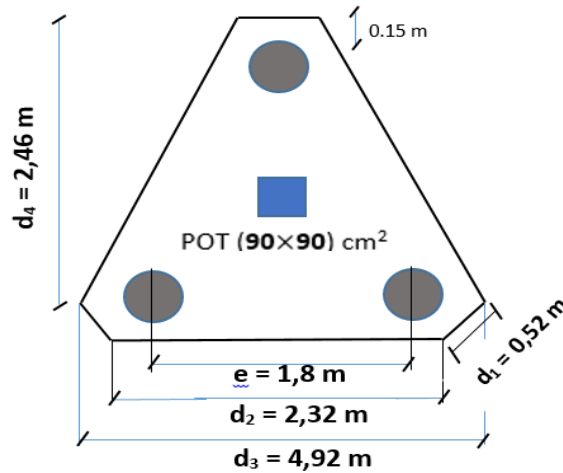


Figure IV- 15 : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux

**EXEMPLE 2**

**Données :**

Section du poteau =  $(90 \times 90) \text{ cm}^2$

Diamètre des pieux =  $80 \text{ cm}$

Enrobage des aciers =  $5 \text{ cm}$

**RESOLUTION**

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 80 = 240 \text{ cm}$$

Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (0,80 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,635 \text{ m}$$

Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 2,40 + (0,80 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,035 \text{ m}$$

Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \sqrt{3} = 2,40 + (0,80 + 0,30) 2 \sqrt{3} = 6,21 \text{ m}$$

Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 2,40 \frac{\sqrt{3}}{2} + (0,80 + 0,30) = 3,18 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1,5D = \frac{240}{2} = 120 \text{ cm} \geq 1,5 \times 80 = 120 \text{ cm} \text{ on prend } H = 120 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 120 - 5 = 115 \text{ cm}$$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (0,8 + 0,30 + \frac{2,4\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (0,8 + 0,30)^2 \right] 1,2 = 8,75 \text{ m}^3$$

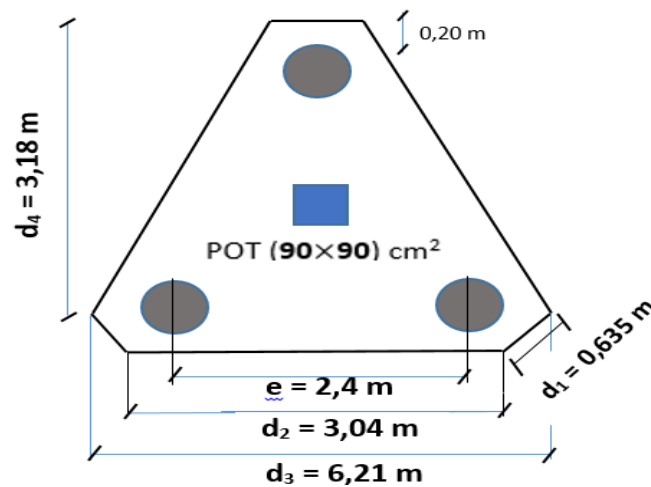


Figure IV- 16 : Dimensions finales de la semelle

**EXEMPLE 3**
**Données :**

 Section du poteau = (90 × 90) cm<sup>2</sup>

Diamètre des pieux = 100 cm

Enrobage des aciers = 5 cm

**RESOLUTION**

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 100 = 300 \text{ cm}$$

 on prendra  $e = 300 \text{ cm}$ 

 Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (1,00 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,75 \text{ m}$$

 Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,00 + (1,00 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,75 \text{ m}$$

 Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,00 + (1,00 + 0,30) 2 \frac{\sqrt{3}}{3} = 6,81 \text{ m}$$

 Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 3,00 \frac{\sqrt{3}}{2} + (1,00 + 0,30) = 3,90 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1.5D = 150 \text{ cm} \geq 1.5 \times 100 = 150 \text{ cm} \quad \text{on prendra } H = 150 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} (1 + 0,30 + \frac{3\sqrt{3}}{3})^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (1 + 0,30)^2 \right] 1,45 = 16,255 \text{ m}^3$$

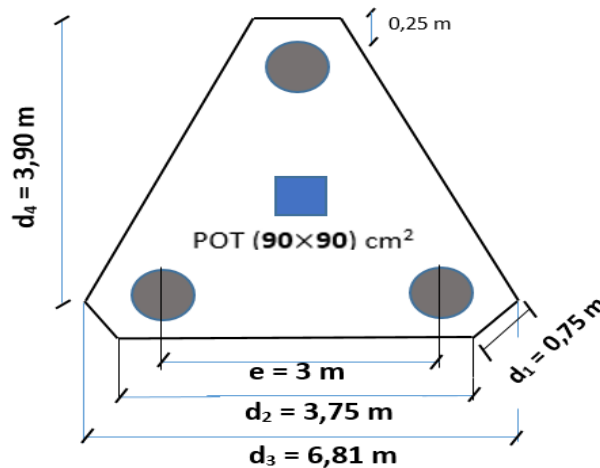


Figure IV- 17 : Dimensions finales de la semelle

#### IV.9.2) DIMENSIONNEMENT d'une semelle sur 3 pieux selon l'Eurocode

##### EXEMPLE 1

- Données :
  - Section du poteau =  $(90 \times 90) \text{ cm}^2$
  - Diamètre des pieux =  $60 \text{ cm}$
  - Enrobage des aciers =  $5 \text{ cm}$

##### RESOLUTION D'EXEMPLE 1

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

on prendra  $e = 180 \text{ cm}$

Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (0,60 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,52 \text{ m}$$

Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,80 + (0,60 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 2,32 \text{ m}$$

Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,80 + (0,60 + 0,30) 2 \frac{\sqrt{3}}{3} = 4,92 \text{ m}$$

Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 1,80 \frac{\sqrt{3}}{2} + (0,60 + 0,30) = 2,46 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1,5D = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm} \geq 1,5 \times 60 = 90 \text{ cm} \quad \text{on prendra } H = 100 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( 0,6 + 0,30 + \frac{1,8\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (0,6 + 0,30)^2 \right] 1,0 = 2,484 \text{ m}^3$$

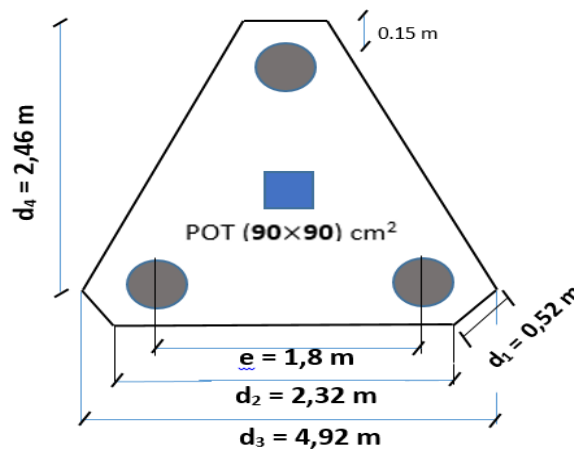


Figure IV- 18 : Dimensions finales de la semelle

**EXEMPLE 2**

- **Données :** Section du poteau = (90 × 90) cm<sup>2</sup>  
 Diamètre des pieux = 80 cm  
 Enrobage des aciers = 5 cm

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 80 = 240 \text{ cm}$$

on prendra  $e = 240 \text{ cm}$

Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (0,80 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,635 \text{ m}$$

Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 2,40 + (0,80 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,035 \text{ m}$$

Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30)2\sqrt{3} = 2,40 + (0,80 + 0,30)2\sqrt{3} = 6,21 \text{ m}$$

Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 2,40 \frac{\sqrt{3}}{2} + (0,80 + 0,30) = 3,18 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1.5D = 120 \text{ cm} \geq 1.5 \times 80 = 120 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 120 - 5 = 115 \text{ cm}$$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( 0,8 + 0,30 + \frac{2,4\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (0,8 + 0,30)^2 \right] 1,2 = 8,75 \text{ m}^3$$

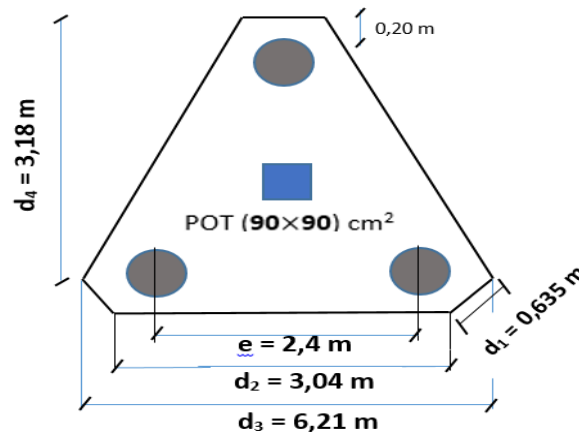


Figure IV- 19 : Dimensions finales de la semelle

**EXEMPLE 3**

- **Données :** Section du poteau =  $(90 \times 90) \text{ cm}^2$   
 Diamètre des pieux = 100 cm  
 Enrobage des aciers = 5 cm

Condition sur l'entraxe des pieux :

$$e \geq 3D = 3 \times 100 = 300 \text{ cm}$$

on prendra  $e = 300 \text{ cm}$

Condition sur  $d_1$  :

$$d_1 = (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = (1,00 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,75 \text{ m}$$

Condition sur  $d_2$  :

$$d_2 = e + (D + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,00 + (1,00 + 0,30) \frac{\sqrt{3}}{3} = 3,75 \text{ m}$$

Condition sur  $d_3$  :

$$d_3 = e + (D + 0,30) 2 \sqrt{3} = 3,00 + (1,00 + 0,30) 2 \sqrt{3} = 6,81 \text{ m}$$

Condition sur  $d_4$  :

$$d_4 = e \frac{\sqrt{3}}{2} + (D + 0,30) = 3,00 \frac{\sqrt{3}}{2} + (1,00 + 0,30) = 3,90 \text{ m}$$

Condition sur la hauteur de la semelle :

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1.5D = 150 \text{ cm} \geq 1.5 \times 100 = 150 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 \text{ cm} \quad d = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$$

Volume béton :

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( D + 0,30 + \frac{e\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,30)^2 \right] H$$

$$V = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( 1 + 0,30 + \frac{3\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (1 + 0,30)^2 \right] 1,45 = 16,255 \text{ m}^3$$

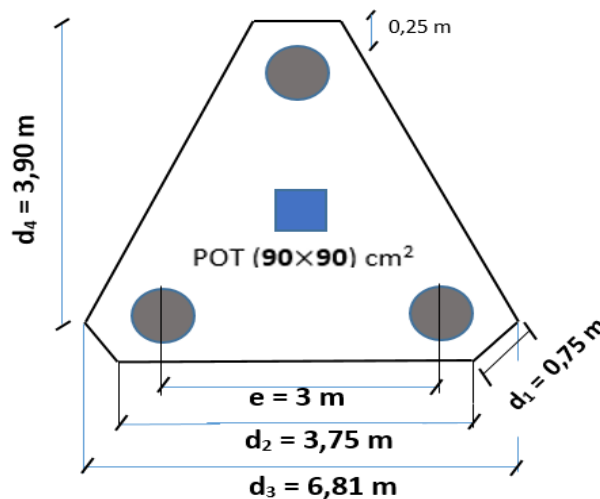


Figure IV-20 : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux

Tableau IV-3 : Volumes des semelles sur trois pieux pour les trois cas étudiés

Volume semelle (en m <sup>3</sup> )			
Code	Exemple 1	Exemple 2	Exemple 3
Fascicule 62	2,48	8,75	16,26
Eurocode 2	2,48	8,75	16,26

On constate que le dimensionnement des semelles sur trois pieux avec les mêmes expressions que ceux du fascicule 62, on aboutit donc aux mêmes valeurs et à la même consommation en béton.

**Conclusions**

Au niveau du dimensionnement des semelles sur pieux, et à travers les résultats obtenus sur les 6 applications numériques établies, on constate des écarts très faibles entre les deux règlements.

## PARTIE C : DIMENSIONNEMENT DU NOMBRE DES PIEUX

### IV.10) INTRODUCTION

Cette partie concernant le choix et la détermination du nombre de pieux, doit obligatoirement se faire en étroite collaboration entre l'entreprise de réalisation et le bureau d'études. En effet la majorité des entreprises utilisent des tubages standardisés. En fonction des diamètres disponibles on procède à une étude géotechnique complète afin de déterminer les deux paramètres suivants :

- 1) Détermination de la charge limite de pointe  $Q_{pu}$
- 2) Détermination de la charge limite par frottement latéral  $Q_{su}$

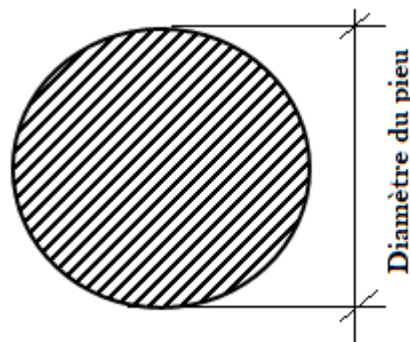


Figure IV-21 : diamètre du pieu.

#### IV.10.1) Portance d'un pieu sous charge axiale ( $Q_{max}$ ) à l'ELU selon le fascicule N°62

Le calcul de  $Q_{pu}$  et  $Q_{su}$  étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison

Selon le fascicule N° 62 titre V : Chapitre V : Calcul de la capacité portante des fondations à partir des essais pressiométriques

ELU fondamentale :

$$Q_{max} = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1,4} \quad (\text{IV. 36})$$



Etat-limite accidentelle :

$$Q_{max} = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1,2} \quad (IV. 37)$$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts normaux en tête de pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{Q_{max}} \quad (IV. 38)$$

**Portance sous charge axiale à l'ELU ( $R_{c,d}$ ) selon l'Eurocode 7**

A l'état-limite ultime la résistance d'un pieu est égale à :

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} \left( \frac{R_b}{\gamma_b} + \frac{R_s}{\gamma_s} \right) \quad (IV. 39)$$

Où :

$\gamma_{R;d1}$  : est un coefficient partiel fonction du type de pieu. Il varie entre 1,15 et 2.

$\gamma_{R;d2}$  : est un coefficient partiel qui vaut 1,1.

$\gamma_b$  Et  $\gamma_s$  sont des coefficients partiels respectivement pour la résistance de pointe  $R_b$  et la résistance par frottement latéral  $R_s$  .

$\gamma_s = \gamma_b = 1,1$  En combinaison fondamentale ;

$\gamma_s = \gamma_b = 1,0$  En combinaison accidentelle.

**IV.10.2) Exemple de calcul de la portance d'un pieu isolé selon les deux codes**

**Exemple numérique :**

**Données :**

**Diamètre du pieu = 100 cm**

**L'étude géotechnique du site sur une profondeur de 23 mètres à donner les résultats suivants :**

**$Q_{pu} = 261,2 t$**

**$Q_{su} = 534,9 t$**

**Charge ramenée par le poteau à l'ELU = 1804 t**

**Charge ramenée par le poteau à l'ELU = 1804 t**

**Fascicule N° 62**

Ce qui donne les taux de portances d'un pieu de :

ELU fondamentale :

$$Q_{max} = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1,4} = \frac{261,2 + 534,9}{1,4} = 568,6 t$$

Etat-limite accidentelle :

$$Q_{max} = \frac{Q_{pu} + Q_{su}}{1,2} = \frac{261,2 + 534,9}{1,2} = 663,4 \text{ t}$$

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{Q_u}$$

Dans le cas traité, le cas le plus défavorable correspond à l'état-limite ultime

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{Q_u} = \frac{1804}{568,4} = 3,17$$

Soit donc une semelle reposant sur quatre pieux.

### Eurocode 7

Le principe de dimensionnement est le même seul change les valeurs de certains paramètres.

Pour un pieu foré à la tarière (classe 2, catégorie 6) selon la classification de l'Eurocode 7

Ce qui donne les taux de portances d'un pieu de :

ELU fondamentale :

A l'état-limite ultime la résistance d'un pieu est égale à :

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} \left( \frac{R_b}{\gamma_b} + \frac{R_s}{\gamma_s} \right);$$

$$\gamma_{R;d1} = 1,15$$

$\gamma_{R;d2}$  : est un coefficient partiel qui vaut 1,1.

$\gamma_b$  Et  $\gamma_s$  sont des coefficients partiels respectivement pour la résistance de pointe  $R_b$  et la résistance par frottement latéral  $R_s$ .

$\gamma_s = \gamma_b = 1,1$  En combinaison fondamentale ;

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} \left( \frac{R_b}{\gamma_b} + \frac{R_s}{\gamma_s} \right) = R_{c,d} = \frac{1}{1,15 \cdot 1,1} \left( \frac{261,2}{1,1} + \frac{534,9}{1,1} \right)$$

$$R_{c,d} = 572,1 \text{ t}$$

Etat-limite accidentelle :

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} \left( \frac{R_b}{\gamma_b} + \frac{R_s}{\gamma_s} \right) = R_{c,d} = \frac{1}{1,15 \cdot 1,1} \left( \frac{261,2}{1} + \frac{534,9}{1} \right) = 629,3 \text{ t}$$

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{Q_u}$$

Là aussi, le cas le plus défavorable correspond à l'état-limite ultime

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{Q_u} = \frac{1804}{572,1} = 3,15$$

Soit comme pour le fascicule N°62, donc une semelle reposant sur quatre pieux.

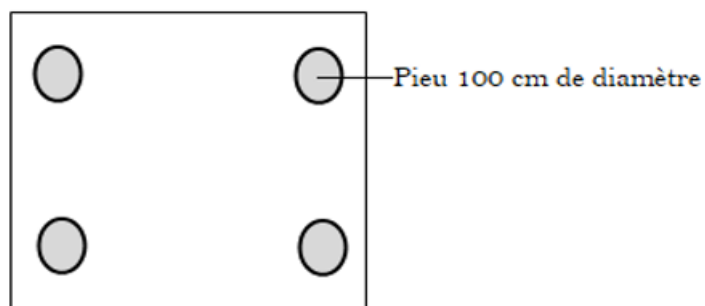


Figure IV-22 : Semelles sur 4 pieux

Tableau IV-4 : Nombre de pieux selon les deux codes.

Code	Diamètre pieu	du	$Q_{max}$	$R_{c,d}$	Nombre de pieux calculés
Fascicule 62	100		568,6 t	572,1 t	4
Eurocode 2	100		663,4 t	629,3 t	4

On peut constater à travers notre application que les deux codes de calcul conduisent à une semelle sur quatre pieux de 100 cm.

#### **IV.11) CONCLUSION DU QUATRIÈME CHAPITRE**

*Concernant le dimensionnement des semelles isolées, les deux codes de calcul utilisent la même démarche et principe, c'est-à-dire que les charges ultimes transmises par les éléments verticaux (poteaux et voiles) ne doivent pas poinçonner le sol d'assise. Les résultats obtenus sur les dimensions à travers les applications numériques entreprises sont identiques, et on peut donc conclure à une similitude parfaite sur ce point. Notons également que les deux codes de calcul tiennent compte du poids de la semelle dans le calcul de la contrainte sous face de la fondation.*

*Concernant le dimensionnement des semelles profondes sur pieux, les deux codes de calcul proposent des expressions analytiques similaires ou l'on constate que les dimensions sont fonction essentiellement des diamètres des pieux utilisés. Les résultats obtenus sur les dimensions à travers les six applications numériques entreprises sont très proches et les écarts observés sont minimes. Il faut cependant noter que les Eurocodes imposent plus de conditions à respecter concernant les bielles.*

*Enfin pour ce qui est du dimensionnement des pieux, le principe global de la portance d'un pieu est repris et la démarche est la même : déterminer la portance d'un pieu isolé (effet de point et frottement latéral) grâce aux essais géotechniques et déterminer le nombre de pieux à placer en fonction de la charge à transmettre et de la portance du pieu.*

---

## **CHAPITRE V**

---

## Chapitre V. *Ferrailage des fondations superficielles et profondes*

*Ce chapitre expose les principes de ferrailage des semelles isolées sous poteaux (par les méthodes des bielles et des consoles) et des semelles profondes sur deux et trois pieux (par la méthode des bielles) conformément aux documents techniques réglementaires nationaux 2.33.1 et 2.33.2. Et les Eurocodes.*

### *Plan du chapitre V*

- 1. Ferrailage des semelles isolées selon le DTR 2.33.1*
- 2. Ferrailage des semelles isolées selon les Eurocodes*
- 3. Ferrailage des semelles sur deux et trois pieux selon le DTR 2.33.2*
- 4. Ferrailage des semelles sur deux et trois pieu selon les Eurocodes*
- 5. Applications numériques.*
- 6. Conclusions.*

**CHAPITRE V****CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLÉES  
ET DES SEMELLES SUR 2 ET 3 PIEUX****V.1) INTRODUCTION**

Ce cinquième et dernier chapitre entame le calcul du ferrailage des fondations superficielles, profondes et des pieux, et il a été divisé en trois parties :

1. Partie A → Principe de ferrailage des semelles isolées sous poteaux ;
2. Partie B → Principe de ferrailage des semelles sur deux et trois pieux ;
3. Partie C → Principe de ferrailage des pieux en béton armé.

Une application numérique détaillée accompagnera chaque partie.

***PARTIE A : SEMELLES ISOLÉES*****V.2) FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLÉES SELON LE DTR 2.33.1.****V.2.1) Méthode des bielles (Annexe II du DTR 2.33.1)**

Cette méthode mise au point à la suite d'essais expérimentaux entrepris par le laboratoire SECURITAS, suppose que les armatures jouent le rôle de tirant, équilibrant les composantes horizontales des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées qui transmettent l'effort du mur au sol d'assise. La "méthode des bielles" d'usage courant depuis de nombreuses années permet de calculer la plupart des semelles de fondations sur sol (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments. Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles symétriques (figure V-1) fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituant le tirant qui équilibre la poussée de la ferme. En toute rigueur, la méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales). Sa validité a été établie dans ces cas par de nombreux essais systématiques.

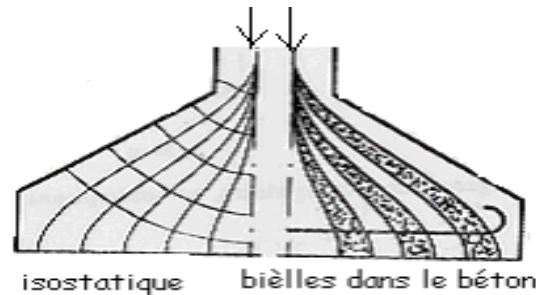


Figure V-1 : Transmission des bielles dans le béton

### V.2.2) Ferrailage de la semelle de fondation

Pour les semelles rectangulaires, soumises à un effort de compression centré, la méthode des bielles donne les sections d'aciers suivantes :

Les armatures parallèles au côté 'a' auront pour valeurs :

$$A_x = P_u \frac{(a' - a)}{8(d_x) \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{V.1})$$

Les armatures parallèles au côté 'b' auront pour valeurs :

$$A_y = P_u \frac{(b' - b)}{8(d_y) \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

$P_u$  = Charge à l'état limite ultime,

$a', b'$  = dimensions de la semelle,

$a, b$  = dimensions du poteau,

$c$  = enrobage des aciers,

$f_e$  = Limite élastique des aciers,

$\gamma_s$  = Coefficient de sécurité de l'acier

#### V.2.2.1) Etat-limite de service vis-à-vis de la durabilité

A défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration de la fondation est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenue à l'état-limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de

- 10 % dans le cas d'une fissuration préjudiciable ;
- 50 % dans le cas d'une fissuration très préjudiciable.

#### V.2.2.2) Dispositions constructives

- Le diamètre minimal des barres doit être de 8 mm
- L'espacement entre barre dans chaque sens doit au plus égal à 25 cm ;



### V.2.2.3) Ancrage des barres

Sauf justifications, ces barres s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou par des ancrages courbes équivalents.



Figure V-2 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée

### V.2.2.4) Enrobage des armatures (règles BAEL 91, article A.7.1)

L'enrobage de toute armature doit être d'au moins de :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards marins, ainsi que pour tous les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives ;
- 3 cm pour les parois coffrées ou non et qui sont soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations ou encore, eu regard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide ;
- 1 cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux clos couverts et clos et qui ne seraient pas exposées à des condensations.

## V.3) FERRAILLAGES DES SEMELLES ISOLEES SELON LES EUROCODES

Les semelles de fondations superficielles peuvent être étudiées par application soit des règles de la méthode par flexion, soit celles des poutres, soit celles du modèle bielles-tirants. Le calcul des semelles comme des poutres et des dalles, doit suivre les règles de la flexion, du cisaillement, de poinçonnement, des dispositions constructives et du pourcentage minimum de l'Eurocode 2-1-1.

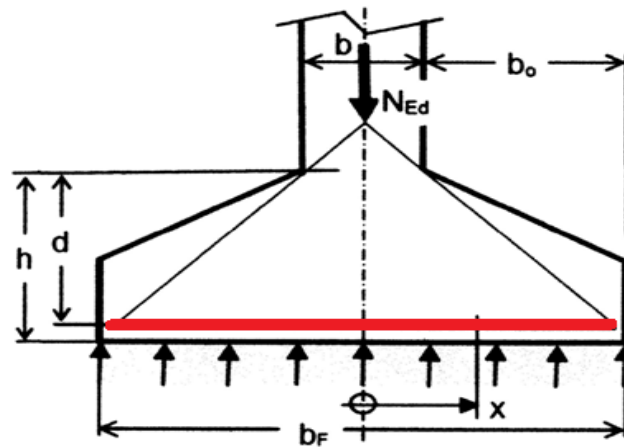


Figure V-3 : Coupe transversale d'une semelle isolée

### V.3.1) Ferrailage

Les Eurocodes proposent plusieurs méthodes de calcul des armatures des semelles isolées parmi lesquelles on peut citer : la méthode des bielles modifiée, la méthode des consoles, et le ferrailage par des treillis à souder. Dans les paragraphes suivants nous allons exposer les principaux points de ces trois méthodes.

### V.3.2) Méthode des bielles

Les méthodes les plus simples et les plus rapides pour traiter ce cas sont basées sur le concept des bielles. En toute rigueur, la méthode n'est applicable qu'au cas où la section de base de la semelle et celle du poteau sont homothétiques. Cependant il est admis que la méthode reste lorsque cette condition n'est pas remplie, sous réserve que les débords soient sensiblement égaux ( $a_0 ; b_0$ ).

**Calcul des armatures dans chaque direction :**

$$A_x = \frac{2 \times N_{Ed} \times \delta_x}{a \times f_{yd}} \quad (V.3)$$

$$A_y = \frac{2 \times N_{Ed} \times \delta_y}{a \times f_{yd}} \quad (V.4)$$

Avec :

$$\delta_x = \frac{d_x}{2} - \sqrt{\frac{d_x^2}{4} - \frac{A \times a}{16} + \frac{a^2}{16}} \quad (V.5)$$

$$\delta_y = \frac{d_y}{2} - \sqrt{\frac{d_y^2}{4} - \frac{B \times b}{16} + \frac{b^2}{16}} \quad (V.6)$$

### V.3.3) Méthode des consoles

La méthode des consoles consiste à calculer la semelle de fondations comme deux consoles encastées au niveau du poteau. Le principe consiste à calculer le moment d'encastrement et de déterminer les armatures comme pour une poutre soumise à la flexion simple.

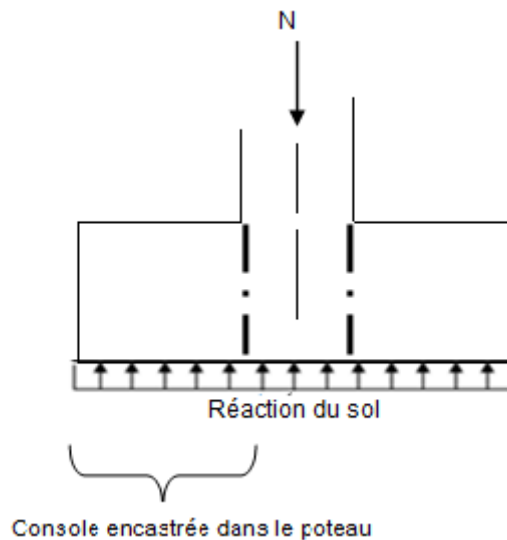


Figure V-4 : Effet des réactions sous la base de la fondation

#### V.3.3.1) Principe

A partir du moment d'encastrement, on calcule la section d'armatures nécessaires en suivant les étapes suivantes :

$$\mu = \frac{\text{Moment}}{bd^2 f_{cb}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

Et on détermine la section à placer conformément à l'expression suivante :

$$A = \frac{\text{Moment}}{bd \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \quad (\text{V.7})$$

#### V.3.3.2) Ferrailage par des treillis à soudés

Armature en treillis soudé (sous-tendeur) Le treillis soudé doit être disposé en sorte que les fils les plus bas, soient placés dans le sens du grand débord  $b_o$ .

#### V.3.3.3) Dispositions constructives

L'épaisseur de la semelle est au moins égale à 6 cm plus 6 fois le diamètre des barres du sous-tendeur.

Le diamètre minimal de barres = 8 mm.

### V.3.3.4) Influence du degré d'agressivité du sol

Lorsque la géométrie ou les effets d'actions, ne permettent pas de définir les paramètres utiles pour le calcul de l'ouverture des fissures  $w_k$ , il est loisible de majorer les sections d'armatures calculées à l'état-limite ultime de :

- 10 % en classe d'exposition XA1,
- 30 % en XA2 ;
- 50 % en XA3.

### V.3.3.5) Enrobage des armatures selon l'Eurocode 2 (A.4.1, A.4.2 et Annexe E)

Selon l'Eurocode 2 la protection du ferrailage contre la corrosion dépend de la compacité, de la qualité et de l'épaisseur de l'enrobage d'une part, et de la fissuration d'autre part. La protection requise de la structure doit être établie en considérant l'utilisation prévue, la durée d'utilisation de la construction, le programme de maintenance envisagé ainsi que les actions attendues.

### V.3.3.6) Classes d'exposition

L'Eurocode 2 définit 18 classes d'exposition en fonction des conditions d'environnements comme suit:

- X0 : aucun risque de corrosion ni d'attaque.
- XC1, XC2, XC3, XC4 : classes correspondant au risque de corrosion induite par carbonatation.
- XD1, XD2, XD3 : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures.
- XS1, XS2, XS3 : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer.
- XF1, XF2, XF3, XF4 : classes correspondant au risque d'attaque par gel et dégel.
- XA1, XA2, XA3 : classes correspondant au risque d'attaques chimiques.

Selon l'article A.4.4 de l'Eurocode 2 l'enrobage nominale est défini comme l'enrobage minimal  $c_{min}$  plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution  $\Delta c_{dev}$ .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (V.8)$$

$c_{nom}$ : enrobage à respecter,

$c_{min}$ : Enrobage minimal,

$\Delta c_{dev}$ : Tolérance d'exécution = 10 mm,

Avec :

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (V.9)$$

$c_{min,b}$ : Enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence.

Avec :

$c_{min,dur}$  : Enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

$\Delta c_{dur,\gamma}$  : Marge de sécurité (valeur recommandée selon l'EC2 = 1)

$\Delta c_{dur,st}$  : Réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable (0 en général)

$\Delta c_{dur,add}$  : Réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire (0 en général).

### V.3.3.7) La classe structurale

Cette notion permet de caractériser les critères liés à la durabilité de l'ouvrage. Et c'est la classe S4 qui est recommandée par l'Eurocode 2 pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants (durabilité visée de 50 ans). La classe peut être modifiée en fonction de la durée de vie visée, de la classe du béton, de la nature du liant.

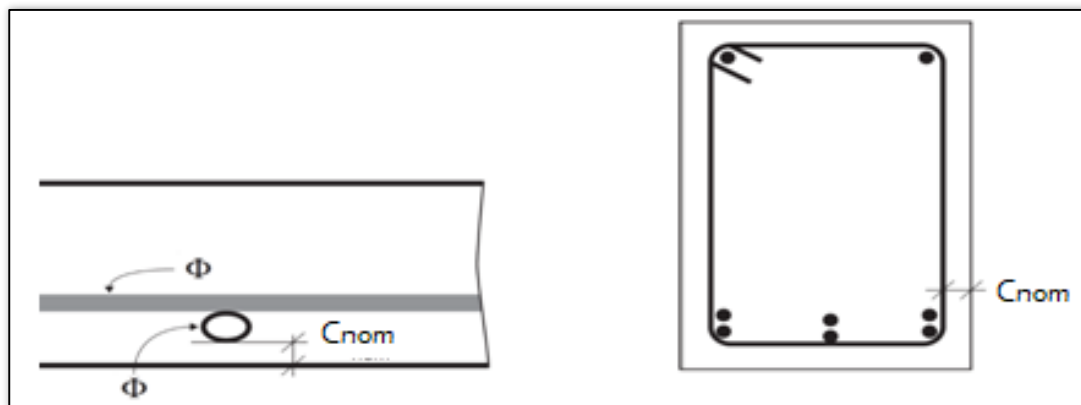


Figure V-5 : Enrobage respecté des armatures selon l'Eurocode 2

#### Commentaires

Les règles de calcul nationales proposent pour la protection des aciers un enrobage minimal à respecter en fonction de l'environnement ambiant. Concernant les semelles de fondations elles fixent un enrobage minimal de 4 cm. L'Eurocode 2 propose par contre une démarche nettement plus détaillée car outre les 18 classes d'exposition, il propose la notion de classe structurale qui permet de caractériser les critères liés à la durabilité de l'ouvrage. Cependant pour les armatures des semelles de fondations il y'a convergence des valeurs et l'enrobage minimal à respecter est de 4 cm.

#### IV.4) EXEMPLE NUMÉRIQUE DE CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLÉES SELON LES DEUX CODES

##### EXEMPLE 1

On désire ferrailer une semelle supportant un poteau rectangulaire

**Données :**

Effort vertical à l'état-limite ultime :  $N_u = 0,85 MN$

Taux limite du sol  $q_{net} : 0,30 MPa$

Dimensions semelle : ( $A = 1,50 m, B = 2 m, h = 0,45 m$ )

Dimensions poteau :  $a = 0,30 m$  et  $b = 0,40 m$

Résistance du béton à la compression :  $f_{c28} = 25 MPa$

Acier en FeE 500 ( $f_e = 500 MPa$ )

Enrobage :  $c = 4 cm$

Fissuration peu nuisible

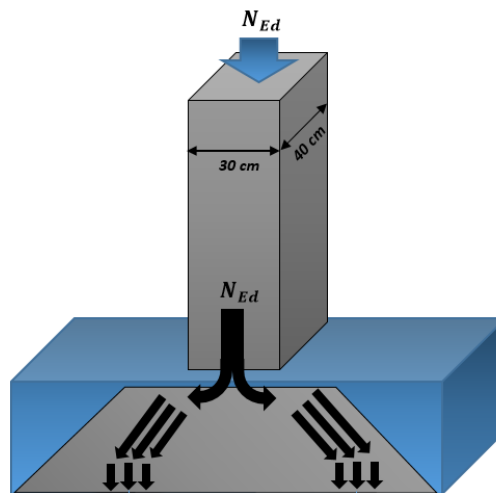


Figure V-6 : Coupe en 3D distribution sous forme des bielles

##### A. Méthode des bielles selon le DTU 13.12

La section d'acier dans chaque direction est donnée par :

Selon de la longueur :

$$A_y = \frac{N_u(B - b)}{8d_y \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{850000 \times (2000 - 400)}{8 \times 410 \times \frac{500}{1,15}} = 953 \text{ mm}^2$$

Selon de la largeur :

$$A_x = \frac{N_u(A - a)}{8d_x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{850000 \times (1500 - 300)}{8 \times (450 - 40 - \emptyset) \times \frac{500}{1,15}} = 733 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_y = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 2000 \times 410 = 792 \text{ mm}^2$$

$$A_x = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 1500 \times 400 = 580 \text{ mm}^2$$

Les sections d'armatures théoriques sont donc de 7,33 cm<sup>2</sup> dans le sens de la largeur et 9,54 cm<sup>2</sup> dans le sens de la longueur.

Sections adoptées :

Sens de la largeur      ► 10 HA10 = 7,85 cm<sup>2</sup>.

Sens de la longueur    ► 13 HA 10 = 10,21 cm<sup>2</sup>.



Figure V-7 : Schéma de ferrailage de la semelle selon les calculs du DTU 13.12

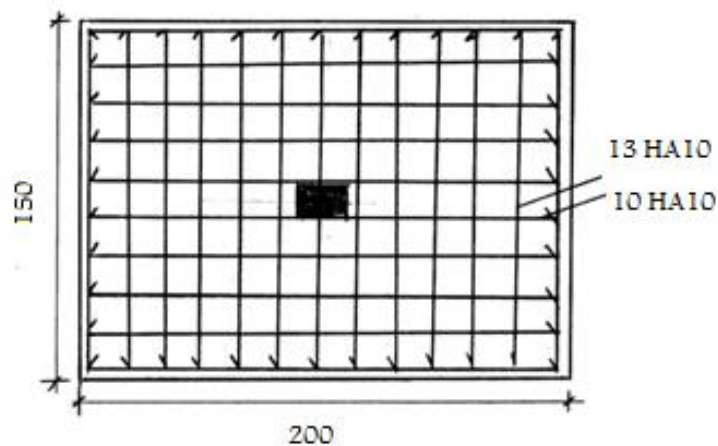


Figure V-8 : Vue en plan du schéma de ferrailage de la semelle selon les calculs du DTU 13.12

**B. Méthode des bielles de l'Eurocode 2**

On commence par calculer le bras de levier dans chaque direction :

Selon l'axe x-x :

$$\delta_x = \frac{d_x}{2} - \sqrt{\frac{d_x^2}{4} - \frac{A \times a}{16} + \frac{a^2}{16}}$$

$$\delta_x = \frac{0,4}{2} - \sqrt{\frac{0,4^2}{4} - \frac{1,5 \times 0,3}{16} + \frac{0,3^2}{16}} = 0,068$$

Selon l'axe y-y :

$$\delta_y = \frac{d_y}{2} - \sqrt{\frac{d_y^2}{4} - \frac{B \times b}{16} + \frac{b^2}{16}}$$

$$\delta_y = \frac{0,41}{2} - \sqrt{\frac{0,41^2}{4} - \frac{2 \times 0,4}{16} + \frac{0,4^2}{16}} \delta_x = 0,16$$

Section des armatures dans chaque direction :

Selon l'axe x-x :

$$A_x = \frac{2 \times N_{Ed} \times \delta_x}{a \times f_{yd}}$$

$$A_x = \frac{2 \times 850000 \times 0,068}{300 \times 435} = 8,86 \text{ cm}^2$$

Selon l'axe y-y :

$$A_y = \frac{2 \times N_{Ed} \times \delta_y}{a \times f_{yd}}$$

$$A_y = \frac{2 \times 0,85 \times 0,16}{0,4 \times 435} = 15,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} \times A \times d = 0,23 \times \frac{0,3 \times 25^{2/3}}{500} \times 2000 \times 410 = 10,94 \text{ cm}^2$$

**C. Méthode du moment de flexion de l'Eurocode 2**

L'enrobage des aciers selon l'Eurocode 2 ( §4,4,1,3 ) doit être d'au moins 40 mm pour un béton de semelle coulé sur un béton de propreté, ou bien respectivement de 75 et 65 mm pour un coulage directement au contact du sol.



1) Dimensionnement de la semelle :

Pour avoir une semelle rigide, on prend comme hauteur utile :

$$d \geq \text{Max} \left[ \frac{B - b}{4}; \frac{C - c}{4} \right]$$

Les dimensions B et C de la semelle doivent vérifier :

$$\frac{N_{Ed} + PP_{semelle}}{BC} \leq f_{dsol}$$

Avec :

$N_{Ed}$  : Effort vertical en pied de poteau déjà majoré des coefficients de sécurité à l'état-limite ultime.

$f_{dsol}$  : Contrainte limite de calcul du sol.

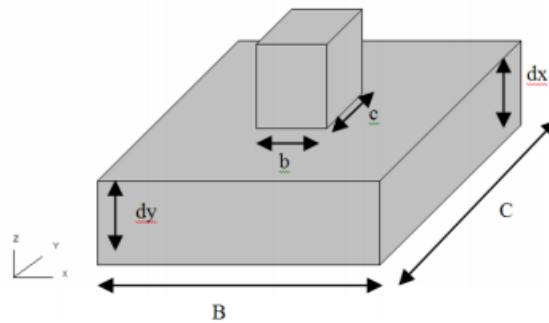


Figure V-9 : Dimensions d'une semelle

$$\frac{N_{Ed} + PP_{semelle}}{BC} = \frac{850000 + 29700}{2000 \cdot 1500} = 0,923 \text{ MPa} < f_{dsol} = 0,3 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le sol est admissible, on pourra conserver les dimensions

2) Calcul des moments

$$M_{Edx} = \frac{N_{Ed}(A - 0,7a)^2}{8A}$$

$$M_{Edx} = \frac{0,85 \times (1,5 - 0,7 \times 0,3)^2}{8 \times 1,5} = 0,118 \text{ MN.m}$$

$$M_{Edy} = \frac{N_{Ed}(B - 0,7b)^2}{8B}$$

$$M_{Edy} = \frac{0,85 \times (2 - 0,7 \times 0,4)^2}{8 \times 2} = 0,157 \text{ MN.m}$$

**Remarque** : Le poids propre transmis directement sur le sol n'intervient pas par défaut dans le calcul des aciers.

Les moments réduits valent :

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{Bd_x^2 f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{0,118}{2 \times 0,40^2 \times 16,67} = 0,022$$

$$\mu_Y = \frac{M_{EdY}}{Bd_y^2 f_{cd}}$$

$$\mu_Y = \frac{0,157}{1,5 \times 0,41^2 \times 16,67} = 0,037$$

Les bras de leviers internes valent :

$$Z_{iX} = 0,5d_x \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_X} \right) = 0,5 \times 0,40 \times \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,022} \right) = 0,39$$

$$Z_{iY} = 0,5d_y \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_Y} \right) = 0,5 \times 0,41 \times \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,037} \right) = 0,40$$

Les sections d'aciers dans chaque sens :

$$A_X = \frac{M_{Edx}}{Z_{ix} f_{yd}} = \frac{0,118}{0,40 \times 434,78} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_Y = \frac{M_{Edy}}{Z_{iy} f_{yd}} = \frac{0,157}{0,39 \times 434,78} = 9,25 \text{ cm}^2$$

Nous avons reporté sur le tableau suivant les sections d'armatures dans les 2 directions pour les trois méthodes.

**Tableau V-1** : Sections d'aciers données par les trois méthodes

Méthode utilisée	Section d'armatures dans les deux directions (en cm <sup>2</sup> )	
	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
Méthode des bielles DTU 13.2	<b>7,33</b>	<b>9,54</b>
Méthode des bielles EC2	<b>8,86 (+20,9 %)</b>	<b>15,63 (+63,8 %)</b>
Méthode des consoles EC2	<b>6,78 (-7,5 %)</b>	<b>9,25 (-3 %)</b>

Les chiffres entre parenthèses indiquent les écarts constatés par rapport au DTR national pris comme référence.

#### Commentaires

*Des écarts de sections d'aciers sont constatés entre les trois méthodes. C'est la méthode des bielles reformulées selon les Eurocodes qui donne les sections les plus élevées avec des écarts variant entre 20,9 et 63,8 % par rapport à la méthode des bielles classique. La méthode des consoles donne des sections plus faibles avec cependant des écarts assez modeste et variant entre 3 et 7,5 %.*

**EXEMPLE 2 : CAS DE SOL DANGEREUX**

Nous allons reprendre les mêmes données que précédemment sauf que le sol sera considéré comme dangereux (fissuration très préjudiciable selon les DTR nationaux et classe d'exposition A2 selon les Eurocodes.

**A. Méthode des bielles selon le DTU 13.12**

Le calcul précédent à aboutit aux résultats suivants :

$$A_y = 954 \text{ mm}^2$$

$$A_x = 733 \text{ mm}^2$$

La fissuration étant très préjudiciable, les sections d'armatures calculées à l'état-limite ultime seront donc majorées de 50 %, soit pour le cas traité :

$$A_y = 1,5 \times 954 = 1431 \text{ mm}^2$$

$$A_x = 1,5 \times 733 = 1100 \text{ mm}^2$$

**Méthode des bielles de l'EC2**

Le calcul des armatures dans chaque direction :

$$A_x = 8,86 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 15,63 \text{ cm}^2$$

Sol de classe A1, il faut majorer ces valeurs de 30 %, soit :

$$A_x = 1,3 \times 8,86 = 11,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1,3 \times 15,63 = 20,32 \text{ cm}^2$$

**C. Méthode du moment de flexion de l'EC2**

$$A_x = 1,3 \times 6,78 = 8,81 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1,3 \times 9,25 = 12,02 \text{ cm}^2$$

Nous avons reportés dans le tableau suivant les sections d'aciers de la semelle pour un sol chimiquement dangereux.

**Tableau V-2 : Sections d'aciers données par les trois méthodes**

Méthode utilisée	Section d'armatures dans les deux directions (en cm <sup>2</sup> )	
	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
Méthode des bielles DTU 13.2	11	14,31
Méthode des bielles EC2	11,52 (+4,7 %)	20,32 (+ 42 %)
Méthode des consoles EC2	8,81 (- 19,9 %)	12,02 (- 16 %)

**Commentaires**

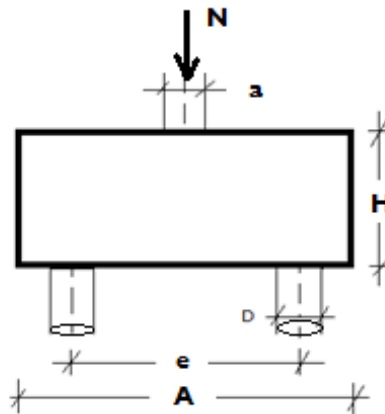
Dans le cas d'un sol dangereux, nous constatons également des écarts de. Et c'est également la méthode des bielles reformulées selon les Eurocodes qui donne les sections les plus élevées avec des écarts variant entre 4,7 et 42 % par rapport à la méthode des bielles classique, les écarts sont moins importants que le cas précédent. Là aussi c'est la méthode des consoles donne des sections plus faibles avec cependant des écarts assez modeste et variant entre 3 et 7,5 %.

## **PARTIE B : SEMELLES SUR PIEUX**

### **V.5) FERRAILLAGES DES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LE DTR 2.33.2**

#### **V.5.1) Introduction**

Pour établir le calcul du ferrailage, on admettra que la charge est appliquée au centre de gravité de la semelle.



**Figure V-10** : Semelle sur deux pieux

#### **V.5.2) Ferrailage des semelles sur deux pieux selon le fascicule N° 62**

On utilise la méthode des bielles de transmission des charges dont l'axe part du collet en un point situé à  $a/4$  et aboutit à l'intersection de l'axe du pieu avec le plan des armatures.

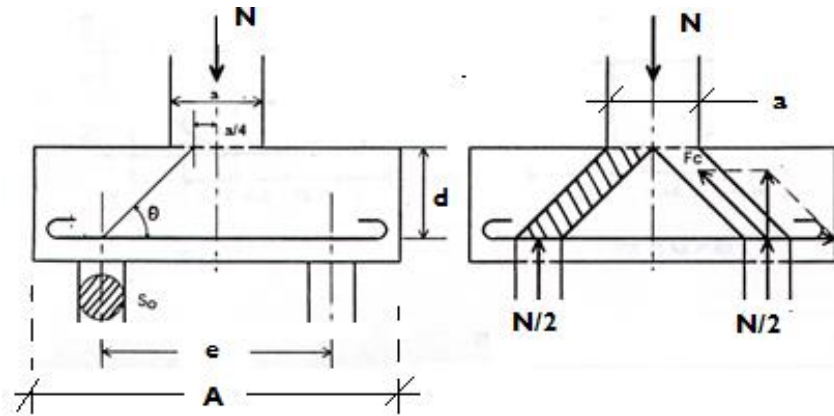


Figure V-11 : Diffusion des bielles dans la semelle

Dans le cas où les poteaux sont régulièrement disposés, l'inclinaison des bielles a pour valeur :

L'inclinaison de l'axe des bielles à pour valeur :

$$\tan \theta = \frac{2e - a}{4d} \quad (\text{V. 10})$$

Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times a \times \cos^2(\theta)} \leq \frac{1,3}{1,5} f_{c28} \quad (\text{V. 11})$$

Calcul des sections d'armatures :

Calcul des armatures à l'état limite ultime

Section d'armatures inférieures :

$$A_s = \frac{N_u(2e - a)}{8d \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \quad (\text{V. 12})$$

A côté de la section calculée (armatures inférieures), il y a lieu de placer au niveau de la semelle d'autres armatures conformément aux prescriptions suivantes :

**Armatures supérieures :**

Il s'agit d'armatures à placer à la partie supérieure de la poutre, de section égale au dixième de la section des armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{A_s}{10} \quad (\text{V. 13})$$

**Cadres verticaux et horizontaux :** il s'agit de cadres destinés à relier les armatures inférieures et supérieures de la semelle.

**Epingles reliant les armatures des deux faces :** En générale en détermine la section d'armatures transversales  $A_t$  en fonction du ferrailage longitudinal et on détermine l'espacement  $s_t$  à partir de la formule suivante :

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \approx 10B \\ B \text{ en m, } A_t \text{ en cm}^2 \end{array} \right] \quad (\text{V. 14})$$

**Calcul des armatures à l'état limite de service**

**Section d'armatures inférieures :**

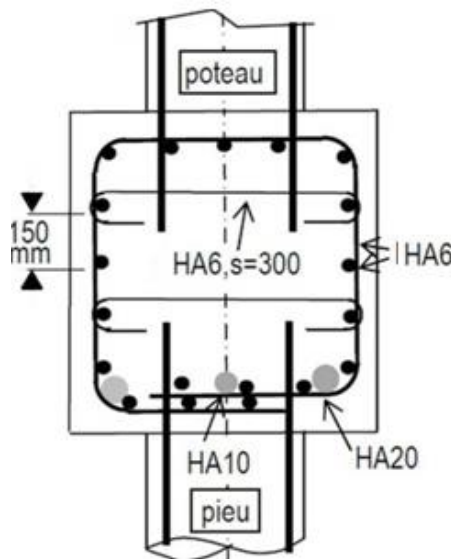
$$A_s = \frac{N_s(2e - a)}{8d\bar{\sigma}_s} \quad (\text{V. 15})$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} fe , 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{V. 16})$$

Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} fe , 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (\text{V. 17})$$



**Figure V-12 :** Exemples de ferrailage d'une semelle sur 2 pieux

### V.6) FERRAILLAGES DES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES EUROCODES

L'inclinaison  $\theta$  sur l'horizontale des deux bielles, doit être comprise entre  $[45^\circ ; 55^\circ]$ . Elle est calculée en admettant un point de départ des bielles en tête à  $b/4$ . La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force  $N_{Ed}$  entre ses deux bielles, elles même redressées par les armatures formant tirant. Elle est donc donnée dans le cas général par la formule suivante, qui comprend un coefficient majorateur de 1,15 résultant des essais :

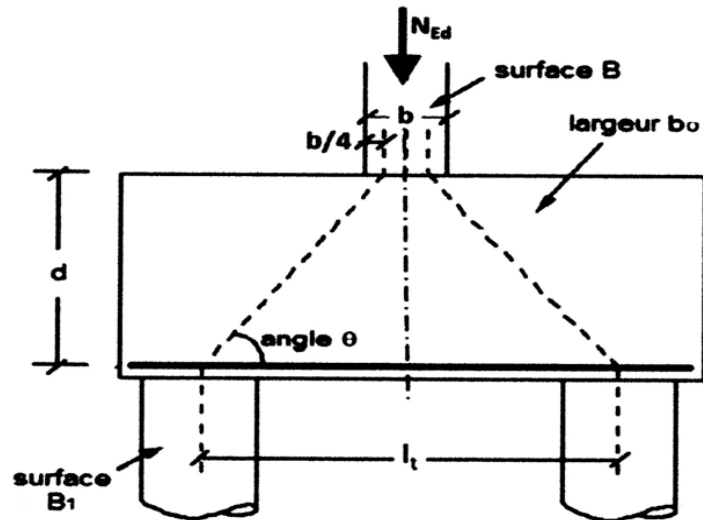


Figure V-13 : répartition des charges suivant les axes des bielles

Il y a lieu de prévoir :

- des armatures supérieures dont la section est comprise entre  $1/5$  et  $1/8$  de la section des armatures inférieures ;
- des cadres dont la section correspondant à des HA 10 tous les 12 cm pour des pieux de charges à l'ELU inférieures ou égales à 1,10 MN par pieu. Cette section étant ensuite majorée au prorata de la charge des pieux en cas de charge supérieure.

## V.7) APPLICATION SUR LE CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES SUR DEUX PIEUX SELON LES DEUX CODES DTR

### V.7.1. Ferrailage de la semelle de fondation sur 2 pieux selon le fascicule

Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime (Nu)

$$N_{Ed,1} = 6188000 \text{ N}$$

Résultante des forces verticales à l'état-limite de service

$$N_{ser} = 4350000 \text{ N}$$

Poteau carré :  $a = 0,70 \text{ m}$

Résistance caractéristique en compression du béton :  $35 \text{ MPa}$ ,

Acier FeE 400  $c = 5 \text{ cm}$

Diamètre des pieux :  $0,80 \text{ m}$

Classe d'exposition XA2

Dimensions de la semelle :

Longueur =  $3,50 \text{ m}$

Largeur =  $1,10 \text{ m}$

Hauteur =  $1,20 \text{ m}$

Entraxe pieux =  $2,40 \text{ m}$

Masse volumique du béton =  $2200 \text{ kg/m}^3$

### SOLUTION

1) L'inclinaison de l'axe des bielles

Les angles d'inclinaison peuvent être obtenus par la relation suivante :

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{115}{\frac{240}{2} - \frac{70}{4}} = 1,122$$

Ce qui correspond à un angle d'inclinaison exprimée en degré de :

$$\rightarrow \theta = 48,3^\circ$$

Selon les essais de Blévoit-Frémy l'inclinaison doit être comprise entre  $45^\circ$  et  $55^\circ$ , la condition est donc vérifiée

2) Vérification de la contrainte de compression dans les bielles

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times a \times \cos^2\theta} = \frac{6188000}{700 \cdot 700 \cdot 0,665^2} = 28,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 28,55 \text{ MPa} < 1,3 \frac{f_{c28}}{1,5} = 1,3 \frac{35}{1,5} = 30,33 \text{ MPa}$$

Contrainte vérifiée.



## 3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Cette vérification s'écrit :

**Selon [l'article 6.3.2] Du règlement EN 1992-1-1**, le flux de cisaillement en torsion pure dans la paroi peut être obtenu par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{N_u}{2Bd}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{2Bd} = \frac{6188000}{2.1100.1150} = 2,44 \text{ MPa} < 0,1f_{c28} = 0,1 \times 35 = 3,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**Armatures inférieures :****Calcul des armatures à l'état-limite ultime**

La force de traction sur l'attache est déterminée par :

$$A_s = \frac{N_u(2e - a)}{8d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6188000(2 \times 2400 - 700)}{8 \times 1150 \times \frac{400}{1,15}} = 7928 \text{ mm}^2$$

La fissuration étant très préjudiciable, les sections d'armatures calculées à l'état-limite ultime seront donc majorées de 50 %, soit pour le cas traité :

$$1,5A_s = 1,5 \times 7928 = 11892 \text{ mm}^2$$

**Calcul des armatures à l'état limite de service**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,7} \right\} = 228,6 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_s(2e - a)}{8d\sigma_s} = \frac{4350000(2 \times 2400 - 700)}{8 \times 1150 \times 228,6} = 8480 \text{ mm}^2$$

On prendra 15 HA 32 = 120,58 cm<sup>2</sup>,

**Armatures supérieures :**

Il s'agit d'armatures à placer à la partie supérieure de la poutre, de section égale au dixième de la section des armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{A_s}{10} = \frac{120,58}{10} = 12,058 \text{ cm}^2$$

On prend **15 HA12**

Soit:  **$A'_s = 16,96 \text{ cm}^2$**

**Cadres verticaux et horizontaux :** il s'agit de cadres destinés à relier les armatures inférieures et supérieures de la semelle.

1 cadre + 13 épingles HA8 = 7,54 cm<sup>2</sup>.

$$\frac{A_t}{s} = 10 \quad B(m) = 10 \times 1,10 = 11$$

$$s = \frac{A_t}{11} = \frac{7,54}{11} = 0,501 \text{ m}$$

Soit  **$s = 0,40 \text{ m}$**

Schémas de ferrailage :

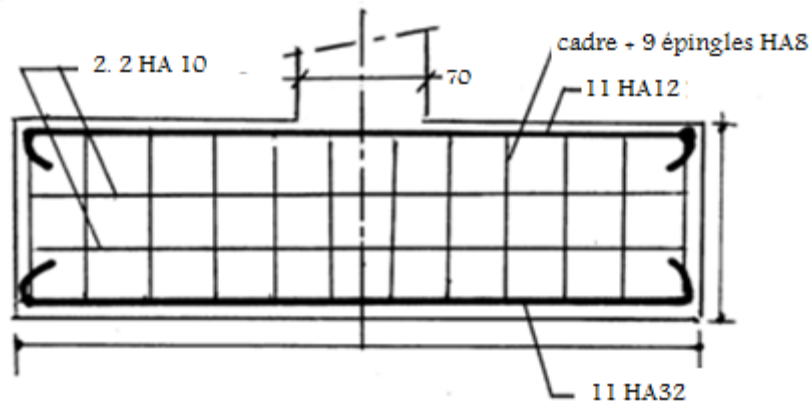


Figure V-14 : Coupe longitudinale du ferrailage de la semelle.

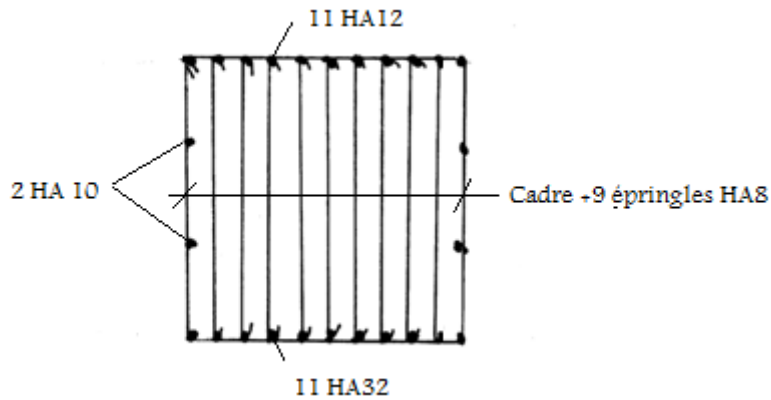


Figure V-15 : Coupe transversale du ferrailage de la semelle.

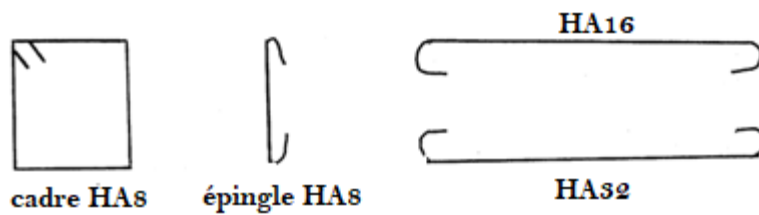


Figure V-16 : Détails du ferrailage de la semelle.

V.7.2) Ferrailage de la semelle de fondation sur 2 pieux selon les Eurocodes

**SOLUTION**

L'inclinaison d'angle  $\theta$  des bielles sur le tirant (sous-tendeur horizontal) est déterminée par :

$$tg\theta = \frac{d - u}{\frac{l_t}{2} - \frac{b}{4}}$$

$$16u^2 - 16du + b(2l_t - b) = 0$$

$$16u^2 - 16 \times (1,15)u + 0,7(2 \times 2,4 - 0,7) = 0$$

$$16u^2 - 18,4u + 2,87 = 0$$

Equation du second degré et qui présente comme solution

$$u = 0,19 \text{ m}$$

$$tg\theta = \frac{\frac{d-u}{2} - \frac{b}{4}}{\frac{240}{2} - \frac{70}{4}} = \frac{115 - 1,9}{240 - 17,5} = 1,10$$

$$\rightarrow \theta = 47,82^\circ$$

L'inclinaison des bielles est acceptable.

### 1) Vérification de la contrainte de compression dans les bielles :

Nœud inférieure :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(N_{Ed,1} + 1,35G_0)}{\pi\phi^2}$$

Avec :

$G_0$  : Poids de la semelle qui se calcule à partir du volume mis en place et de la masse volumique :

$$G_0 = V\gamma_b = 3,5 \times 1,1 \times 1,2 \times 2200 = 10164 \text{ kg}$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(N_{Ed,1} + 1,35G_0)}{\pi\phi^2}$$

Selon le règlement EN 1992-1-1 (article 6.5.4) dans les nœuds soumis à compression et à traction, avec tirants ancrés dans une direction :

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd},$$

La valeur recommandée est  $k_2 = 0,85$ .

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(6188000 + 1,35 \times 101640)}{3,14 \times 700^2} = 16,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed,1} = 16,44 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \left(1 - \frac{35}{250}\right) \frac{35}{1,5} = 17,06 \text{ MPa}$$

La contrainte au niveau du nœud bas vérifiée.

Nœud supérieur :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeurs :

$$\sigma_{Ecd,1} = \frac{(N_{Ed,1})}{a^2} = \frac{(6188000)}{700^2} = 12,63 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeurs :

$$\sigma_{Ecd,2} = \frac{(N_{Ed,1})}{ab} = \frac{(6188000)}{700 \times 700} = 12,67 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de calcul s'écrit :

$$\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \left(1 - \frac{35}{250}\right) \frac{35}{1,5} = 20,07 \text{ MPa}$$

$$\text{Max} \{ \sigma_{Ecd,1} ; \sigma_{Ecd,2} \} = 12,67 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 20,07 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte tangente

$$\tau_{Ecd,1} = \frac{(N_{Ed,1})}{1,75bd} = \frac{6188000}{1,75 \cdot 1100 \cdot 1150} = 2,79 \text{ MPa} \leq 1,5 \left( 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \right) = 1,5 \left( 0,3 \cdot 35^{\frac{2}{3}} \right) = 4,81 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente est vérifiée.

Armatures sous-tendeur (d'armatures inférieures)

Les armatures sous-tendeur se calculent selon la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{(N_{Ed,1} + 1,35G_0)}{f_{yd}} = \frac{(6188000 + 1,35 \times 101640)}{\frac{2 \times 1,1}{1,15}} = 8105 \text{ mm}^2$$

La classe d'exposition est A2, les sections d'armatures calculées à l'état-limite ultime seront donc majorées de 30 %, soit pour le cas traité :

$$1,3A_s = 1,3 \times 8105 = 1053,6 \text{ mm}^2$$

Soit : 14 HA 32

Autres armatures

La longueur de la bielle H a pour valeur :

$$H = \frac{d - u}{\sin\theta} = \frac{1,15 - 0,19}{\sin(47,8)} = 1,30 \text{ m}$$

La largeur  $a_2$  de la bielle inclinée :

$$a_2 = \left( \phi + \frac{2S_0}{tg\theta} \right) \sin\theta = \left( 0,8 + \frac{2 \times 0,05}{1,1} \right) 0,741 = 0,660 \text{ m}$$

On considère que la diffusion des forces du pieu à la semelle a pour largeur :

$$a_3 = b \sin\theta = 0,7 \times 0,741 = 0,519 \text{ m}$$

$$a_{bielle} = \frac{a_2 + a_3}{2} = \frac{0,66 + 0,519}{2} = 0,59 \text{ m}$$

Effort de traction appliquée sur la moitié de la bielle :

$$T = \frac{N_{Ed}}{8 \sin\theta} \left( 1 - \frac{1,4 a_{bielle}}{H} \right) = \frac{6188000}{8 \times 0,741} \left( 1 - \frac{1,4 \times 0,59}{1,30} \right) = 380604 \text{ N}$$

La densité des armatures verticales secondaires s'écrit :

$$A_{s,v} = \frac{T \sin\theta}{0,4 H \cos\theta} \left( \frac{1}{\frac{f_t}{\gamma_s}} \right) = \frac{380604 \times 0,741}{0,4 \times 1,30 \times 0,671} \left( \frac{1}{\frac{400}{1,15}} \right) = 2323,3 \text{ mm}^2$$

On prendra **14 HA 16** soit :  $A_{s,v} = 28,13 \text{ cm}^2$

La densité des armatures horizontales secondaires s'écrit :

$$A_{s,h} = \frac{T \sin\theta}{0,4 H \cos\theta} \left( \frac{1}{\frac{f_t}{\gamma_s}} \right) = 2323,3 \text{ mm}^2$$

Tableau V-3 : Récapitulatif des résultats

code	Armatures inférieures (cm <sup>2</sup> )	Armatures supérieures (cm <sup>2</sup> )
Fascicule N° 62	120,58	12,58
Eurocode	105,4 (-12,6%)	23,03 (+138,6%)

## V.8) FERRAILLAGES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES DTR 2.33.1, 2.33.2

### Ferrailage de la semelle de fondation

Pour établir le calcul du ferrailage, on admettra que la charge est appliquée au centre de gravité de la semelle.

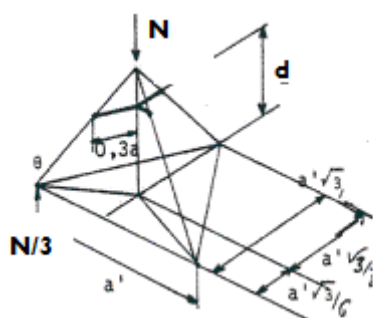


Figure V-17 : Répartition de l'effort sur les pieux

Dans le cas où les poteaux sont régulièrement disposés, l'inclinaison des bielles a pour valeur :

L'inclinaison de l'axe des bielles a pour valeur :

$$\tan \theta = \frac{2e\sqrt{3} - a\sqrt{2}}{6d} \quad (\text{V. 18})$$

Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times a \times \cos^2(\theta)} \leq \frac{1,3}{1,5} f_{c28} \quad (\text{V. 19})$$

Calcul des sections d'armatures

Dans le cas où l'on opte pour une solution mixte (armatures en cerces et suivant les 3 médianes) les sections sont calculées conformément aux expressions suivantes :

Sections des armatures médianes  $A_1$  :

$$A_1 = \frac{N_u \times e \times \sqrt{3}}{36d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \left(1 - \frac{a^2}{3e^2}\right) \quad (\text{V. 20})$$

Sections des armatures périmétriques (cerces)  $A_2$  :

$$A_2 = A_1 \sqrt{3} \quad (\text{V. 21})$$

Calcul des armatures à l'état limite de service :

Sections des armatures médianes  $A_1$  :

$$A_1 = \frac{N_s \times e \times \sqrt{3}}{36d \times \sigma_s} \left(1 - \frac{a^2}{3e^2}\right) \quad (\text{V. 22})$$

Sections des armatures périmétriques  $A_2$  :

$$A_2 = A_1 \sqrt{3} \quad (\text{V. 23})$$

Volume béton de la semelle :

$$\text{volume béton} = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( D + 0,3 + \frac{e\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,3)^2 \right] H \quad (\text{V. 24})$$

## V.9) FERRAILLAGES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES EUROCODES

Vérification de l'inclinaison des bielles

L'inclinaison  $\theta$  sur l'horizontale des 3 bielles, doit être comprise entre  $[45^\circ ; 55^\circ]$ . L'inclinaison est calculée en admettant un point de départ des bielles en tête à  $0,3b$ .

La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force  $N_{Ed}$  entre ses trois bielles, elles même redressées par les armatures formant tirant. Elle est donc donnée dans le cas général (inclinaison comprise entre  $45^\circ$  et  $55^\circ$ ) par les formules suivantes :

Force dans les armatures suivant les médianes :

$$N_{Ed} \left( \frac{l_t \sqrt{3} - 0,9b_0}{9d} \right) \quad (\text{V. 25})$$

Force dans les armatures suivant les côtés :

$$N_{Ed} \left( \frac{l_t \sqrt{3} - 0,9b_0}{9d} \right) \quad (\text{V. 26})$$

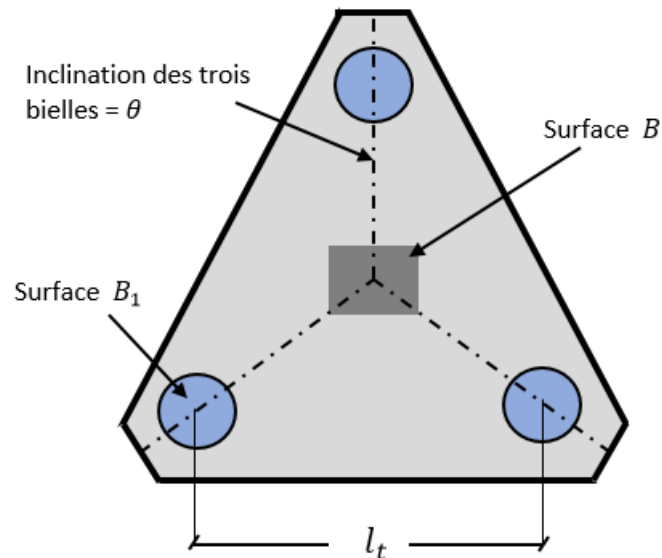


Figure V-18 : Semelle sur 3 pieux

Au moins 67 % des charges doivent être reprises par les côtés, le reste étant repris par les médianes.

Cela signifie qu'on fait le calcul :

- pour les côtés :  $kN_{Ed}$
- pour les médianes :  $(1 - k)N_{Ed}$

Avec :  $0,67 \leq k \leq 1$

La contrainte de compression des bielles sous charges à l'ELU, doit vérifier la condition :

#### Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\text{Max} \left[ \frac{N_{Ed}}{B \sin^2(\theta)} ; \frac{N_{Ed}}{3B_1 \sin^2(\theta)} \right] \leq 1,15 f_{ck} \quad (\text{V.27})$$

Il y a lieu de prévoir :

- des armatures supérieures dont la section est comprise entre 1/5 et 1/8 de la section des armatures inférieures ;
- des cadres dont la section correspondant à des HA 10 tous les 12 cm pour des pieux de charges à l'ELU inférieures ou égales à 1,10 MN par pieu. Cette section étant ensuite majorée au prorata de la charge des pieux en cas de charge supérieure.

## V.10) CALCUL DU FERRAILLAGE DES SEMELLES SUR TROIS PIEUX SELON LES 2 CODES

### V.10.1) Dimensionnement et ferrailage d'une semelle sur 3 pieux selon le fascicule N°62

Données :

Efforts normaux transmises par le poteau :

$$N_s = 672 \text{ t}, \quad N_u = 942 \text{ t}$$

- Section du poteau =  $(90 \times 90) \text{ cm}^2$
- Diamètres des pieux = 80 cm
- Hauteur de la semelle = 130 cm
- Entraxe pieux = 240 cm
- Enrobage des aciers = 5 cm
- Contrainte caractéristique du béton en compression 27 MPa
- Acier FeE 400.

Fissuration préjudiciable.

#### Vérification de l'inclinaison des bielles

L'inclinaison de l'axe des bielles à pour valeur :

$$\tan \theta = \frac{2e\sqrt{3} - a\sqrt{2}}{6d} = \frac{2 \times 240\sqrt{3} - 90\sqrt{2}}{6 \times 125} = 0,9388$$

$$\theta = 43,19^\circ$$

$$\cos 43,19 = 0,729$$

#### Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{a \times a \times \cos^2(\theta)} = \frac{942 \cdot 10^2}{900 \times 900 \times 0,729^2} = 21,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 21,88 \text{ MPa} < \frac{1,3f_{c28}}{1,5} = \frac{1,3 \times 27}{1,5} = 23,4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Sections des armatures radiaux  $A_1$  à l'état-limite ultime :

$$A_1 = \frac{N_u \times e \times \sqrt{3}}{36d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \left(1 - \frac{a^2}{3e^2}\right)$$

$$A_1 = \frac{942000 \times 2400 \times \sqrt{3}}{36 \times 1250 \times 348} \left(1 - \frac{900^2}{3 \times 2400^2}\right) = 2383 \text{ mm}^2$$

Sections des armatures radiaux  $A_1$  à l'état-limite de service :

$$A_1 = \frac{N_u \times e \times \sqrt{3}}{36d\sigma_s} \left(1 - \frac{a^2}{3e^2}\right)$$



$$A_1 = \frac{6720000 \times 2400 \times \sqrt{3}}{36 \times 1250 \times 207,3} \left( 1 - \frac{900^2}{3 \times 2400^2} \right) = 2854 \text{ mm}^2$$

Soit une section adoptée de : **6 HA25 = 29,46 cm<sup>2</sup>**.

Sections des armatures périmétriques A<sub>2</sub> :

$$A_2 = A_1 \sqrt{3} = 28,54 \sqrt{3} = 49,43 \text{ cm}^2$$

Soit : **11 HA25 = 53,97 cm<sup>2</sup>**.

Volume béton de la semelle :

$$\begin{aligned} \text{volume béton} &= \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( (D + 0,3 + \frac{e\sqrt{3}}{3})^2 \right) - \left( \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,3)^2 \right) \right] H \\ \text{volume béton} &= \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( (0,8 + 0,3 + \frac{2,4\sqrt{3}}{3})^2 \right) - \left( \frac{\sqrt{3}}{4} (0,8 + 0,3)^2 \right) \right] 1,30 \\ \text{volume béton} &= 3,52 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

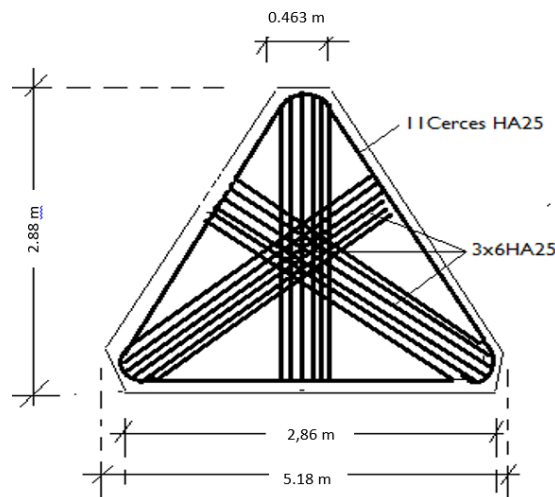


Figure V-19 : Schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux

### V.10.2) Dimensionnement et ferrailage d'une semelle sur 3 pieux selon l'Eurocode

L'inclinaison de l'axe des bielles à pour valeur : [45° ; 55°].

Vérification de la contrainte dans les bielles :

La contrainte de compression dans les bielles a pour valeur :

$$\tan \theta = \frac{2e\sqrt{3} - a\sqrt{2}}{6d} = \frac{2 \times 240\sqrt{3} - 90\sqrt{2}}{6 \times 125} = 0,9388$$

Vérification de la contrainte dans les bielles :

$$\text{Max} \left[ \frac{N_{Ed}}{B \sin^2(\theta)} ; \frac{N_{Ed}}{3B_1 \sin^2(\theta)} \right] \leq 1,15 f_{ck}$$

$$\frac{N_{Ed}}{B \sin^2(\theta)} = \frac{4400000}{900 \times 9000,684^2} = 11,61 \text{ MPa} < 1,15 f_{ck} = 1,15 \times 27 = 30,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_{Ed}}{3B_1 \sin^2(\theta)} = \frac{4400000}{3 \times \frac{3,14 \times 800 \times 800}{4} \times 0,684^2} = 6,24 \text{ MPa} < 1,15 f_{ck} = 1,15 \cdot 27 = 30,05 \text{ MPa}$$

$$0,7 N_{Ed} \left( \frac{l_t \sqrt{3} - 0,9 b_0}{9d} \right) = 0,7 \times 440 \left( \frac{240 \sqrt{3} - 0,9 \cdot 90}{9 \cdot 125} \right) = 91,63 \text{ t}$$

$$(1 - 0,7) N_{Ed} \left( \frac{l_t \sqrt{3} - 0,9 b_0}{9d} \right) = 0,3 \times 942 \left( \frac{240 \sqrt{3} - 0,9 \cdot 90}{9 \cdot 125} \right) = 84,07 \text{ t}$$

$$A = \left( \frac{84070000}{348} \right) = 2416 \text{ mm}^2$$

Soit : 5 HA 25

Sections des armatures périmétriques  $A_2$  :

$$A_2 = A_1 \sqrt{3} = 24,16 \sqrt{3} = 41,85 \text{ cm}^2$$

Soit : 9 HA25 = 44, 15 cm<sup>2</sup>.

$$\text{volume béton} = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( D + 0,3 + \frac{e\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \left( \frac{\sqrt{3}}{4} (D + 0,3)^2 \right) \right] H$$

$$\text{volume béton} = \left[ \frac{3\sqrt{3}}{4} \left( 0,8 + 0,3 + \frac{2,4\sqrt{3}}{3} \right)^2 - \left( \frac{\sqrt{3}}{4} (0,8 + 0,3)^2 \right) \right] 1,30$$

$$\text{volume béton} = 3,52 \text{ m}^3$$

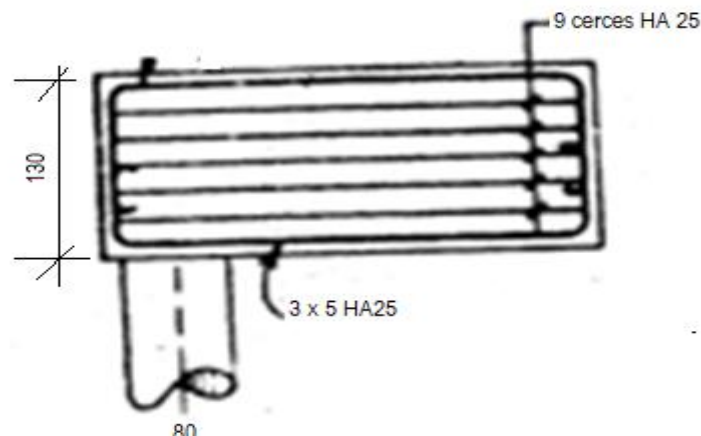


Figure V-20 : Coupe longitudinale du schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux

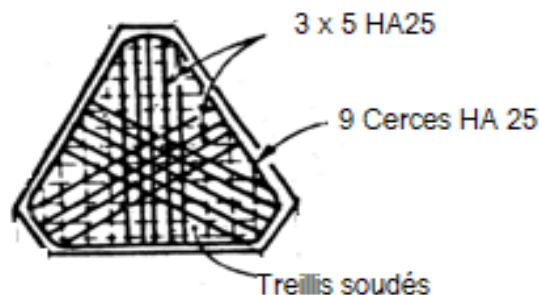


Figure V-21 : Vue en plan du schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux

## **PARTIE C : FERRAILAGE DES PIEUX**

### **V.11) FERRAILAGE DES PIEUX SELON LE FASCICULE 62**

#### **V.11.1) DISPOSITIONS A RESPECTER POUR LE FERRAILAGE DES PIEUX SELON FASCICULE.62**

##### **V.11.1.1) CONSTITUTION ET DIMENSIONS DES CAGES D'ARMATURE fascicule**

###### **ARMATURES LONGITUDINALES**

Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12 mm. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles B.A.E.L.

L'espacement des barres longitudinales ne peut être inférieur à 10 cm entre nus. Au droit des recouvrements Sauf dispositions différentes du marché, cette distance doit être respectée entre les nus de couples de barres

###### **ARMATURES TRANSVERSALES**

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à

15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.

Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm.

Enfin Il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes :

**Tableau V-4 : Choix des diamètres transversaux**

<b>∅ armatures longitudinales</b>	<b>12 – 14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>
<b>∅ armatures transversales</b>	6-8	8-10	12-14	12-16	16

#### **V.11.1.2) DISPOSITIONS A RESPECTER POUR LE FERRAILAGE DES PIEUX SELON L'EC2**

##### **Article [9.8.5] Pieux forés**

Afin de permettre une bonne mise en place du béton autour des armatures, il est primordial que les armatures, cages d'armatures et tout insert incorporé soient conçus de manière à ne pas compromettre l'écoulement du béton. Il convient d'équiper les pieux forés dont le diamètre est inférieur ou égal à  $h_1$  d'une section minimale d'armatures longitudinales  $A_{s,bmin}$ .

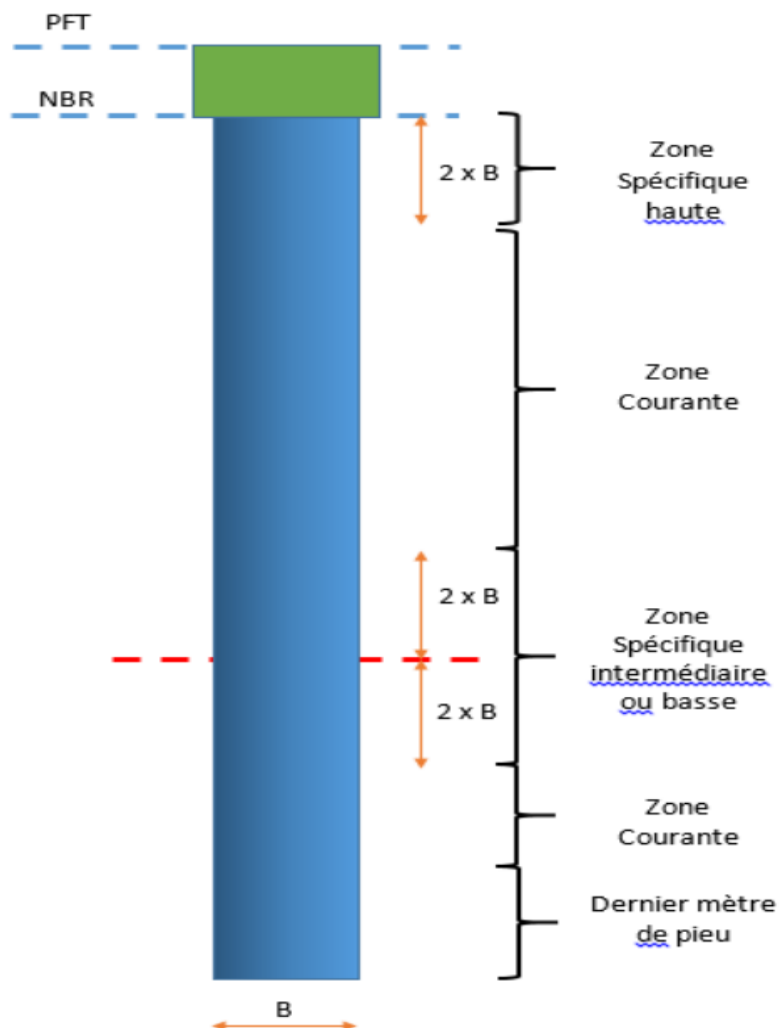


Figure V-22 : Zones importantes pour les pieux

La « **zone spécifique haute** » s'étend sur une distance correspondant à deux fois la dimension de la section transversale  $B$  du pieu, à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu.

Commentaire : On attire l'attention que les zones de moments max ne sont pas considérées comme une zone spécifique haute

La section maximale est égale à 3 % de «  $A_c$  » avec «  $A_c$  » surface de béton de la section transversale du fût du pieu.

## Longueur minimale de la cage d'armatures en DCM

Tableau V-5 : Longueur minimale de la cage des armatures en DCM

Catégorie D'importance Classe de sol	Zones sismique 2 et 3				Zones sismiques 4 et 5			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
A		Min (7m ; 10.B) *	Toute hauteur			Toute hauteur		
B								
C								
D								
E								
S1								
S2		**						

(\*) Sous NBR (niveau de béton recépé), ou profondeur atteinte par le pieu si celle-ci est inférieure.

(\*\*) Après traitement anti-liquéfaction, la classe de sol doit être réévaluée par le Géotechnicien au plus tard en G2 PRO.

### V.11.2.1) CARACTÉRISTIQUES MINIMALES DESCAGES DES ARMATURES LONGITUDINALES

Hors zone spécifique haute (armatures longitudinales) Même si le calcul conduit à une section d'acier inférieure, il faut mettre en place un ferrailage au moins égal au minimum requis par les normes d'exécution, de longueur définie dans le Tableau V-6.

Tableau V-6 : Section nominale des armatures longitudinales hors « zone spécifique haute »

Section nominale du pieu : $A_c$	Section des armatures longitudinales : $A_s$
$A_c \leq 0,5 m^2$	$A_s \geq 0,5\% . A_c$
$0,5 m^2 < A_c \leq 1m^2$	$A_s = 25 cm^2$
$A > 1m^2$	$A_s \geq 0,25\% . A_c$

En zone spécifique haute (armatures longitudinales) La section minimale des armatures longitudinales en « zone spécifique haute » est conforme au Tableau suivant sur une distance correspondant à deux fois la dimension de la section transversale du pieu «  $\Phi$  », à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu.

**Tableau V-7** : Section nominale des armatures longitudinales en « zone spécifique haute »

Section nominale du pieu : $A_c$	Section des armatures longitudinales : $A_s$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 1\% . A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1\text{m}^2$	$A_s = 50 \text{ cm}^2$
$A > 1\text{m}^2$	$A_s \geq 0,5\% . A_c$

Dans toute zone la section d'armatures longitudinales maximale est égale à 3 % de «  $A_c$  ».

#### V.11.2.2) CARACTÉRISTIQUES MINIMALES DES CAGES D'ARMATURES TRANSVERSALES

Toute zone (armatures transversales) Seule la clause 1 du § 6.2.1 de l'annexe nationale de l'EC8-2 interdit les spires dans les zones de rotules plastiques. Etant donné que, dans ce Guide, tout comme dans § 5.8.4 du Fascicule de Documentation FD P06- 031, le principe de formation de rotules plastiques dans les pieux n'est pas retenu (déformation du béton limitée à  $\epsilon_{cu2} = 0,0035$ ) sauf exception (Cf. § 10.1.b de ce Guide), les armatures transversales peuvent être composées de spires sur toute la hauteur armée.

Hors zone spécifique haute (armatures transversales) Il n'y a pas de dispositions minimales propres au séisme. On applique les dispositions constructives des normes d'exécution et celles de la norme NF P 94-262.

Zone spécifique haute (armatures transversales) On doit respecter les dispositions suivantes : L'espacement maximal des armatures transversales d'axe à axe (et de nu à nu si les armatures transversales sont groupées) est de 12 fois le diamètre minimal des barres longitudinales «  $d_{bl}$  ». Il sera limité à 250 mm.

Zone spécifique haute (armatures transversales) Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement est de  $w_{wd} = 8\%$  :

$$w_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement} \times f_{yd}}{\text{volume de noyau fretté en béton} \times f_{cd}}$$

$f_{yd}$  : La valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

$f_{cd}$  : La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton.

### V.11.2.2) DISPOSITIONS A RESPECTER POUR LE FERRAILLAGE DES PIEUX SELON DTU 13-2.

Pour le ferrailage des pieux, le DTU 13-2 impose le respect des conditions suivantes :

#### 1. Armatures longitudinales :

- 1) Nombre minimal de barres = 6.
- 2) Diamètre minimal des barres = 12 mm.
- 3) Espacement minimal des barres nu à nu égale 20 cm.
- 4) Recouvrement : majoration de 30 % en partie courante et 50 % en zone critique.
- 5) Section des aciers : 0,5% minimum et 3 % maximum.

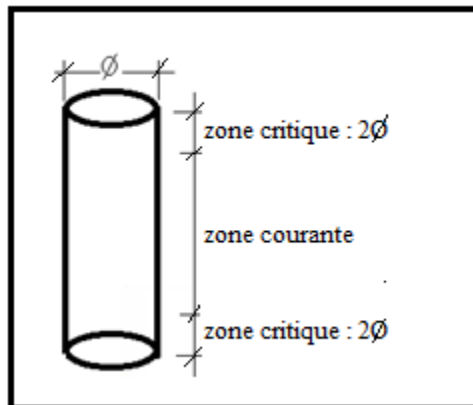


Figure V-23 : Détermination des zones critiques et courante

#### 2. Armatures transversales :

- 1) Diamètre minimal des barres = 6 mm.
- 2) Espacement minimal des barres nu à nu.
  - $s' = 12$  Fois le diamètre des barres en zone courante.
  - $s' = 10$  Fois le diamètre des barres longitudinales en zone critique.

Pourcentage volumique : 0,6 % en zone courante et 0,8 % en zone critique

### V.12) Détermination du ferrailage des pieux selon les deux codes

- 1) Pour le diamètre de pieux égale ( $\phi = 60$  cm)
  - L'étude géotechnique entamée a permis de fixer les deux paramètres suivants concernant les pieux sous poteaux :
    - Diamètre :  $\phi = 60$  cm
    - Profondeur d'encastrement dans le sol :  $H = 800$  cm.

a) Armatures longitudinales  $A_1$ :

Selon l'EC2-1-1 (article 6.2.2.2.a) : Le pourcentage de la section des armatures longitudinales comprise entre 0,5 % au minimum jusqu'à 3 % de maximum et dans notre application on prend la moitié entre eux.

On se fixe la valeur moyenne de 1,25 % de la section totale du pieu, soit :

$$A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \right) \quad A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 60^2}{4} \right) = 35,33 \text{ cm}^2$$

Soit une section pratique composée de 12 HA 20  $\rightarrow A_1 = 37,70 \text{ cm}^2$

Vérification de la section longitudinale adoptée selon les conditions du DTU 13-2 :

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,5\% \left( \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \right) \quad A_{\min} = \frac{0,5}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 60^2}{4} \right) = 14,13 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 37,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 14,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pourcentage maximal :

$$A_{\max} = 3\% \left( \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \right) \quad A_{\max} = \frac{3}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 60^2}{4} \right) = 84,78 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 37,70 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 84,78 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur le diamètre des armatures :

Selon le fascicule N°62 (article C.5.4, 23) : Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12 mm. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle.

$\varnothing_{\text{adopté}} = 20 \text{ mm} > \varnothing_{\min} = 12 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement entre nu :

L'espacement entre nu des barres se définit à partir du périmètre du pieu (P), du diamètre des barres et de leur nombre (n) conformément à la formule suivante :

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{P - n \times \varnothing}{n} < 20 \text{ cm}$$

Avec :

P : Périmètre du pieu ( $P = \pi \times \varnothing$ )

n : Nombre de barres

$\varnothing$  : Diamètre adopté pour les barres longitudinales.

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{60 \times 3,14 - 12 \times 2}{12} = 13,7 \text{ cm}$$

Selon le fascicule N° 62 (article C.5.2) : l'espacement dans les armatures longitudinales ou transversales courant n'excède pas 20 centimètres.

$S_{t(\text{nu})} = 13,7 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.



Les quatre conditions sont respectées, on peut donc conserver le diamètre, la section et l'espacement des barres longitudinales.

b) Armatures transversales :

Selon le fascicule N°62 (article C.5.4, 24), Il est recommandé d'adopter le diamètre des armatures transversales proportionnelles du choix de diamètre armatures longitudinale.

Elles doivent être composées de spires ou de cerces. Pour notre application on adoptera une cerce de 14 mm de diamètre, Soit une section d'armatures transversales de :

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \quad A_t = \frac{3,14 \times 1,4^2}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre adopté pour les armatures transversales.

Condition sur le diamètre :

Selon les prescriptions de l'article du fascicule N° 62 : Le diamètre des armatures transversales est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm.

$\phi_{t \text{ adopté}} = 14 \text{ mm} > \phi_{t \text{ min}} = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement :

2.1) Zone courante :

$$S_{t1} \leq 2 \times \phi_1 \quad S_{t1} \leq 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans la zone courante de 11 cm.

Zones critiques :

Elles concernent les deux extrémités du pieu et s'étale sur une hauteur égale à fois le diamètre des pieux.

hauteur zones critiques =  $2 \times \phi_1$  Soit dans notre cas :

$$\text{hauteur zones critiques} = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

Espacement des cadres dans les deux zones critiques :

$$S_{t2} \leq 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans les zones critiques de 9 cm.

Condition sur le pourcentage volumique :

Pour une bande de 1m de longueur, et on fixant l'enrobage à hauteur de 5 cm, on aboutit aux résultats suivants :

Volume pieu :

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \times 100$$

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{3,14 \times 60^2}{4} \right) \times 100 = 282600 \text{ cm}^3$$

Volume de la section armatures transversales zone courante (9 barres) :

$$V_{\text{acier}(1)} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{\text{acier}(1)} = 3,14 \times 50 \times 1,53 \times 9 = 2161,89 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{\text{acier}(1)}}{V_{\text{pieu}}} > \%_{\text{min}} = 0,6 \%$$

$$\%A_t = \frac{2161,89}{282600} = 0,76 \% > \%_{\text{min}} = 0,6 \%$$

La condition est vérifiée.

Volume de la section armatures transversales zones critiques (11 barres) :

$$V_{\text{acier}(2)} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{\text{acier}(2)} = 3,14 \times 50 \times 1,53 \times 11 = 2642,31 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{\text{acier}(2)}}{V_{\text{pieu}}} > \%_{\text{min}} = 0,8 \%$$

$$\%A_t = \frac{2642,31}{282600} = 0,93 \% > \%_{\text{min}} = 0,8 \%$$

La condition est vérifiée.

Un exemple est illustré à travers les 3 figures suivantes :

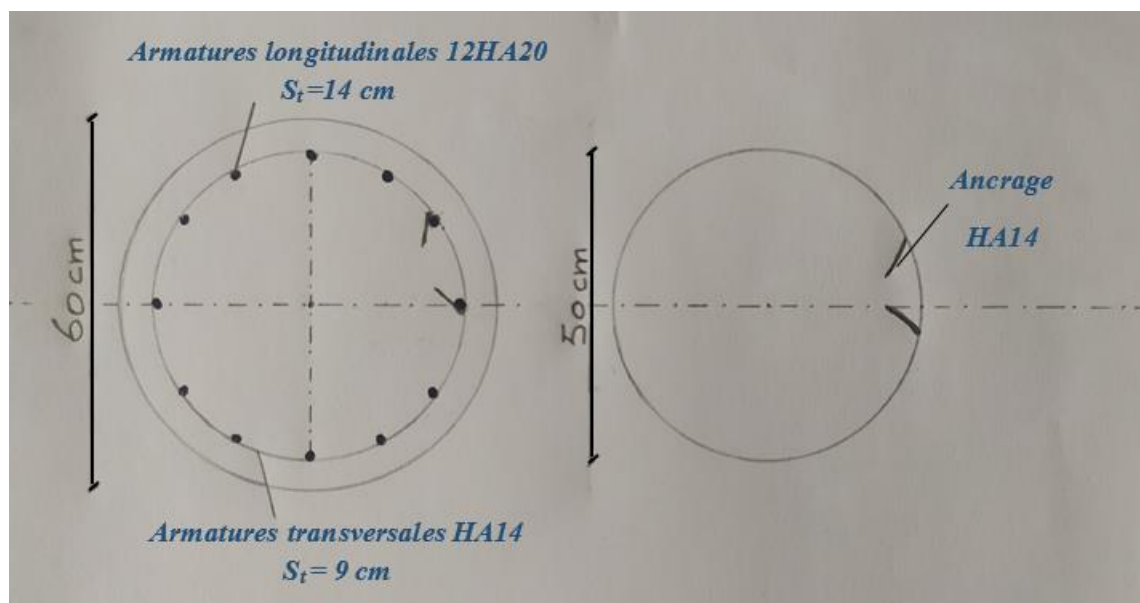


Figure V-24 : Ferrailage du pieu au niveau des zones critiques.

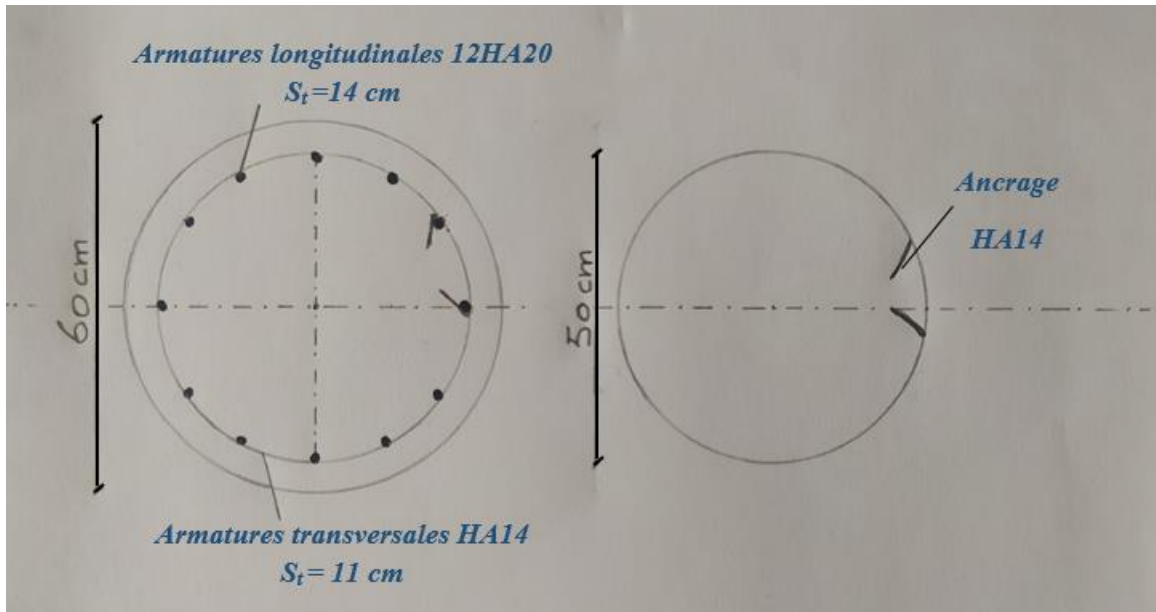


Figure V-25 : Ferrailage du pieu au niveau de la zone courante.

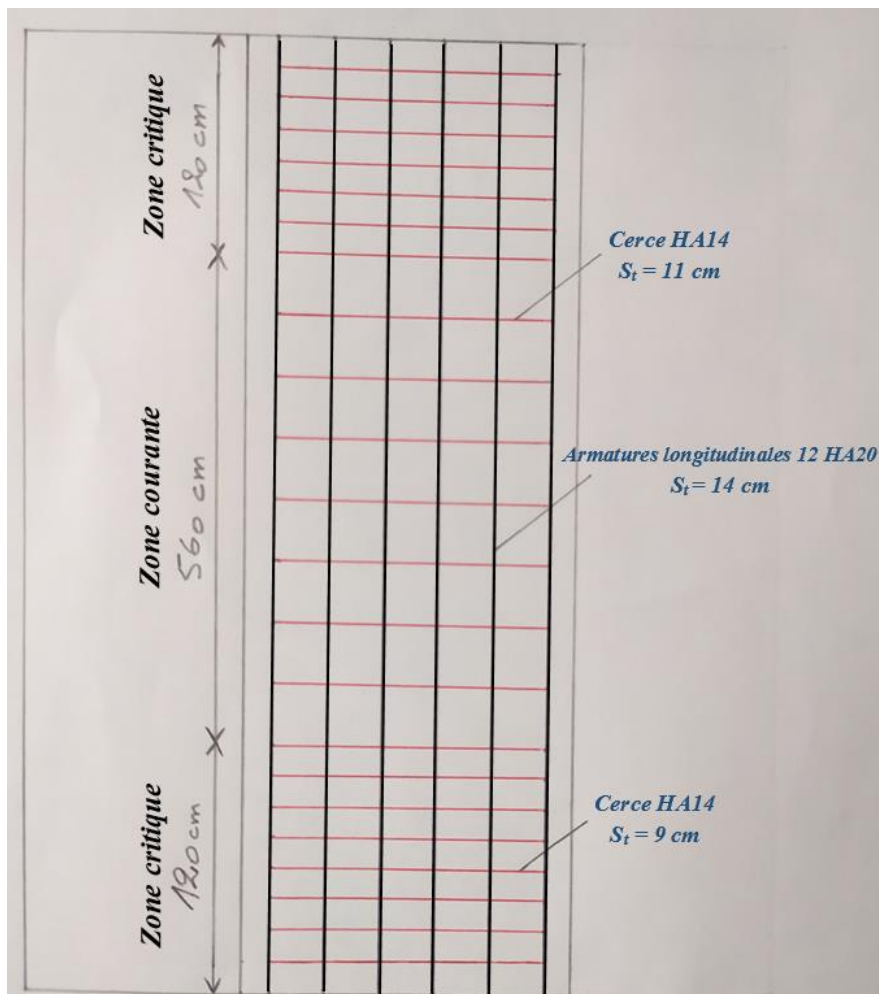


Figure V-26 : Coupe longitudinale du ferrailage du pieu.

**2) Pour le diamètre de pieux égale ( $\phi = 80\text{cm}$ )**

- Diamètre :  $\phi = 80\text{cm}$
- Profondeur d'encastrement dans le sol :  $H = 800\text{cm}$ .

c) Armatures longitudinales  $A_1$ :

On se fixe la valeur moyenne de 1,25 % de la section totale du pieu, soit :

$$A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 80^2}{4} \right) = 62,8 \text{ cm}^2$$

Soit une section pratique composée de : 12 HA 25 + 2 HA 16  $\rightarrow A_1 = 62,93 \text{ cm}^2$

Vérification de la section longitudinale adoptée selon les conditions du DTU 13-2 :

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,5\% \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_{\min} = \frac{0,5}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 80^2}{4} \right) = 25,12 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 62,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 25,12 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pourcentage maximal :

$$A_{\max} = 3\% \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_{\max} = \frac{3}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 80^2}{4} \right) = 150,72 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 62,93 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 150,72 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur le diamètre des armatures :

$\phi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} > \phi_{\min} = 12 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement entre nu :

L'espacement entre nu des barres se définit à partir du périmètre du pieu (P), du diamètre des barres et de leur nombre (n) conformément à la formule suivante :

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{P - n \times \phi}{n} < 20 \text{ cm}$$

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{80 \times 3,14 - (12 \times 2,5 + 2 \times 1,6)}{14} = 15,6 \text{ cm}$$

$S_{t(\text{nu})} = 15,6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Les quatre conditions sont respectées, on peut donc conserver le diamètre, la section et l'espacement des barres longitudinales.

d) Armatures transversales :

Elles doivent être composées de spires ou de cerces. Pour notre application on adoptera une cerce de 14 mm de diamètre, soit une section d'armatures transversales de :

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4}$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre adopté pour les armatures transversales.

$$A_t = \frac{3,14 \times 1,4^2}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Condition sur le diamètre :

$\phi_{t \text{ adopté}} = 14 \text{ mm} > \phi_{t \text{ min}} = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement :

2.1) Zone courante :

$$S_{t1} \leq 12 \times \phi_1 \quad S_{t1} \leq 12 \times 2,5 = 30 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans la zone courante de 10 cm.

2.2) Zones critiques :

Elles concernent les deux extrémités du pieu et s'étale sur une hauteur égale à fois le diamètre des pieux.

hauteur zones critiques =  $2 \times \phi_1$  Soit dans notre cas :

$$\text{hauteur zones critiques} = 2 \times 80 = 160 \text{ cm}$$

Espacement des cadres dans les deux zones critiques :

$$S_{t2} \leq 10 \times 2,5 = 25 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans les zones critiques de 8 cm.

Condition sur le pourcentage volumique :

Pour une bande de 1 mètre de longueur, et on fixant l'enrobage à hauteur de 5 cm, on aboutit aux résultats suivants :

Volume pieu :

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \times 100$$

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{3,14 \times 80^2}{4} \right) \times 100 = 502400 \text{ cm}^3$$

Volume de la section armatures transversales zone courante (10 barres) :

$$V_{\text{acier(1)}} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{\text{acier(1)}} = 3,14 \times 70 \times 1,53 \times 10 = 3362,94 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{\text{acier(1)}}}{V_{\text{pieu}}} > \%_{\text{min}} = 0,6 \%$$

$$\%A_t = \frac{3362,94}{502400} = 0,67 \% > \%_{\text{min}} = 0,6 \%$$

La condition est vérifiée.

Volume de la section armatures transversales zones critiques (12 barres + 1 barre au début) :

$$V_{\text{acier(2)}} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{\text{acier}(2)} = 3,14 \times 70 \times 1,53 \times 13 = 4371,82 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{\text{acier}(2)}}{V_{\text{pieu}}} > \%_{\text{min}} = 0,8 \%$$

$$\%A_t = \frac{4371,82}{502400} = 0,87 \% > \%_{\text{min}} = 0, \%$$

La condition est vérifiée.

### 3) Pour le diamètre de pieux égale ( $\phi = 100 \text{ cm}$ )

- Diamètre :  $\phi = 100 \text{ cm}$
- Profondeur d'encastrement dans le sol :  $H = 800 \text{ cm}$ .

e) Armatures longitudinales  $A_1$ :

On se fixe la valeur moyenne de 1,25 % de la section totale du pieu, soit :

$$A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_1 = \frac{1,25}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 100^2}{4} \right) = 98,13 \text{ cm}^2$$

Soit une section pratique composée de 12 HA32 + 2 HA16  $\rightarrow A_1 = 100,53 \text{ cm}^2$

Vérification de la section longitudinale adoptée selon les conditions du DTU 13-2 :

Pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_{\text{min}} = \frac{0,5}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 100^2}{4} \right) = 39,25 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 100,3 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 39,25 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pourcentage maximal :

$$A_{\text{max}} = 3\% \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \quad A_{\text{max}} = \frac{3}{100} \times \left( \frac{3,14 \times 100^2}{4} \right) = 235,5 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 100,53 \text{ cm}^2 < A_{\text{max}} = 235,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur le diamètre des armatures :

$\phi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} > \phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement entre nu :

L'espacement entre nu des barres se définit à partir du périmètre du pieu (P), du diamètre des barres et de leur nombre (n) conformément à la formule suivante :

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{P - n \times \phi}{n} < 20 \text{ cm}$$

$$S_{t(\text{nu})} = \frac{100 \times 3,14 - (12 \times 3,2 + 2 \times 1,6)}{14} = 19,4 \text{ cm}$$

$S_{t(\text{nu})} = 19,4 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Les quatre conditions sont respectées, on peut donc conserver le diamètre, la section et l'espacement des barres longitudinales.

Armatures transversales :

Elles doivent être composées de spires ou de cerces. Pour notre projet on adoptera une cerce de 16 mm de diamètre, soit une section d'armatures transversales de :

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4}$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre adopté pour les armatures transversales.

$$A_t = \frac{3.14 \times 1,6^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition sur le diamètre :

$\phi_{t \text{ adopté}} = 16 \text{ mm} > \phi_{t \text{ min}} = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Condition sur l'espacement :

### 2.1) Zone courante :

$$S_{t1} \leq 12 \times \phi_1 = 12 \times 3,2 = 38,4 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans la zone courante de 10 cm.

### 2.2) Zones critiques :

Elles concernent les deux extrémités du pieu et s'étale sur une hauteur égale à fois le diamètre des pieux.

hauteur zones cririques =  $2 \times \phi_1$  Soit dans notre cas :

$$\text{hauteur zones cririques} = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

Espacement des cadres dans les deux zones critiques :

$$S_{t2} \leq 10 \times 3,2 = 32 \text{ cm}$$

Soit un espacement dans les zones critiques de 8 cm.

Condition sur le pourcentage volumique :

Pour une bande de 1 mètre de longueur, et on fixant l'enrobage à hauteur de 5 cm, on aboutit aux résultats suivants :

Volume pieu :

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) \times 100$$

$$V_{\text{pieu}} = \left( \frac{3.14 \times 100^2}{4} \right) \times 100 = 785000 \text{ cm}^3$$

Volume de la section armatures transversales zone courante (10 barres) :

$$V_{\text{acier}(1)} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{\text{acier}(1)} = 3.14 \times 90 \times 2 \times 10 = 5652 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{\text{acier}(1)}}{V_{\text{pieu}}} > \%_{\text{min}} = 0,6 \%$$

$$\%A_t = \frac{5652}{785000} = 0,72 \% > \%_{min} = 0,6 \%$$

La condition est vérifiée.

Volume de la section armatures transversales zones critiques (12 barres + 1 barre au début) :

$$V_{acier(2)} = \pi \times D' \times A_t \times n$$

$$V_{acier(2)} = 3,14 \times 90 \times 2 \times 13 = 7347,6 \text{ cm}^3$$

Soit un pourcentage volumique d'armatures transversales en zone courante de :

$$\%A_t = \frac{V_{acier(2)}}{V_{pieu}} > \%_{min} = 0,8 \%$$

$$\%A_t = \frac{7347,6}{785000} = 0,94 \% > \%_{min} = 0,8 \%$$

La condition est vérifiée.

### Analyse des résultats

**Tableau V-8** : Sections des armatures longitudinales en fonction du diamètre des pieux

Code	Ø = 60 cm	Ø = 80 cm	Ø = 100 cm
Fascicule N°62	35,33 cm <sup>2</sup>	62,80 cm <sup>2</sup>	98,13 cm <sup>2</sup>
Eurocode 2	35,33 cm <sup>2</sup>	62,80 cm <sup>2</sup>	98,13 cm <sup>2</sup>

**Tableau V-9** : Sections des armatures transversales en fonction du diamètre des pieux

Code	Ø = 60 cm	Ø = 80 cm	Ø = 100 cm
Fascicule N°62	1,53 cm <sup>2</sup>	1,53 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>
Eurocode 2	1,53 cm <sup>2</sup>	1,53 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>

**Tableau V-10** : volume de section armatures transversales en zone courante et critiques

Code	Ø = 60 cm		Ø = 80 cm		Ø = 100 cm	
	V <sub>Stc</sub>	V <sub>Stq</sub>	V <sub>Stc</sub>	V <sub>Stq</sub>	V <sub>Stc</sub>	V <sub>Stq</sub>
Fascicule N°62	2161,9 cm <sup>3</sup>	2642,31 cm <sup>3</sup>	3362,94 cm <sup>3</sup>	4371,82 cm <sup>3</sup>	5652 cm <sup>3</sup>	7347,6 cm <sup>3</sup>
Eurocode 2	2161,9 cm <sup>3</sup>	2642,31 cm <sup>3</sup>	3362,94 cm <sup>3</sup>	4371,82 cm <sup>3</sup>	5652 cm <sup>3</sup>	7347,6 cm <sup>3</sup>

V<sub>Stc</sub> : Volume de section armatures transversales en zone courante.

V<sub>Stq</sub> : Volume de section armatures transversales en zone critiques.



**Conclusion :**

Les résultats obtenus à travers les applications entreprises sont très proches aussi bien pour les armatures longitudinales que transversales. Le fascicule N°62 propose plutôt une fourchette à respecter pour le ferrailage longitudinale variant entre 0,5 et 3 %, tandis que l'Eurocode 2 propose des sections minimales à respecter en fonction de la surface du pieu (et donc de son diamètre). En zone sismique il fait la différence entre zone spécifique et zone courante.

**V.13) CONCLUSION DU CINQUIÈME CHAPITRE**

Concernant les méthodes de calcul du ferrailage des semelles isolées, en Algérie on utilise principalement la méthode des bielles classiques, tandis que les Eurocodes proposent trois méthodes distinctes : la méthode des bielles modifiée, la méthode des consoles et le ferrailage par treillis à soudés. Selon les résultats des applications que nous avons menés, des écarts de sections d'aciers ont été constatés entre les trois méthodes. C'est la méthode des bielles reformulées selon les Eurocodes qui donne les sections les plus élevées avec des écarts variant entre 20,9 et 63,8 % par rapport à la méthode des bielles classique. La méthode des consoles donne des sections plus faibles avec cependant des écarts assez modeste et variant entre 3 et 7,5 %.

## Conclusion Générale

L'objectif visé par notre travail était de mener une étude comparative entre deux documents techniques règlementaires nationaux (DTR B.C 2.33.1 et 2.33.2) et les codes Européennes particulièrement l'Euro code 7 qui traite de l'analyse géotechnique des structures. Le volume et les paramètres traités par ces codes de calcul étant conséquents, de ces deux codes règlementaires, nous nous sommes limité à comparer les principaux paramètres vitaux dans la conception, le calcul du ferrailage des semelles et enfin le calcul des armatures des pieux circulaires en béton armé. Dans le but d'apprécier les écarts éventuels de calcul codes traités, dix applications numériques détaillées ont été menées. Au terme de cette analyse comparative on pourra dégager les conclusions suivantes :

- ✓ Notre pays a approuvée depuis 1994 deux codes techniques règlementaires portant sur le calcul et la conception des fondations superficielles et profondes aux ouvrages courants en béton armé,
- ✓ Les pays de la communauté Européenne ont unifié leurs codes de calcul dans le domaine du génie civil à travers des documents règlementaires intitulés Euro codes. Et concernant les fondations ce sont les Eurocodes 2 et 7
- ✓ Les différents codes de calculs traités reposent tous la méthode dite aux Etats-limites, qui définissent les concepts d'états-limites ultimes et d'états-limite de service.
- ✓ Les codes de calcul traitent des principes et des exigences pour la résistance mécanique, la sécurité, l'aptitude au service, le renversement et le tassement.
- ✓ La réglementation dans le domaine du génie est évolutive et ce afin de tenir compte des nouveaux matériaux élaborés, l'élaboration de nouvelles technologies ainsi qu'une meilleure maitrise des lois de comportement des matériaux.
- ✓ Les codes de calcul étudiés tiennent compte des mêmes charges avec cependant une notation différente concernant le séisme ;

Concernant la résistance du béton utilisé pour la réalisation des fondations et son contrôle :

- ✓ Les règles nationales utilisent uniquement des éprouvettes cylindriques,
- ✓ Les règles Européennes laissent le choix entre les éprouvettes cylindriques et cubiques, cependant elles fixent le rapport entre les deux formes à hauteur de 0,83
- ✓ L'EC2 propose d'avantages de vérifications que le CBA 93
- ✓ l'EC2 prévoit des combinaisons d'actions fondamentales différentes suivant les types des Etats-Limites, par contre au le CBA 93 propose une seule combinaison d'action fondamentale selon les états-limites ultimes et de service.

- ✓ Les codes étudiés utilisent la même démarche concernant la détermination des dimensions des fondations, les résultats obtenus à travers les nombreuses applications numériques effectuées montrent une convergence sur l'aspect dimensions.
- ✓ Concernant le dimensionnement des semelles profondes sur pieux, les deux codes de calcul proposent des expressions analytiques similaires ou l'on constate que les dimensions sont fonction essentiellement des diamètres des pieux utilisés. Les résultats obtenus sur les dimensions à travers les six applications numériques entreprises sont très proches et les écarts observés sont minimes.
- ✓ Pour ce qui est du dimensionnement des pieux (diamètre et profondeur d'encastrement), le principe global de la portance d'un pieu est repris et la démarche est la même : déterminer la portance d'un pieu isolé (effet de point et frottement latéral) grâce aux essais géotechniques et déterminer le nombre de pieux à placer en fonction de la charge à transmettre et de la portance du pieu.
  
- ✓ L'enrobage minimal des armatures pour les fondations pour les deux codes de calcul ;
- ✓ Le DTR 2.33.1 l'Eurocode 2 imposent doter les armatures des semelles isolées de crochets
- ✓ Le diamètre minimal des armatures des semelles est 8 mm pour les deux règlements

## ***PERSPECTIVES***

Dans le but de poursuivre le travail entamé dans ce mémoire et portant sur une analyse comparative sur les codes de calcul des fondations superficielles et profondes, nous proposons de compléter l'étude en développant les suivants :

1. Semelles continues sous murs ;
2. Les radiers généraux ;
3. Les semelles profondes sur quatre pieux.

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre II

<b>Figure II-1</b> : Géométries des fondations.....	19
<b>Figure II-2</b> : Charges et les surcharges exercées sur la structure.....	20
<b>Figure II-3</b> : Classification des fondations selon la nature du sol.....	20
<b>Figure II-4</b> : Échelle de précision du type de fondation.....	21
<b>Figure II-5</b> : Implantation des fondations.....	22
<b>Figure II-6</b> : Formes courantes des semelles isolées.....	23
<b>Figure II-7</b> : Image d'une semelle continue sous mur.....	24
<b>Figure II-8</b> : Photo d'un radier générale.....	24
<b>Figure II-9</b> : a - Emplacement d'un pieu, b - Mode de travail d'un pieu.....	25
<b>Figure II-10</b> : Organigramme donnant les différents types de pieux.....	25
<b>Figure II-11</b> : Schéma des réactions sur une fondation superficielle.....	26
<b>Figure II-12</b> : Modes de travail des pieux.....	26
<b>Figure II-13</b> : Les deux grands types de pieux.....	27
<b>Figure II-14</b> : Pieu en béton foncé par vérin.....	27
<b>Figure II-15</b> : Pieux moulés par battage du tube.....	28
<b>Figure II-16</b> : Pieu en métal injecté.....	28
<b>Figure II-17</b> : Matériels de creusage pour forage.....	29
<b>Figure II-18</b> : Pieu forés simples .....	30
<b>Figure II-19</b> : Pieu foré à boue.....	30
<b>Figure II-20</b> : Pieux à la tarière creuse.....	31
<b>Figure II-21</b> : Coupe sous-sol des parois moulées.....	31
<b>Figure II-22</b> : Exécution d'une paroi moulée.....	32
<b>Figure II-23</b> : a- Métro Grand Paris Express, b- parking Avrieux- Marseille.....	32
<b>Figure II-24</b> : Cône d'Abram's.....	33
<b>Figure II-25</b> : Mesure de l'étalement au cône d'Abram's pour les BAP.....	33
<b>Figure II-26</b> : Eprouvette en béton.....	34
<b>Figure II-27</b> : Dimensions des éprouvettes cylindriques et cubiques selon l'Eurocode 2.....	34

<b>Figure II-28</b> : a - Schéma de principe, b - Tubes réservés pour les sondes.....	35
<b>Figure II-29</b> : Treuil de mesure de la profondeur et tourets de câbles.....	36
<b>Figure II-30</b> : Têtes de pieux dégagées.....	36
<b>Figure II-31</b> : Différentes opérations effectuées lors du recépage des pieux.....	37

### Chapitre III

<b>Figure III-1</b> : Coupe de fondation superficielle encastrée dans le sol.....	44
<b>Figure III-2</b> : Force portante d'un pieu.....	45
<b>Figure III-3</b> : Sonde cylindrique dilatée sur le forage.....	51
<b>Figure III-4</b> : Sonde pénétrométrique dans le sol par vérin.....	53

### Chapitre IV

<b>Figure IV-1</b> : Semelle carrée ou rectangulaire.....	61
<b>Figure IV-2</b> : Vue en plan et coupe de la semelle.....	63
<b>Figure IV-3</b> : Vue en 3D la semelle.....	64
<b>Figure IV-4</b> : Semelle de fondation sur deux pieux .....	66
<b>Figure IV-5</b> : Vue en plan de la semelle deux pieux.....	66
<b>Figure IV-6</b> : Semelle de fondations sur deux pieux.....	66
<b>Figure IV-7</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2.....	69
<b>Figure IV-8</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2.....	70
<b>Figure IV-9</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2 pieux.....	71
<b>Figure IV-10</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2 pieux selon l'EC2.....	72
<b>Figure IV-11</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2 pieux selon l'EC2.....	74
<b>Figure IV-12</b> : Dimensions finales de la semelle sur 2 pieux selon l'EC2.....	75
<b>Figure IV-13</b> : Vue en plan de la semelle sur 3 pieux selon le fascicule .....	76
<b>Figure IV-14</b> : Vue en plan de la semelle sur 3 pieux selon l'EC2 .....	77
<b>Figure IV-15</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon le fascicule N°62.....	79
<b>Figure IV-16</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon le fascicule N°62 .....	80
<b>Figure IV-17</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon le fascicule N°62.....	81
<b>Figure IV-18</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon l'EC2.....	82
<b>Figure IV-19</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon l'EC2.....	83
<b>Figure IV-20</b> : Dimensions finales de la semelle sur trois pieux selon l'EC2.....	84
<b>Figure IV-21</b> : Diamètre du pieu .....	85

Figure IV-22 : Semelle sur 4 pieux.....	88
---	----

## Chapitre V

Figure V-1 : Transmission des bielles dans le béton.....	93
Figure V-2 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée.....	94
Figure V-3 : Coupe transversale d'une semelle isolée .....	95
Figure V-4 : Effet des réactions sous la base de la fondation.....	96
Figure V-5 : Enrobage respecter des armatures selon l'Eurocode 2.....	98
Figure V-6 : Coupe en 3D distribution sous forme des bielles .....	99
Figure V-7 : Schéma de ferrailage de la semelle selon les calculs du DTU 13.12.....	100
Figure V-8 : Vue en plan du schéma de ferrailage de la semelle selon les calculs du DTU 13.12..	100
Figure V-9 : Les dimensions d'une semelle.....	102
Figure V-10 : Semelle sur deux pieux.....	105
Figure V-11 : Diffusion des bielles dans la semelle.....	106
Figure V-12 : Exemples de ferrailage d'une semelle sur 2 pieux.....	107
Figure V-13 : Répartition des charges suivant les axes des bielles.....	108
Figure V-14 : Coupe longitudinale du ferrailage de la semelle.....	111
Figure V-15 : Coupe transversale du ferrailage de la semelle.....	111
Figure V-16 : Détails du ferrailage de la semelle.....	111
Figure V-17 : Répartition de l'effort sur les pieux.....	114
Figure V-18 : Semelle sur 3 pieux.....	116
Figure V-19 : Schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux.....	118
Figure V-20 : Coupe longitudinale du schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux.....	119
Figure V-21 : Vue en plan du schéma de ferrailage de la semelle sur 3 pieux.....	120
Figure V-22 : Les zones importantes pour les pieux.....	121
Figure V-23 : Détermination des zones critiques et courante .....	124
Figure V-24 : Ferrailage du pieu au niveau des zones critiques.....	127
Figure V-25 : Ferrailage du pieu au niveau de la zone courante .....	128
Figure V-26 : Coupe longitudinale du ferrailage du pieu .....	128

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I

<b>Tableau I-1</b> : Exemples de documents techniques Algériens.....	8
<b>Tableau I-2</b> : Numéro et intitulé des dix Eurocodes.....	10
<b>Tableau I-3</b> : Eurocodes applicables aux fondations.....	10
<b>Tableau I-4</b> : Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions à l'ELS.....	16

## Chapitre III

<b>Tableau III-1</b> : Valeurs de la portance des sols déduites de l'expérience.....	43
<b>Tableau III-2</b> : Valeurs $N_q$ et $N_c$ pour les fondations profondes.....	47
<b>Tableau III-3</b> : Valeurs de $\alpha$ en fonction de $\phi$ .....	50
<b>Tableau III-4</b> : Valeurs de $\beta$ en fonctions du type de pieu.....	51

## Chapitre IV

<b>Tableau IV-1</b> : Volume semelle selon les deux codes de calcul.....	65
<b>Tableau IV-2</b> : Comparaison des valeurs entre les deux règlements pour les semelles sur 2 pieux ..	75
<b>Tableau IV-3</b> : Volumes des semelles sur trois pieux pour les trois cas étudiés.....	84
<b>Tableau IV-4</b> : Nombre de pieux selon les deux codes.....	88

## Chapitre V

<b>Tableau V-1</b> : Sections d'aciers données par les trois méthodes.....	103
<b>Tableau V-2</b> : Sections d'aciers données par les trois méthodes.....	104
<b>Tableau V-3</b> : Récapitulatif des résultats.....	114
<b>Tableau V-4</b> : Choix des diamètres transversaux.....	120
<b>Tableau V-5</b> : Longueur minimale de la cage des armatures en DCM.....	122
<b>Tableau V-6</b> : Section nominale des armatures longitudinales hors «zone spécifique haute».....	122
<b>Tableau V-7</b> : Section nominale des armatures longitudinales en «zone spécifique haute».....	123
<b>Tableau V-8</b> : Sections des armatures longitudinales en fonction du diamètre des pieux.....	133



**Tableau V-9** : Sections des armatures transversales en fonction du diamètre des pieux..... 133

**Tableau V-10** : volume de section armatures transversales en zone courante et critiques ..... 133

---

## LISTE DES UNITES ET SYMBOLES

---

$N_q$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).

$N_c$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion).

$N_\gamma$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).

$\varphi$  : Angle de frottement ou diamètre.

$\gamma$  : Le poids volumique.

$Q_{ad}$ : La capacité portante admissible d'un sol.

$q_p$  : La résistance de pointe d'un pieu.

$q'_p$ : La résistance de pointe nette d'un pieu.

$Q_{nette}$  : Charge portante nette.

$N$  : Le Newton, unité de force.

$kN$  : Le kilo Newton (1 kN = 1000 N)

$kPa$  : Le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa.)

$kN/m^3$  : Le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m<sup>3</sup> = 1000 N/m<sup>3</sup> = 0.1 tonne/ur')

$Mpa$ : Le Méga Pascal (1 Mpa = 10<sup>6</sup> Pa).

$m$  : Unité de longueur, le mètre.

$m^2$  : Unité de surface, le mètre carré.

$H$  ou  $h$  : Hauteur

$B$  ou  $b$  : Largeur, épaisseur ou diamètre.

$L$  ou  $l$  : Longueur ou largeur.

$D$  ou  $d$  : Diamètre.

$\varphi$  : Angle.

$P$  : La pression.

$G$  : Le module de cisaillement.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$N$  : Indice de pénétration.

$q_s$  : Le frottement latéral.

$p'_0$  : La pression effective des terres au repos.

$C_u$  : La cohésion non drainée.

$q_e$  : La résistance en pointe du pénétromètre statique.

$q_d$  : La résistance en pointe du pénétromètre dynamique.

$E_M$  : Module pressiométrique.

$P_l$  : La pression limite donnée par le pressiomètre.

$S$  : La surface.

$C$  : La cohésion

---

# LISTE DES ABRÉVIATIONS

---

**ELS** : Etat-limite de service.

**ELU** : Etat-limite ultime.

**DTR** : Document technique règlementaire

**DTU** : Document technique unifié.

**CGS** : Centre de génie Parasismique

**BAEL** : Béton armé aux états-limites.

**CBA.93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] S.M.K EL.HASSAR, K.SILHADI, M.SOUICI ; Présentation de la nouvelle réglementation Algérienne en thermique du bâtiment ; Règles de calcul des déperditions calorifique ; Revue des Energies Renouvelables Vol. 20 N°4 (2017) 591 - 597
- [2] Document technique règlementaire BC 2.33.1. Méthodes de calcul des fondations superficielles, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Fait à Alger, le 17 Octobre 1991
- [3] Document technique règlementaire BC 2.33.2. Méthodes de calcul des fondations profondes, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Fait le 14 aout 1994
- [4] Document technique règlementaire B.C.2.41Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1994).
- [5] Eurocode 2 (norme NF EN 1992) – calcul des structures en béton, AFNOR
- [6] Document technique règlementaire D.T.R B.C.2.48, Règlement parasismique Algérien R.P.A/2003, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- [7] Eurocode 0 (NF EN 1990) - bases de calcul des structures, AFNOR
- [8] Règles de conception et de calcul des fondations, Fascicule N° 62. Le ministre de l'économie et des finances,  
MICHEL SAPIN
- [9] CHERAIT.Y, NAFA.Z, "Eléments de matériaux de construction", éditions offices des publications universitaires, Université 8 mai 45 Guelma, (2008).
- [10] KECHKAR.C, «les bétons innovants», Brochure de cours, Université 8 Mai 45, Guelma, 2021.
- Document technique unifié DTU 13.2 - Fondations profondes pour le bâtiment.NF P 11-212-2, AFNOR 2006
- [11] KAOUTHE.B, "Réalisation des massifs de fondations en béton armé», Mémoire de fin d'études, Université Badji Mokhtar de Annaba, Promotion 2018.
- [12] Document technique unifié DTU 13.2 - Fondations profondes pour le bâtiment.NF P 11-212-2, AFNOR 2006.
- [13] Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux : Application à l'échangeur de la Patte d'Oie, Ecole supérieure polytechnique centre de tries du Sénégal.
- [14] Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé : Application aux ponts routes sur micros-pieux, Ecole supérieure polytechnique centre de tries du Sénégal.
- [15] : Conception et Modélisation d'une Fondation Pour une Eolienne On-Shore, Faculté des sciences et de la technologie, Université de Constantine
- [16] FERHI.NASSIM, HEBBACHEEN.A ETUDE DE SOL ET FONDATION, Mémoire fin d'étude études, Ecole polytechnique d'architecture et d'urbanisme de Boumerdes Alger, (2006)

## NETOGRAPHIE

- [A] <https://fr.wikipedia.org/wiki/R%C3%A9glementation>, site Consulté le 10/03/2021
- [B] <https://eurocodes-tools.com/fr/tous-les-eurocodes>, site Consulté le 14/03/2021
- [C] <http://www.univ-chlef.dz/fgca/chapitre-2-fondations.pdf>. Consulté le 18/03/2021
- [D] <https://blog.hamil.fr/2018/02/07/les-fondations/>, site consulté le 06/04/2021
- [E] <https://docplayer.fr/180517170-.html>. Consulté Le 06/04/2021
- [F] <https://www.fichier-pdf.fr/2012/02/17/introduction/> Consulté le 25/04/2021
- [G] Terminologie-fondation profondes, site Consulté le 12/05/2021
- [H] <https://book4yours.blogspot.com/2020/06/les-differents-types-de-fondations-profondes-et-leur-classification.html>. Consulté Le 9/05/2021