

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

**Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de Technologie**



**Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

**Spécialité : Structures**

**Thème**

***Etude de l'effet de site sur la stabilité d'un bâtiment  
en béton armé***

**Réalisé par**

M<sup>lle</sup>.Zohra BENSMAILI

M<sup>lle</sup>.Nadjet MADJENE

**Encadré par**

Dr. Touhami TAHENNI

**Promotion 2020**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

*Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.*

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Dr. Tahenni Touhami.*

*Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de Djilali Bounaama Khemise Miliana.*

*Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner nôtres travail.*

*Tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.*

**Merci**

# Dédicace

*Je dédie ce travail*

*A ma mère et mon père en reconnaissance de tout ce qu'ils ont fait Pour moi tout au long de mon existence, pour leurs soutiens, l'encouragement continu, la patience, les sacrifices , les conseils éclairés et pour tout l'amour et l'affection portés en ma personne*

*A mes sœurs et mes frères et toute la famille BENSMAILI*

*A Mon binôme Madjene Nadjet, ainsi que toute sa famille*

*A toute la promotion structure 2019-2020*

*A tous mes enseignants.*

*Zohra*

# Dédicace

*Je dédie ce travail*

*A ma mère et mon père en reconnaissance de tout ce qu'ils ont fait Pour moi tout au long de mon existence, pour leurs soutiens, l'encouragement continu, la patience, les sacrifices, les conseils éclairés et pour tout l'amour et l'affection portés en ma personne*

*A mes sœurs et mes frères et toute la famille MADJENE*

*A Mon binôme Bensmaili Zohra, ainsi que toute sa famille*

*A toute la promotion structure 2019-2020*

*A tous mes enseignants.*

*Nadjet*

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة مدى تأثير الموقع على استقرارى عمارة من خرسانة مسلحة مكونة من طابق أرضي زائد ستة طوابق ذات استعمال سكني الواقعة ببلدية عين الدفلى والمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي معتدل (Iib). لتحقيق هذا الهدف قمنا باختيار الموقع الثالث والرابع ودراسة نفس العمارة مع مقارنة التحليل الزلزالي عن طريق برنامج ETABS ومعايير الأستقرار المقترحة من طرف القواعد الجزائرية المضادة للزلازل لسنة 99 والمراجعة في 2003 وكذلك حساب التسليح للعناصر الهيكلية وللأساسات في كل موقع. بينت نتائج الدراسة أن العمارة التي تقع في الموقع الثالث تبقى مستقرة وتحافظ على نفس تسليح عناصرها الهيكلية و الأساسات اذا كانت واقعة في الموقع الرابع.

## Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de sitesur la stabilité d'un bâtiment en béton composé de rez-de-chaussée plus six étagesà usage d'habitation, situé à la commune d'Ain Defla qui est classée comme zone de moyenne sismicité(zone Iib). Pour atteindre cet objectif, on a choisi le site meuble (S3) et le site très meuble (S4) et on a étudié la même structure avec comparaison de l'analyse sismique à l'aide de logiciel ETABS et les critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 /Version 2003, ainsi que le calcul de ferrailage des éléments structuraux et fondations dans chaque site. Les résultats de l'étude montrent que le bâtiment qui est situé dans le site S3 reste stable et garde le même ferrailage de ces éléments structuraux et les fondations, s'il est situé dans le site S4.

## Abstract

The objective of this work is to study the effect of site on the stability of reinforced concrete building composed of ground floor and six floors for residential, located in the wilayaAin Defla and which is classified as a zone of medium seismicity (zone Iib). To achieve this objective, we chose the soft site (S3) and the very soft site (S4) and we studied the same building with comparison of the seismic analysis using ETABS software and the required stability criteria required by the Algerian Earthquake Rules RPA 99/2003 Version, as well as the calculation of reinforcement of structural elements and foundations in each site. The results of the study show that the building which is located in the S3 site remains stable and keeps the same reinforcement of these structural elements and the foundations, if it is located in the S4 site.

# Table des matière

|                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Introduction générale</b> .....                                | 1  |
| <b>Chapitre 01 : Etude bibliographique-Etude de site</b>          |    |
| <b>1.1-Introduction</b> .....                                     | 3  |
| 1.2-Généralite de l'effet de site.....                            | 3  |
| 1.3-Type de l'effet de site .....                                 | 5  |
| 1.4-L'effet de site sur le mouvement des terrains.....            | 6  |
| 1.5-Evidence de l'effet de site .....                             | 7  |
| 1.6-Règlement de parasismique et effet de site .....              | 7  |
| 1.7- Conséquence de l'effet de site sur les structures.....       | 10 |
| <b>Chapitre 02 : Présentation du projet</b>                       |    |
| <b>2.1-Introduction</b> .....                                     | 12 |
| <b>2.2-Présentation de l'ouvrage</b> .....                        | 12 |
| 2.2.1. Classification de l'ouvrage.....                           | 12 |
| 2.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....            | 13 |
| 2.2.3. Ossature de l'ouvrage.....                                 | 13 |
| 2.2.4. Planchers.....                                             | 14 |
| 2.2.5. Terrasse .....                                             | 14 |
| 2.2.6. Maçonnerie .....                                           | 14 |
| 2.2.7. Revêtement.....                                            | 15 |
| 2.2.8. Escalier .....                                             | 15 |
| <b>2.3-Caractéristiques mécaniques des matériaux</b> .....        | 15 |
| 2.3.1. Béton .....                                                | 15 |
| 2.3.2. Acier .....                                                | 19 |
| <b>2.4-Hypothèses de calcul</b> .....                             | 22 |
| <b>Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments structuraux</b> |    |
| 3.1- Introduction.....                                            | 23 |
| 3.2-Prédimensionnement des planchers.....                         | 23 |
| 3.3-Evaluation des charges et surcharges.....                     | 24 |

|                                           |    |
|-------------------------------------------|----|
| 3.4-Prédimensionnement des poutres.....   | 27 |
| 3.5- Pré dimensionnement des poteaux..... | 29 |
| 3.6-pré dimensionnement des voiles.....   | 38 |

## **Chapitre 04 : Etude sismique**

|                                                                            |           |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>4.1-Introduction.....</b>                                               | <b>39</b> |
| <b>4.2-Caractéristique dynamique.....</b>                                  | <b>39</b> |
| <b>4.3. Analyse sismique .....</b>                                         | <b>40</b> |
| 4.3.1. Modélisation de rigidité.....                                       | 41        |
| 4.3.2. Modélisation de masse.....                                          | 41        |
| 4.3.3. Choix de la méthode de calcul.....                                  | 41        |
| 4.3.4. Utilisation des spectres de réponse .....                           | 43        |
| 4.4. Disposition des voiles de contreventement .....                       | 50        |
| 4.4.1. Premier modèle.....                                                 | 50        |
| 4.4.2. Modèle final .....                                                  | 55        |
| 4.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....                   | 61        |
| 4.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique ..... | 63        |

## **Chapitre 05 : Ferrailage des éléments de contreventement**

|                                                                |           |
|----------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>5.1-Introduction.....</b>                                   | <b>65</b> |
| <b>5.2-Ferrailage des poteaux.....</b>                         | <b>65</b> |
| 5.2.1. Introduction.....                                       | 65        |
| 5.2.3. Principe de calcul.....                                 | 66        |
| 5.2.4 Calculs du ferrailage .....                              | 66        |
| 5.2.5 Choix des armatures.....                                 | 70        |
| 5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service..... | 70        |
| 5.2.7. Vérification de l'effort normal.....                    | 71        |
| 5.2.8. Vérification de l'effort tranchant .....                | 72        |
| 5.2.9. Ferrailage transversal des poteaux.....                 | 74        |
| 5.2.10. Longueur de recouvrement .....                         | 77        |
| <b>5.3-Ferrailage des poutres.....</b>                         | <b>79</b> |
| 5.3.1. Introduction .....                                      | 79        |



|                                                                          |            |
|--------------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.3.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003) .....                  | 79         |
| 5.3.3. Calcul de ferrailage .....                                        | 80         |
| 5.3.4. Condition de non fragilité .....                                  | 82         |
| 5.3.5. Vérification à l'ELS.....                                         | 82         |
| 5.3.6. Vérification de l'effort tranchant .....                          | 87         |
| 5.3.7. Calcul des armatures transversales .....                          | 87         |
| 5.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales .....                   | 90         |
| 5.3.9. Arrêt des barres .....                                            | 90         |
| 5.3.10. Vérification de la flèche .....                                  | 90         |
| <br>                                                                     |            |
| <b>5.4-Ferrailage des voiles.....</b>                                    | <b>95</b>  |
| 5.4.1. Introduction .....                                                | 95         |
| 5.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales ..... | 95         |
| 5.4.3. Rôle de contreventement .....                                     | 96         |
| 5.4.4. Introduction au ferrailage des voiles .....                       | 96         |
| <br>                                                                     |            |
| <b>Chapitre 06 : Etude fondation</b>                                     |            |
| <b>6.1. Introduction.....</b>                                            | <b>106</b> |
| <b>6.2. Classification des fondations.....</b>                           | <b>106</b> |
| <b>6.3. Calcul des fondations.....</b>                                   | <b>107</b> |
| <b>6.4. Choix type de fondations.....</b>                                | <b>107</b> |
| 6.4.1. Semelle isolée.....                                               | 108        |
| 6.4.2. Semelles filantes.....                                            | 112        |
| 6.4.3. Radier général.....                                               | 114        |
| 6.4.4. Etude du voile périphérique .....                                 | 137        |
| 6.4.5. Ferrailage de longrine .....                                      | 139        |

## **Conclusion générale**

# LISTE DES FIGURES

---

|                                                                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figure 1.1</b> : Propagation des ondes sismiques.....                                                          | 03 |
| <b>Figure 1.2</b> : Séisme de Guerrero-Michoacán à Mexico .....                                                   | 04 |
| <b>Figure 1.3</b> : Séisme de Loma Prieta à San Francisco .....                                                   | 05 |
| <b>Figure 1.4</b> : Séisme de Boumerdes. ....                                                                     | 05 |
| <b>Figure 1.5</b> : Spectres de réponse élastiques règlementaires utilisés dans cette étude selon RPA99/2003..... | 10 |
| <b>Figure 2.1</b> :Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....                                               | 20 |
| <b>Figure 3.1</b> :Le plan du bâtiment étudié.....                                                                | 34 |
| <b>Figure 3.2</b> : surface revenant au poteau de rive.....                                                       | 34 |
| <b>Figure 3.3</b> : surface revenant au poteau d'angle.....                                                       | 35 |
| <b>Figure 3.4</b> : surface revenant au poteau central.....                                                       | 35 |
| <b>Figure 3.5</b> :Coupe du voile en élévation.....                                                               | 38 |
| <b>Figure 4.1</b> : spectre de réponse site 03 .....                                                              | 44 |
| <b>Figure 4.2</b> : spectre de réponse site 04 .....                                                              | 44 |
| <b>Figure 4.3</b> : modèle initiale de disposition des voiles .....                                               | 51 |
| <b>Figure 4.4</b> : comportement des trois premiers modes du premier modèle .....                                 | 52 |
| <b>Figure 4.9</b> : deuxième modèle de disposition des voiles .....                                               | 55 |
| <b>Figure 4.10</b> : comportement des trois premiers modes du deuxième modèle .....                               | 55 |
| <b>Figure 4.10</b> : évaluation des effets du second ordre.....                                                   | 61 |
| <b>Figure 5.1</b> : ferrailage des poteaux (40*40) .....                                                          | 74 |
| <b>Figure 5.2</b> : ferrailage des poteaux (35*35) .....                                                          | 74 |
| <b>Figure 5.3</b> : ferrailage des poteaux (30*30) .....                                                          | 75 |
| <b>Figure 5.4</b> : disposition des armatures des poteaux.....                                                    | 75 |
| <b>Figure 5.5</b> : les axes et les filles des poutres.....                                                       | 76 |
| <b>Figure 5.6</b> . Arrêt des barres.....                                                                         | 86 |
| <b>Figure 5.7</b> : schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....                                     | 91 |
| <b>Figure 5.8</b> : disposition des armatures verticales dans les voiles.....                                     | 92 |
| <b>Figure 5.9</b> : dispositif des voiles a étudiés .....                                                         | 95 |
| <b>Figure 5.10</b> : Schéma de ferrailage du voile en (S3) sous forme L.....                                      | 96 |
| <b>Figure 5.11</b> : Schéma de ferrailage du voile en( S4) sous forme L.....                                      | 96 |

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figure 5.12:</b> schéma de ferrailage du voile pour (S3) sous forme U.....             | 97  |
| <b>Figure 5.13:</b> schéma de ferrailage du voile pour (S4) sous forme U.....             | 97  |
| <b>Figure 6.1.</b> Fondations superficielles.....                                         | 107 |
| <b>Figure 6.2.</b> Disposition des poteaux. ....                                          | 109 |
| <b>Figure 6.3.</b> Schéma statique du bâtiment.....                                       | 121 |
| <b>Figure 6.4.</b> Contraintes sous le radier. ....                                       | 123 |
| <b>Figure 6.5.</b> Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.....           | 125 |
| <b>Figure 6.6.</b> Ferrailage de la dalle du radier pour (S3)et(S4).....                  | 129 |
| <b>Figure 6.7.</b> Ferrailage des nervures pour (S3)et(S4).....                           | 135 |
| <b>Figure 6.8.</b> Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en S3et(S4)..... | 138 |
| <b>Figure 6.9.</b> Ferrailage du voile périphérique en (S3)et(S4).....                    | 139 |
| <b>Figure 6.10 :</b> Ferrailage de longrine en(S3)et (S4).....                            | 141 |

# LA LISTE DES TABLEAUX

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tableau 1.1:</b> Classification des sites.....                                              | 08 |
| <b>Tableau 1.2 :</b> Valeurs de T1et T2.....                                                   | 10 |
| <b>Tableau 2.1:</b> Résistances caractéristiques du béton selon BAEL99.....                    | 17 |
| <b>Tableau 2.2 :</b> Propriétés mécaniques de l'acier.....                                     | 20 |
| <b>Tableau 3.1 :</b> charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux .....  | 25 |
| <b>Tableau 3.2 :</b> charge permanente et surcharge du plancher courant en corps creux .....   | 26 |
| <b>Tableau 3.3 :</b> charge permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine ..... | 26 |
| <b>Tableau 3.4 :</b> charge permanente et surcharge du plancher courant en dalle pleine .....  | 27 |
| <b>Tableau 3.5 :</b> charges permanentes des murs extérieurs .....                             | 27 |
| <b>Tableau 3.6 :</b> charges permanentes des murs intérieurs .....                             | 27 |
| <b>Tableau 3.7 :</b> dégression des charges d'exploitation .....                               | 31 |
| <b>Tableau 3.8 :</b> résultat de loi de dégression de notre bâtiment.....                      | 31 |
| <b>Tableau 3.9 :</b> résultat de la dégression des charges .....                               | 37 |
| <b>Tableau 3.10 :</b> sections des poteaux centraux.....                                       | 38 |
| <b>Tableau 4.1 :</b> facteur de qualité Q de la structure .....                                | 48 |
| <b>Tableau 4.2 :</b> paramètre sismique .....                                                  | 49 |
| <b>Tableau 4.3:</b> vérification de période .....                                              | 51 |
| <b>Tableau 4.4 :</b> pourcentage des participations massiques (S3).....                        | 52 |
| <b>Tableau 4.5 :</b> pourcentage des participations massiques (S4).....                        | 53 |
| <b>Tableau 4.6 :</b> calcul de forces sismiques .....                                          | 53 |
| <b>Tableau 4.7 :</b> Vérification de la résultante de force sismique .....                     | 53 |
| <b>Tableau 4.8 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens x (S3).....               | 54 |
| <b>Tableau 4.9 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens x (S4).....               | 54 |
| <b>Tableau 4.10 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens y (S3).....              | 54 |
| <b>Tableau 4.11 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens y (S4).....              | 55 |
| <b>Tableau 4.12 :</b> vérification des périodes .....                                          | 57 |
| <b>Tableau 4.13 :</b> pourcentage des participations massiques (S3).....                       | 57 |
| <b>Tableau 4.14:</b> pourcentage des participations massiques (S4).....                        | 58 |
| <b>Tableau 4.15 :</b> calcul de forces sismiques .....                                         | 58 |
| <b>Tableau 4.16 :</b> Vérification de la résultante de force sismique .....                    | 59 |
| <b>Tableau 4.17 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens x (S3).....              | 59 |
| <b>Tableau 4.18 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens x (S4).....              | 60 |
| <b>Tableau 4.19 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens y (S3).....              | 60 |
| <b>Tableau 4.20 :</b> vérification des déplacements inter-étages sens y (S4).....              | 60 |

|                                                                                               |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tableau 4.21</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x (S3).....                    | 62 |
| <b>Tableau 4.22</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x (S4).....                    | 62 |
| <b>Tableau 4.23</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens y (S3).....                    | 63 |
| <b>Tableau 4.24</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens y (S4).....                    | 63 |
| <b>Tableau 4.25</b> : vérification de comportement sens x(S3).....                            | 63 |
| <b>Tableau 4.26</b> : vérification de comportement sens x(S4).....                            | 64 |
| <b>Tableau 4.27</b> : vérification de comportement sens y(S3).....                            | 64 |
| <b>Tableau 4.28</b> : vérification de comportement sens y(S4).....                            | 64 |
| <b>Tableau 5.1</b> :section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S3.....     | 66 |
| <b>Tableau 5.2</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S4.....    | 66 |
| <b>Tableau 5.3</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S3.....    | 66 |
| <b>Tableau 5.4</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S4.....    | 66 |
| <b>Tableau 5.5</b> :.section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S3.....    | 67 |
| <b>Tableau 5.6</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S4.....    | 67 |
| <b>Tableau 5.7</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S3.....    | 67 |
| <b>Tableau 5.8</b> :section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S4.....     | 67 |
| <b>Tableau 5.9</b> :section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S3.....     | 67 |
| <b>Tableau 5.10</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S4.....   | 68 |
| <b>Tableau 5.11</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S3.....   | 68 |
| <b>Tableau 5.12</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S4.....   | 68 |
| <b>Tableau 5.13</b> : Ferrailages des poteaux pour( S3).....                                  | 68 |
| <b>Tableau 5.14</b> : Ferrailages des poteaux pour( S4).....                                  | 68 |
| <b>Tableau 5.15</b> : vérification des contraintes ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S3.....        | 69 |
| <b>Tableau 5.16</b> : vérification des contraintes ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour S4.....        | 69 |
| <b>Tableau 5.17</b> : vérification des contraintes ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S3.....        | 69 |
| <b>Tableau 5.18</b> : vérification des contraintes ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour S4.....        | 70 |
| <b>Tableau 5.19</b> : vérification de sollicitation normale pour (S3).....                    | 70 |
| <b>Tableau 5.20</b> :vérification de sollicitation normale pour (S4).....                     | 71 |
| <b>Tableau 5.21</b> :vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (S3)..... | 72 |
| <b>Tableau 5.22</b> :vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (S4)..... | 72 |
| <b>Tableau 5.23</b> . Quantité d'armatures transversales des poteaux.....                     | 73 |
| <b>Tableau 5.24</b> . Espacement des armatures transversales dans les poteaux.....            | 74 |
| <b>Tableau 5.25</b> :Ferrailage longitudinal des poutres porteuses de (s3)et(S4).....         | 76 |
| <b>Tableau 5.26</b> :Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses.....                   | 77 |
| <b>Tableau 5.27</b> :vérification de la condition de non fragilité.....                       | 78 |
| <b>Tableau 5.28</b> :Vérification des contraintes des poutres.....                            | 79 |
| <b>Tableau 5.28</b> . Sections d'armatures des poutres porteuses.....                         | 79 |
| <b>Tableau 5.30</b> . Sections d'armatures des poutres non porteuses.....                     | 80 |
| <b>Tableau 5.31</b> :Ferrailage longitudinal des poutres porteuses.....                       | 81 |

|                       |                                                                  |     |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau 5.32 :</b> | Ferraillage longitudinal des poutres non porteuses .....         | 81  |
| <b>Tableau 5.33.</b>  | Vérification de la condition de non fragilité .....              | 82  |
| <b>Tableau 5.34.</b>  | Vérification des contraintes des poutres .....                   | 82  |
| <b>Tableau 5.35:</b>  | vérification de la contrainte de cisaillement.....               | 83  |
| <b>Tableau 5.36 :</b> | choix des armatures transversales des poutres pour (S3).....     | 84  |
| <b>Tableau 5.37 :</b> | choix des armatures des poutres transversales pour (S4).....     | 85  |
| <b>Tableau 5.38.</b>  | Moment d'inertie fictif des poutres en S3 .....                  | 87  |
| <b>Tableau 5.39.</b>  | Moment d'inertie fictif des poutres en S4.....                   | 87  |
| <b>Tableau 5.40 :</b> | vérification de la flèche des poutres S3.....                    | 88  |
| <b>Tableau 5.41 :</b> | vérification de la flèche des poutres S4.....                    | 88  |
| <b>Tableau 5.42.</b>  | Ferraillage des poutres porteuses .....                          | 88  |
| <b>Tableau 5.43.</b>  | Ferraillage des poutres non porteuses .....                      | 89  |
| <b>Tableau 5.44 :</b> | caractéristiques et ferraillage des voiles pour (S3).....        | 98  |
| <b>Tableau 5.45.</b>  | effort et sections d'armature dans les voiles(S3).....           | 99  |
| <b>Tableau 5.46.</b>  | Choix d'armature des voiles (S3).....                            | 100 |
| <b>Tableau 5.47:</b>  | caractéristiques et ferraillage des voiles pour (S4).....        | 101 |
| <b>Tableau 5.48.</b>  | effort et sections d'armature dans les voiles(S4).....           | 102 |
| <b>Tableau 5.49.</b>  | Choix d'armature des voiles (S4).....                            | 103 |
| <b>Tableau 6.1.</b>   | Sections des semelles isolées pour (S3).....                     | 109 |
| <b>Tableau 6.2.</b>   | Sections des semelles isolées pour (S4).....                     | 110 |
| <b>Tableau 6.3.</b>   | Dimensions des semelles filantes pour le (S3).....               | 112 |
| <b>Tableau 6.4.</b>   | Dimensions des semelles filantes pour le (S4).....               | 113 |
| <b>Tableau 6.5.</b>   | Contraintes sous le radier à l'ELU.....                          | 124 |
| <b>Tableau 6.6.</b>   | Contraintes sous le radier à l'ELS.....                          | 124 |
| <b>Tableau 6.7.</b>   | Calcul des moments à L'ELU et L'ELS pour S3 et S4.....           | 127 |
| <b>Tableau 6.8.</b>   | Ferraillage de la dalle pour S3 et S4.....                       | 128 |
| <b>Tableau 6.9.</b>   | Vérification des contraintes pour S3 et S4.....                  | 129 |
| <b>Tableau 6.10.</b>  | Ferraillage des nervures pour S3 et S4 dans le sens X.....       | 130 |
| <b>Tableau 6.11.</b>  | Ferraillage des nervures pour S3 et S4 dans le sens Y.....       | 131 |
| <b>Tableau 6.12.</b>  | Vérification des contraintes pour S3 et S4 dans le sens X.....   | 131 |
| <b>Tableau 6.13.</b>  | Vérification des contraintes pour S3 et S4 dans le sens Y.....   | 132 |
| <b>Tableau 6.14.</b>  | Ferraillage final des nervures pour S3 et S4 dans le sens X..... | 132 |
| <b>Tableau 6.15.</b>  | Ferraillage final des nervures pour S3 et S4 dans le sensY.....  | 132 |

|                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau 6.16.</b> Espacement des armatures transversales pour S3 et S4..... | 134 |
| <b>Tableau 6.17.</b> Choix des armatures transversales pour S3 et S4.....      | 134 |
| <b>Tableau 6.18.</b> Ferrailage de débord pour S3 et S4.....                   | 136 |
| <b>Tableau 6.19.</b> Vérification des contraintes du débord pour S3 et S4..... | 137 |

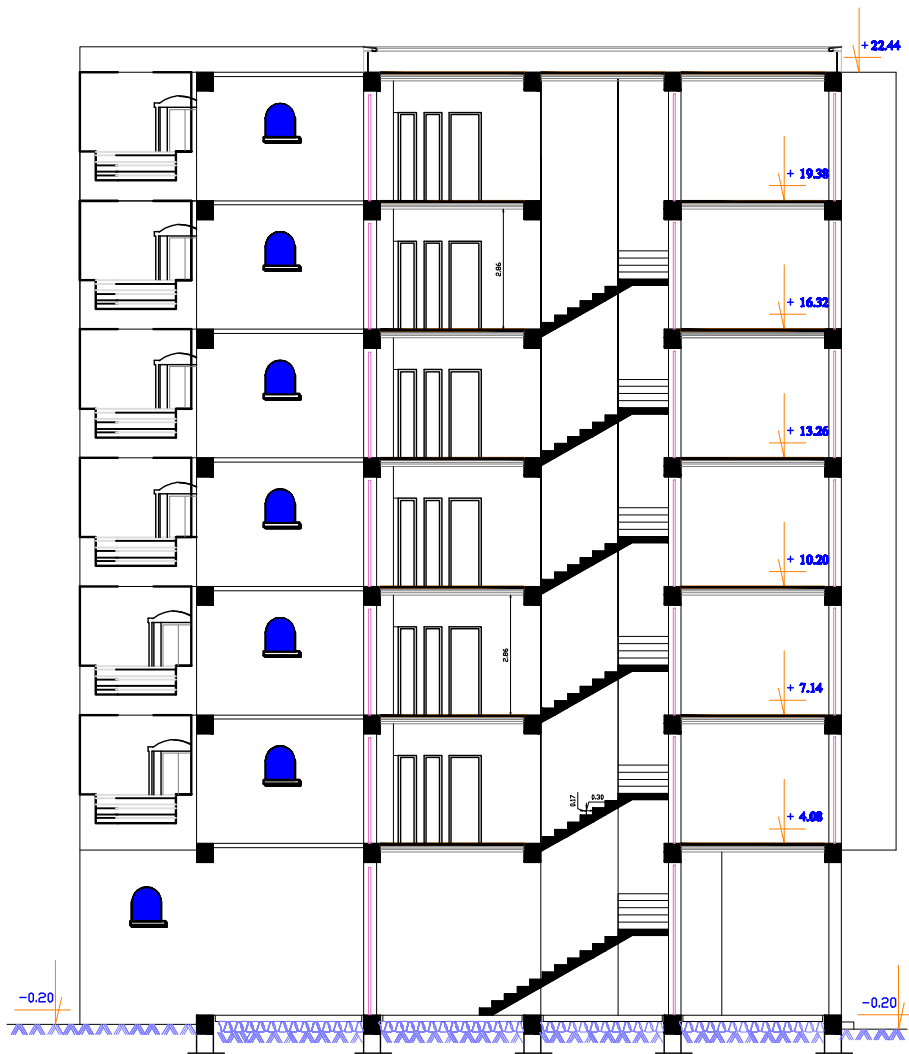
# LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $\eta$ : *Facteur de correction d'amortissement*
- $A_T$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$ : Angle de frottement.
- $\bar{q}$ : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Change d'exploitation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bs}$ : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bs}$ : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\mathcal{T}_u$ : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\mathcal{T}$ : Contrainte tangentielle.
- $\beta$ : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$ : Contrainte moyenne.
- $G$ : Charge permanente.
- $\zeta$ : Déformation relative.
- $V_0$ : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- $N_{ser}$ : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$ : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$ : Effort tranchant ultime.
- $T$ : Effort tranchant.



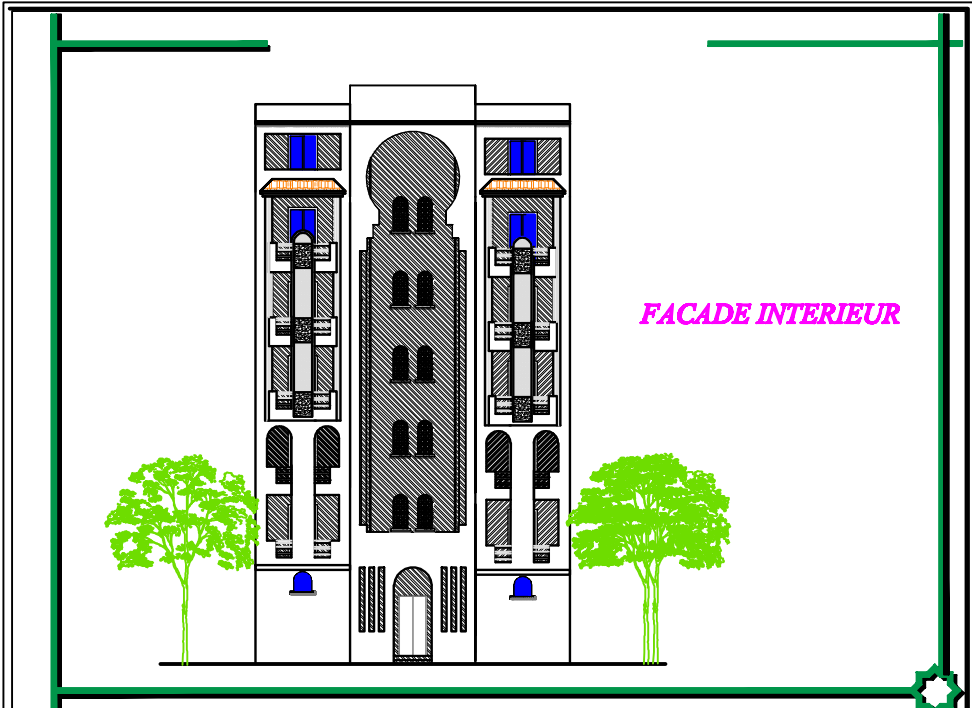
- $S_t$ : Espacement.
- $\lambda$ : Elancement.
- $e$ : Epaisseur.
- $F$ : Force concentrée.
- $f$ : Flèche.
- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- $D$ : Fiche d'ancrage.
- $L$ : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$ : Hauteur utile.
- $F_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$ : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$ : Moment à l'état limite ultime de service.
- $M_t$ : Moment en travée.
- $M_a$ : Moment sur appuis.
- $M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$ : Moment d'inertie.
- $f_i$ : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$ : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations instantanées.
- $I_{fv}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations différées.
- $M$ : Moment, Masse.
- $E_{ij}$ : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$ : Module d'élasticité différé.
- $E_s$ : Module d'élasticité de l'acier.
- $E_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 joursd'Age.
- $E_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'Age.
- $F_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'Age.
- $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$ : Position de l'axe neutre.
- $I_0$ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

# BLOC -A-



coupeA A éch:1/50







# Introduction Générale

## **Introduction générale**

Lors de son occurrence, un séisme libère de l'énergie sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Au cours de ce trajet, ces ondes traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques différentes (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques,...). Ainsi, les couches géologiques profondes (par exemple, sol dur de type calcaire, granite, basalte) sont caractérisées par des vitesses de propagation des ondes sismiques et des densités plus élevées que celles des couches géologiques superficielles (par exemple, sol mou ou meuble de type alluvion, sable, d'épaisseur métrique à hectométrique, voire kilométrique dans certains cas). Un tel contraste de propriétés mécaniques peut mener au piégeage local des ondes sismiques près de la surface. L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification du mouvement sismique induite par les couches géologiques superficielles. Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude et de la durée de la secousse sismique. Ce phénomène est observé en comparant les mouvements du sol enregistrés par deux capteurs proches, l'un localisé sur un sol dur (rocher calcaire crayeux) et l'autre sur un sol mou (alluvion). Ce phénomène peut également être mis en évidence par des modélisations numériques de la propagation des ondes sismiques dans certaines configurations géologiques.

L'objectif de ce travail est de faire une étude comparative de l'effet de site sur la stabilité d'une structure d'un bâtiment en béton armé composé de rez-de-chaussée plus six étages (R+6) à usage d'habitation, située dans deux sites différents ; Site 3 (meuble) et Site 4 (très meuble).

Le Mémoire est constitué de six (06) chapitres :

- Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les effets de site et ses différentes natures.
- Le deuxième chapitre présente une définition de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés physico-mécaniques du matériau béton armé et les différentes hypothèses utilisées pour le calcul des structures en béton armé.
- Dans le chapitre 03, nous présentons l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le prédimensionnement des éléments structuraux.
- Le chapitre 04 présente l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul, les variantes de disposition des voiles de contreventement dans la structure, ainsi que l'analyse des résultats de différents critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes

RPA 99/Version 2003 dans les deux sites étudiés. Le logiciel de calcul des structures ETABS a été utilisé pour déterminer les différentes sollicitations de calcul.

- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (voiles-portiques) est présenté dans le chapitre 05.
- Le chapitre 06 présente le choix et le calcul de ferrailage de type de fondation choisi pour la structure étudiée.
- Et nous terminons notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.



# CHAPITRE I

**ETUDE**

**Bibliographique**

## Chapitre 01

### Etude bibliographique : effet de site

#### 1.1. Introduction

Ce chapitre présente un aperçu général sur les effets de site de diverse nature, lithologique et topographique, ainsi que les spectres de réponses du règlement parasismique Algérien qui montrent que les conditions de sites locales de nature géotechniques et topographiques ont un rôle très important sur la réponse des structures en béton armé, compte tenu de l'importance de leur influence sur les mouvements sismiques en surface, par l'amplification des ondes sismiques.

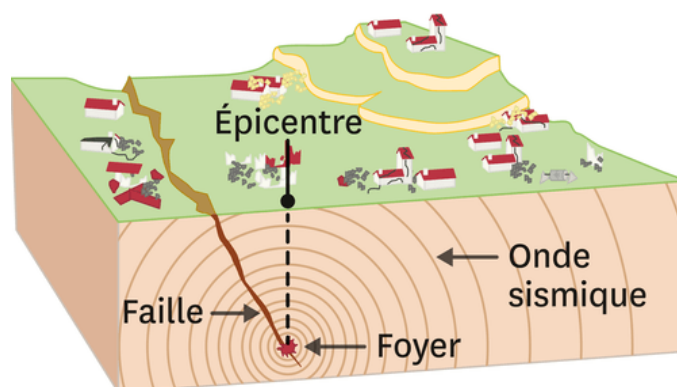
Chaque site géologique et selon sa composition physique et sa géométrie, reprends différentes sollicitations produites par un séisme (accélération, déformation, contraintes..). Ce phénomène est capital dans la construction de bâtiment pour résister aux tremblements de terre.

#### 1.2. Généralité sur l'effet de site

Lors d'un événement sismique, les ondes sont émises depuis le foyer et se propagent jusqu'à la surface à travers divers milieux (Figure 1.1). Le mouvement d'un site donné lors d'un tremblement de terre est généralement influencé par trois facteurs principaux :

la source, le trajet parcouru des ondes sismiques et les conditions géologiques locales.

Les deux premiers facteurs sont communément analysés à l'échelle régionale, ils déterminent l'aléa régional. Le dernier facteur, lié aux conditions locales, détermine l'aléa local. L'existence et l'influence considérable de ce dernier facteur ont été observées en réalité.



**Figure 1.1.** Propagation des ondes sismiques.

Les enregistrements de quelques séismes récents ont montré que le mouvement du terrain dans certaines zones a été fortement amplifié de façon inattendue par rapport à celui d'une autre zone. Il est aussi fréquemment observé après un séisme destructif, une concentration de dégâts graves, parfois dramatiques dans une zone alors que des dommages dans une autre zone au voisinage sont beaucoup moins importants. Il est constaté que la répartition des dégâts était généralement bien corrélée avec les conditions géotechniques et topographiques de surface de la zone considérée.

On appelle effet de site les modifications du mouvement sismique en surface des conditions géotechniques et topographiques locales d'un site donné par rapport au mouvement observé sur un autre site.

Quelques mouvements sismiques avec importance des effets de site sont cités ci-dessous.

\* 19 Septembre 1985, séisme de Guerrero-Michoacán (Figure 1.2) : la ville de Mexico, située à 300km de l'épicentre du séisme, subit de très forts dégâts à cause de la résonance du bassin sédimentaire sur lequel elle est construite, tandis qu'il ne causa que des dégâts modérés près de son épicentre. Ce constat donna à penser que l'effet de site au niveau de Mexico city avait joué un rôle important dans l'amplification des effets du séisme.



**Figure 1.2.** Séisme de Guerrero-Michoacán à Mexico.

\* 17 Octobre 1989, séisme de Loma prieta à San Francisco située au Mont Loma prieta (Figure 1.3). L'ampleur des dommages est liée aux conditions de la géologie. Son intensité a été, là encore, plus forte à San Francisco qu'à l'épicentre.



**Figure 1.3.** Séisme de Loma prieta à San Francisco.

\* 21 Mai 2003 une forte secousse ébranle les régions d'Alger et de Boumerdès (Figure 1.4), sa magnitude est de 6.8, avec un foyer situé à environ 10 km de profondeur, les stations les plus proches qui ont enregistrées le choc principal se trouvent à 20 km de l'épicentre et la distance entre les deux est de 150 m. Cependant, la variation très significative observée entre la station 1 et 2 en terme d'accélération maximale dans la direction EW suggère la présence d'un effet de site, à savoir que la station Keddara 1 est installée sur un sol rocheux tandis que celle de Keddara 2 est installée sur un site en remblai.



**Figure 1.4.** Séisme de Boumerdes.

### 1.3. Types de l'effet de site

Pour un séisme de magnitude donnée, le mouvement du sol est généralement maximum à l'aplomb de la faille et décroît avec la distance. Cependant, le mouvement du sol peut varier localement (augmentation ou réduction) en raison de la topographie ou de la

constitution du sous-sol .Ainsi, les reliefs et les alluvions accumulées sur de grandes épaisseurs (plaines alluviales) enregistrent généralement des désordres supérieurs par effet d'amplification. On parle respectivement d'effet de site : topographiques et lithologiques. L'effet de site peut conduire, par rapport au mouvement sismique de référence.

### **1.3.1. Effet de site de nature topographique**

L'amplification importante du mouvement sismique due à l'effet topographique est un phénomène bien identifié. L'observation macrosismique de la répartition de dégâts significatifs et l'enregistrement instrumental des mouvements forts du terrain de quelques séismes récents ont affirmé l'importance de cet effet. C'est l'hypothèse avancée pour expliquer les dommages importants observés lors du séisme Lambesc (1906) sur le village de Rognes, situé sur un relief marqué. Quelques exemples montrent ailleurs des destructions plus marquées au sommet des reliefs : par exemple lors du séisme de San Fernando(1971).Ces effets ont également été révélés par des simulations numériques qui montrèrent que l'effet principal de la topographie est une amplification importante du mouvement du sol.

### **1.3.2. Effet de site de nature géologique**

L'effet de site de nature géologique ont quant à eux bénéficié d'un grand nombre d'observation systématique. La plupart des villes exposées aux séismes dans le monde ont présenté des dommages variables en fonction de la nature du sol, d'autant plus qu'elles sont quasi systématiquement fondées sur des remplissages alluvionnaires.

## **1.4. Effet de site sur le mouvement des terrains**

Le mouvement de terrain est souvent prévisible, toutefois il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse. Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site. Par exemple l'éboulement d'une falaise dont le pied est par la mer. Un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme.

Une masse de terrain se met en mouvement sous l'action de pesanteur lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée. Il peut s'agir :

- De la résistance à la traction (éboulement rocheux).
- De la résistance à la compression simple d'écrasement de piliers de mines.
- De la résistance au cisaillement (glissement).

- Du frottement roche sur roche pour les glissements de bancs rocheux sur un joint sec.
- De la limite de liquide d'Atterberg.

## 1.5. Evidence de l'effet de site

Les causes de l'effet de site sont assez nombreuses. On peut les grouper en deux catégories principales. La première catégorie concerne la rupture du sol comme le glissement de terrain ou la liquéfaction. Ces phénomènes attirent beaucoup l'attention des ingénieurs et des scientifiques, car leurs conséquences sont, bien évidemment, très significatives.

La deuxième catégorie est liée aux phénomènes de propagation des ondes dans le sol (substratum rocheux). Ces phénomènes sont très fréquemment constatés dans la réalité, ils constituent des causes majeures des effets de site et en conséquence, ont un impact important sur la conception des constructions et des ouvrages. Dans ce travail, nous ne traitons que cette deuxième catégorie.

## 1.6. Règlements parasismiques et effet de site

La définition de l'action sismique en terme de spectre de réponse élastique est adaptée au calcul linéaire. Il est nécessaire de compléter cette définition par des hypothèses sur l'aléa sismique régional pour entreprendre des calculs réalistes dans le domaine non linéaire.

### 1.6.1. Classification des sites

#### 1.6.1.1. Catégories et critère de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (RPA 99/version 2003).

#### **Catégorie S<sub>1</sub> (site rocheux) :**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s \geq 800$  m/s.

#### **Catégorie S<sub>2</sub> (site ferme) :**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec  $V_s \geq 400$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

#### **Catégorie S<sub>3</sub> (site meuble) :**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

#### **Catégorie S<sub>4</sub> (site très meuble) :**

- Dépôts de sables lâche avec ou sans présence de couches d'argile molle avec  $V_s < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

-Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200\text{m/s}$  dans les 20 premiers mètres.

A chaque catégorie de site est associé un spectre de réponse en accélération et la modification de l'action sismique est pris en compte donc par la forme du spectre de réponse sans tenir compte de la non linéarité du sol ni de l'amplification topographique ou sédimentaire .peuvent être utilisées pour classer un site selon le Tableau 1.1 suivant :

**Tableau 1.1.** Classification des sites.

| Catégorie            | Description                                              | $q_c$ (MPa) | N     | P1 (MPa) | $E_p$ (MPa) | $q_u$ (MPa) | $V_s$ (MPa)         |
|----------------------|----------------------------------------------------------|-------------|-------|----------|-------------|-------------|---------------------|
| <b>S<sub>1</sub></b> | Rocheux                                                  | -           | -     | > 5      | > 100       | > 10        | $\geq 800$          |
| <b>S<sub>2</sub></b> | Ferme                                                    | > 15        | > 50  | > 2      | > 20        | > 0.4       | $\geq 400$<br>< 800 |
| <b>S<sub>3</sub></b> | Meuble                                                   | 1.5-15      | 10-50 | 1-2      | 5-20        | 01-0.4      | $\geq 200$<br>< 400 |
| <b>S<sub>4</sub></b> | Très Meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle(d) | < 1.5       | < 10  | < 1      | < 5         | < 0.1       | $\geq 100$<br>< 200 |

#### **1.6.1.2. Classement du site selon la disponibilité des essais**

Selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, il est classé dans la catégorie immédiatement la plus défavorable.

#### **1.6.1.3. Condition de site nécessitant des investigations approfondies**

Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- Présence des sols instables sous les actions sismiques tels que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés.

- Présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3m.
- Présente d'argile très plastique (indice de plasticité  $I_p > 75$ ) sur une épaisseur de plus de 6m.
- Présence sur une épaisseur de plus de 30m d'une couche d'argile molle à moyennement rigide ( $q_c=1.5$  à 5MPa,  $P_1=0.5$  à 2MPa ...).

### 1.6.2. Méthode de spectre de réponse

Les spectres de réponses tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'une oscillation simple à un degré de liberté. La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure. La représentation graphique d'un spectre de réponse est construite point par point en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence en abscisse et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique en ordonnée. On obtient ainsi un spectre de réponse pour un amortissement fixé. Les spectres de réponse élastiques sont très utilisés en ingénierie parasismique car, en première approximation, les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à un degré de liberté dont la fréquence propre et l'amortissement sont à peu près connus. Les mouvements au centre de gravité peuvent alors être raisonnablement estimés dès lors que l'on suppose que la structure se comporte de manière élastique linéaire.

### 1.6.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)



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

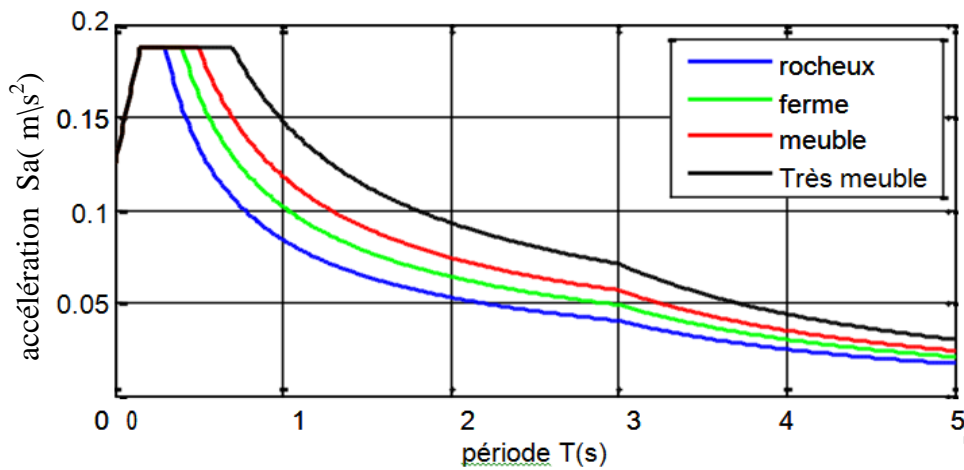
$\xi$ : pourcentage d'amortissement critique.

R: coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 1.2).

**Tableau 1.2.** Valeurs de T1 et T 2.

| Site    | S1   | S2   | S3   | S4   |
|---------|------|------|------|------|
| T1(sec) | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| T2(sec) | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |



**Figure 1.4.** Spectres de réponse élastiques réglementaires utilisés dans cette étude selon RPA99/2003.

## 1.7. Conséquence de l'effet de site sur les structures

La plupart des régions caractérisées par un effet de site majeure sont souvent constituées d'un remplissage de formation molles sur horizon géologique plus raide .par molles on entend des formations dans lesquelles la propagation des ondes de cisailent  $\beta$  est relativement faible. Selon la classification des sol donnée par les codes de dimensionnement parasismique (Eurocode 8, 1998), les vitesses  $\beta$  peuvent atteindre pour les sols les plus mous des valeurs inférieure à 180 m/s (type de sol D) avec exceptionnellement des valeurs inférieure à 100 m/s (sol type  $s_1$ ),les sols raides ont des vitesses de propagation des ondes S supérieures à 800 m/s (type soles A).Dans le cas d'une formation sédimentaire composée de couches planes superposées les unes sur les autres,

l'onde sismique pénètre la couche sédimentaire. Elle est piégée au niveau de l'interface inférieure entre le sol et le substratum rocheux. Plus le sédiment sera mou par rapport au rocher, plus l'énergie sismique sera concentrée et piégée dans la couche de surface : c'est le principe du tambour ou de la caisse de résonance. Une des conséquences directes est donc de créer un phénomène de résonance de la couche. la conséquence directe est donc une focalisation des plus hautes énergies sismique dans une bande de fréquence étroite, plus les sédiments seront fins, plus les amplifications auront lieu haute fréquence, avec des conséquences pour les bâtiments les moins élevés.

# CHAPITRE II

## **Présentation de l'ouvrage**

## ***Chapitre 02***

### ***Présentation du projet***

#### **2.1. Introduction**

Après avoir présenté dans le premier chapitre une étude bibliographique sur l'effet de site et ses différentes natures ainsi que les conséquences sur les structures, nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul le ferrailage des éléments résistants (voiles, portiques et fondations) et les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...) ainsi que l'étude dynamique pour définir le comportement de la structure sous l'action sismique. Le calcul sera fait conformément au Règles Parasismique Algériennes RPA 99 /Version 2003 et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 99 et CBA 93 avec l'utilisation du logiciel ETABS.

#### **2.2. Présentation de l'ouvrage**

##### **2.2.1. Classification de l'ouvrage**

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial composé d'un (R+6) avec terrasse inaccessible, situé à la commune d'Ain Defla.

##### ***2.2.1.1. Classification selon leur importance***

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après (RPA 99 Version 2003):

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...), group 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement

publics....) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes....).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon RPA 99 Version 2003 dans le « groupe 2 ».

### **2.2.1.2. Classification selon la zone sismique**

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans les RPA 99 version 2003, soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub> : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est situé à la commune de Ain Defla et qui est classée comme zone II<sub>b</sub>.

## **2.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

### **2.2.2.1. Dimension en plan**

La structure présente une forme irrégulière en plan (forme d'angle), dont les dimensions en projections sont :

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' : .....23.78 m
- Largueur totale suivant le sens transversal X-X' : .....22.33 m

### **2.2.2.2. Dimension en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment : ..... 23.04 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : ..... 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant ..... 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0.60 m

## **2.2.3. Ossature de l'ouvrage**

Le système de contreventement de la structure est en portiques par des voiles en béton armé. Pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon RPA 99 Version 2003, notre ouvrage est un système de contreventement de type 4b.

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

#### **2.2.4. Planchers**

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les panneaux réguliers.
- Plancher à dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

##### **2.2.4.1. Planchers à corps creux (en partie courante)**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriqués en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

##### **2.2.4.2 Planchers dalle pleine**

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

#### **2.2.5. Terrasse**

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

#### **2.2.6. Maçonnerie**

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, Les murs sont réalisés en deux types :

##### **2.2.6.1. Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

### **2.2.6.2. Murs intérieurs**

Ils sont constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10 cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

### **2.2.7. Revêtement**

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

### **2.2.8. Escalier**

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 6<sup>ème</sup> étage).

## **2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

### **2.3.1. Béton**

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, du sable et des matériaux pierreux, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Ce mélange "fait prise" (il se solidifie), puis durcit (il devient résistant). Ce matériau ainsi obtenu résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression (béton ordinaire) est de l'ordre de 20 MPa à 45 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction : l'acier qui résiste très bien aux deux sollicitations.

La composition courante d'1 m<sup>3</sup> de béton est approximativement la suivante :

- 350 Kg de ciment de type CPJ 42.5
- 615 Kg de sable  $D_g < 5$  mm
- 515 Kg de graviers 5/20 et 760 Kg de gravier 20/50
- 185 litres d'eau de gâchage.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion.

Ce projet a été réalisé avec un Béton Ordinaire (BO) de résistance à la compression de 25 MPa.

### ***2.3.1.1. Résistance à la compression***

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes normalisées, donnant une section de 200 cm<sup>2</sup>, écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue à priori. Le règlement BAEL99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes.



**Tableau 2.1.** Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.

| Qualité du béton            | Dosage en ciment (Kg /m <sup>3</sup> ) | Résistance moyenne (MPa) | Résistance caractéristique à 28 j (MPa) |          |
|-----------------------------|----------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------------|----------|
|                             |                                        |                          | Compression                             | Traction |
| Béton de faible résistance  | 300                                    | 20 à 25                  | 16                                      | 1.6      |
| Béton courant               | 350                                    | 25 à 30                  | 20                                      | 1.8      |
| Béton de résistance modérée | 375                                    | 30 à 35                  | 25                                      | 2.1      |
| Résistance élevée           | 400 + Adjuvant                         | 40 à 50                  | 30                                      | 2.4      |

### 2.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux Contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser. On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

#### a- Essai de traction directe

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

#### b- Essai de traction par flexion

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « *flexion à trois points* ».

- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « *flexion quatre points* ».

### ***c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)***

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation:  $f_{t,j} = 0.6 + 0.06 f_{c,j}$  Pour  $f_{c,j} \leq 60$  MPa.

### ***2.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul***

#### ***a- Etat Limite Ultime (E.L.U)***

L'E.L.U correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées par les coefficients de pondération et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites des ruptures minorées.

Au diagramme réel, on substitue un diagramme non linéaire dit "*parabole-rectangle*" pour le calcul. Ce diagramme, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement est constitué de :

- Entre les abscisses 0 et 2 ‰, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet A, ce sommet ayant pour coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

- Entre les abscisses 2 ‰ et 3.5 ‰ par une horizontale d'ordonnée:

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

$\theta$  = coefficient qui tient compte de la durée du chargement.

$\theta = 1$  quand la durée probable du chargement est > 24h.

$\theta = 0.9$  quand cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité du matériau béton; il tient compte d'éventuels défauts ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie préalablement au laboratoire.

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables (presque dans tous les cas) ;  $\gamma_b = 1.15$  pour les situations accidentelles.

Pour une section rectangulaire ou en T, la contrainte ultime du béton en compression est:

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

Pour une section circulaire ou triangulaire:  $f_{bu} = (0.80 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

Le coefficient de minoration 0.85 (ou 0.80) tient compte du risque d'altération du béton sur les parement comprimé et du fait que la résistance caractéristique est déterminée à partir de l'application de charges instantanées aux éprouvettes alors qu'en réalité les charges sont de longue durées et donc ceci entraîne une diminution de la résistance réelle.

#### 2.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité $E_b$ )

- Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  (résistance caractéristiques à j jours) en MPa.

- Sous charges de longue durée d'application: le module de déformation du béton à J jours

est pris égal à:

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

#### 2.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta L$ , mais également un gonflement transversal.

Si "a" est la dimension initiale du coté de l'éprouvette, cette dimension devient  $\Delta a + a$ .

Variation du cote de la section / raccourcissement unitaire :  $\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta l / l}$

#### 2.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau 2.2.

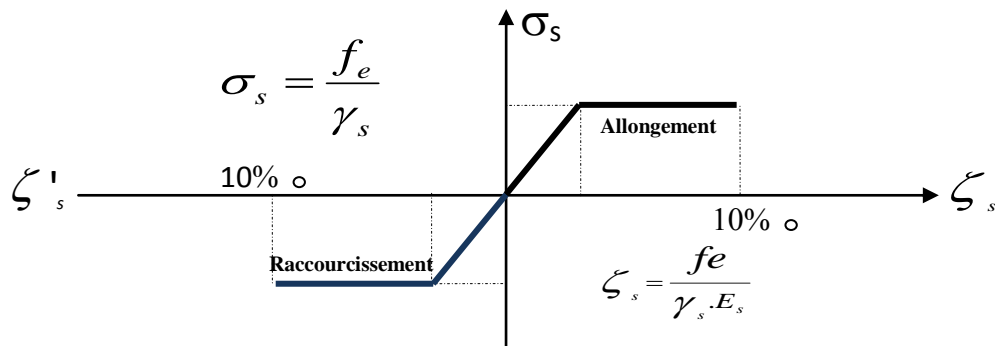
**Tableau 2.2.** Propriétés mécaniques de l'acier

| Aciers               | Désignations       | Limites d'élasticité | Diamètre nominaux           | Utilisation                                  |
|----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------------------------------|
| Haute adhérence (HA) | F <sub>e</sub> E40 | 400                  | 6-8-10-12-14-16-20-25-32-40 | Armateurs longitudinales et transversales    |
| Treillis soudés      | TLE520             | 520                  | ≤ 6                         | Emplois courants pour : radiers, et dallage. |

### 2.3.2.1. Contraintes limite de calcul

#### a - Contrainte limite à l'E.L.U

La Figure 2.1- présente la variation des contraintes de calcul  $\sigma_s$  en fonction de déformations des armatures longitudinales  $\varepsilon_s$ .



**Figure 2.1.** Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

1.15 en cas d'actions courantes et 1 en cas d'actions accidentelles.

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier,  $\varepsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

### ***b- Contraintes limite à l'E.L.S***

**1-** Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

**2-** Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} = \xi$$

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les barres à hautes adhérences.

**3-** Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :  $\bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot \xi$

#### ***2.3.2.2. Module d'Elasticité***

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

#### ***2.3.2.3. Coefficient d'équivalence***

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton

## 2.4. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- **Conservation des sections :** Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse classique de Navier Bernoulli, qu'est à la base de tous les calculs de flexion. Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.
- **Adhérence acier-béton:** on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Il en résulte que chaque barre d'acier subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure ; cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.
- **Le béton tendu est négligé dans les calculs:** étant donné que la résistance à la traction du béton est faible, on néglige par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il en résulte que les contraintes de traction doivent être équilibrées par les efforts existant dans les armatures uniquement.

# CHAPITRE III

## **Pré- dimensionnement**

## **Chapitre 03**

### **Prédimensionnement des éléments structuraux**

#### **3.1. Introduction**

Le prédimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de Génie Civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet de la structure vers la base (*planchers, poutres, poteaux et voiles*).

#### **3.2. Prédimensionnement des planchers**

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Le bâtiment étudié, est composé des planchers suivants :

- Plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.
- Plancher en corps creux des étages courants.
- Plancher en dalle pleine.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

##### **3.2.1. Condition de résistance au feu**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu

On adopte  $e = 16 \text{ cm}$ .

##### **3.2.2. Isolation phonique**

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On propose une épaisseur de **16 cm**.



### 3.2.3. Condition de déformation (flèche)

L'épaisseur « e » est conditionnée par :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{380}{25} \leq e \leq \frac{380}{20} \Rightarrow 15.20\text{cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

### 3.2.4. Conclusion

Concernant le prédimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur **e = 20 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm**.
- Pour les dalles pleines (balcons) nous adopterons une épaisseur de **12 cm**.

## 3.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage selon le document technique DTR-B.C.2.2

### 3.3.1. Planchers en corps creux

Les Tableaux 3.1 et 3.2 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation données par le document technique DTR B.C.2.2 et appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en corps creux.

**Tableau 3.1** .Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux.

| Désignation              | $\rho$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | e<br>(m) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Q<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|--------------------------------|----------|---------------------------|---------------------------|
| Protection en gravillons | 20                             | 0.05     | 1.00                      | 1.00                      |
| étanchéité multicouche   | 6                              | 0.02     | 0.12                      |                           |
| Forme de pente           | 22                             | 0.10     | 2.20                      |                           |
| Isolation thermique      | 4                              | 0.04     | 0.16                      |                           |
| Plancher en corps creux  | /                              | 0.20     | 2.85                      |                           |
| Enduit de plâtre         | 10                             | 0.02     | 0.20                      |                           |
|                          |                                |          | $G_T = 6.53$              |                           |

**Tableau 3.2.** Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux.

| Désignation                  | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | e (m) | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|-----------------------------|-------|------------------------|------------------------|
| Revêtement en carrelage      | 20                          | 0.02  | 0.40                   | 1.50                   |
| Mortier de Pose              | 20                          | 0.02  | 0.40                   |                        |
| Lit de sable                 | 18                          | 0.03  | 0.54                   |                        |
| Plancher en corps creux      | /                           | 0.20  | 2.85                   |                        |
| Enduit de plâtre             | 10                          | 0.02  | 0.20                   |                        |
| Cloisons de distribution     | 9                           | 0.10  | 0.90                   |                        |
| Enduit de ciment sur cloison | 20                          | 0.04  | 0.80                   |                        |
|                              |                             |       | $G_T = 6.09$           |                        |

### 3.3.2. Plancher en dalle pleine

Les Tableaux 3.3 et 3.4 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation données par le document technique DTR B.C.2.2 et appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en dalle pleine

**Tableau 3.3.** Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine.

| Désignation              | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | e (m) | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-----------------------------|-------|------------------------|------------------------|
| Protection en gravillons | 20                          | 0.05  | 1.00                   | 1.00                   |
| Étanchéité multicouche   | 6                           | 0.02  | 0.12                   |                        |
| Forme de pente           | 22                          | 0.10  | 2.20                   |                        |
| Isolation (liège)        | 4                           | 0.04  | 0.16                   |                        |
| Plancher en dalle pleine | 25                          | 0.16  | 4.00                   |                        |
| Enduit de plâtre         | 10                          | 0.02  | 0.20                   |                        |
|                          |                             |       | $G_T = 7.68$           |                        |

**Tableau 3.4.** Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.

| Désignation                  | $\rho$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | e<br>(m) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Q<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|--------------------------------|----------|---------------------------|---------------------------|
| revêtement en carrelage      | 20                             | 0.02     | 0.40                      | 1.50                      |
| Mortier de Pose              | 20                             | 0.02     | 0.40                      |                           |
| lit de sable                 | 18                             | 0.03     | 0.54                      |                           |
| Plancher en dalle pleine     | 25                             | 0.16     | 4.00                      |                           |
| enduit de plâtre             | 10                             | 0.02     | 0.20                      |                           |
| cloisons de distribution     | 9                              | 0.10     | 0.90                      |                           |
| enduit de ciment sur cloison | 20                             | 0.04     | 0.80                      |                           |
|                              |                                |          | <b>G<sub>T</sub> 7.24</b> |                           |

### 3.3.3. Maçonnerie

Les Tableaux 3.5 et 3.6 donnent la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs réalisés en double cloison.

**Tableau 3.5.** Charges permanentes des murs extérieurs.

| Désignation                | $\rho$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | e<br>(m) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> )   |
|----------------------------|--------------------------------|----------|-----------------------------|
| Enduit en ciment extérieur | 20                             | 0.02     | 0.40                        |
| Briques creuses            | 9                              | 0.15     | 1.35                        |
| L'âme d'air                | /                              | 0.05     | /                           |
| Briques creuses            | 9                              | 0.10     | 0.90                        |
| Enduit en plâtre intérieur | 10                             | 0.02     | 0.20                        |
|                            |                                |          | <b>G<sub>T</sub> = 2.85</b> |

**Tableau 3.6.** Charges permanentes du mur intérieur.

| Désignation      | e<br>(m) | $\rho$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | G<br>(KN/m <sup>2</sup> )   |
|------------------|----------|--------------------------------|-----------------------------|
| Enduit en plâtre | 0.04     | 20                             | 0.80                        |
| Brique en creuse | 0.10     | /                              | 0.90                        |
| Enduit en ciment | 0.02     | 18                             | 0.36                        |
|                  |          |                                | <b>G<sub>T</sub> = 2.06</b> |

### 3.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91/ modifié 99.

Et les sections trouvées doivent être vérifié les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99/Version 2003.

Les deux étapes principales de pré dimensionnement sont résumées ci-dessous:

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- $L_{\max}$  : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit  $L_{\max} = 3.80$  m de poutre principale et  $L_{\max} = 3.60$  m de poutre secondaire.

- $h$  : hauteur de la poutre.

- $b$  : largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 99 / version 2003 (Zone IIb):

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport entre hauteur et largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

#### 3.4.1. Poutres principales

3.4.1.1. Vérification selon le BAEL91/ modifié 99

$$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(25 x 35) cm<sup>2</sup>**.

Cette section des poutres est non vérifiée dans la suite, pour l'étude sismique de notre structure, donc au augment la section de poutre principale et on adopte une section de **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**.

3.4.1.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003 (Zone IIb)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions sont vérifiées.}$$

### 3.4.2. Poutres secondaires

#### 3.5.2.1. Vérification selon le BAEL91 /modifié 99

$$25.66\text{cm} \leq h \leq 36.0\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$10.5\text{cm} \leq b \leq 25\text{cm} \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

On adopte une section de **(25 x 35) cm<sup>2</sup>**.

Cette section des poutres est non vérifiée dans la suite, pour l'étude sismique de notre structure, donc on augmente la section de poutre secondaire et on adopte une section de **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**.

#### 3.5.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003 (Zone IIb)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions sont vérifiées.}$$

#### Conclusion

**Poutres principales : (b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaires : (b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>**

## 3.5. Prédimensionnement des poteaux

### 3.5.1. Principe de prédimensionnement

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau central, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on Appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

### 3.5.2. Etapes de prédimensionnement

Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la

### Compression simple.

La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 /version 2003.

### 3.6.3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations (Y.Chérit, 2006).

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n **numérotés à partir du sommet du bâtiment**.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **0.5 Q** valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux 3.7 et 3.8 résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

**Tableau 3.7.** Dégression des charges d'exploitation

| Niveau du plancher | Surcharge | Somme des surcharges                   |
|--------------------|-----------|----------------------------------------|
| T                  | $Q_0$     | $Q_0$                                  |
| 1                  | $Q_1$     | $Q_0 + Q_1$                            |
| 2                  | $Q_2$     | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$                   |
| 3                  | $Q_3$     | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$          |
| 4                  | $Q_4$     | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$ |

|     |                |                                                                                                                                                   |
|-----|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 5   | Q <sub>5</sub> | Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0.9Q <sub>2</sub> +0.8Q <sub>3</sub> +0.7Q <sub>4</sub> +0.6Q <sub>5</sub>                                        |
| 6   | Q <sub>6</sub> | Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0.9Q <sub>2</sub> +0.8Q <sub>3</sub> +0.7Q <sub>4</sub> +0.6Q <sub>5</sub> +0.5Q <sub>6</sub>                     |
| RDC | Q <sub>7</sub> | Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0.9Q <sub>2</sub> +0.8Q <sub>3</sub> +0.7Q <sub>4</sub> +0.6Q <sub>5</sub> +0.5 (Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> ) |

**Tableau 3.8.** Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment.

| Niveau   | Q (KN/m <sup>2</sup> ) |                  |
|----------|------------------------|------------------|
|          | Avant dégression       | Après dégression |
| Terrasse | 1.0                    | 1.00             |
| 1        | 1.5                    | 2.50             |
| 2        | 1.5                    | 3.85             |
| 3        | 1.5                    | 5.05             |
| 4        | 1.5                    | 6.10             |
| 5        | 1.5                    | 7.00             |
| 6        | 1.5                    | 7.75             |
| RDC      | 1.5                    | 8.50             |

**3.5.4. Dimensionnement des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (3.1)$$

Avec :

$N_u$  : effort normal ultime (compression)  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

$\lambda$  : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

Et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$B$  : surface de la section du béton ( $B=a \times b$ ).

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1.50$ ).....situation durable.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1.15$ ).....situation durable.

$f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e=400MPa$ ).

$f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25MPa$ ).

$A_s$  : section d'acier comprimée.

$Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $I_{cmd}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br= (a-0,02) (b-0,02) [m^2]$ ).

Selon le BAEL91 /modifié 99 :  $0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$ .

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.065 N_u$$

Le minimum requis par RPA99 /version 2003, pour une zone sismique IIb :

$$\text{Min} (a, b) \geq 30cm$$

$$\text{Min} (a, b) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a / b < 4$$

Avec

( $a ; b$ ) : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur libre de l'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

A l'état limite de service



On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (3.2)$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que  $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$B$  : Section du béton du poteau.

$n$  : Coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$A_s$  : La section d'acier qui sera prise à 0.9 %  $B$ . (zone IIb)

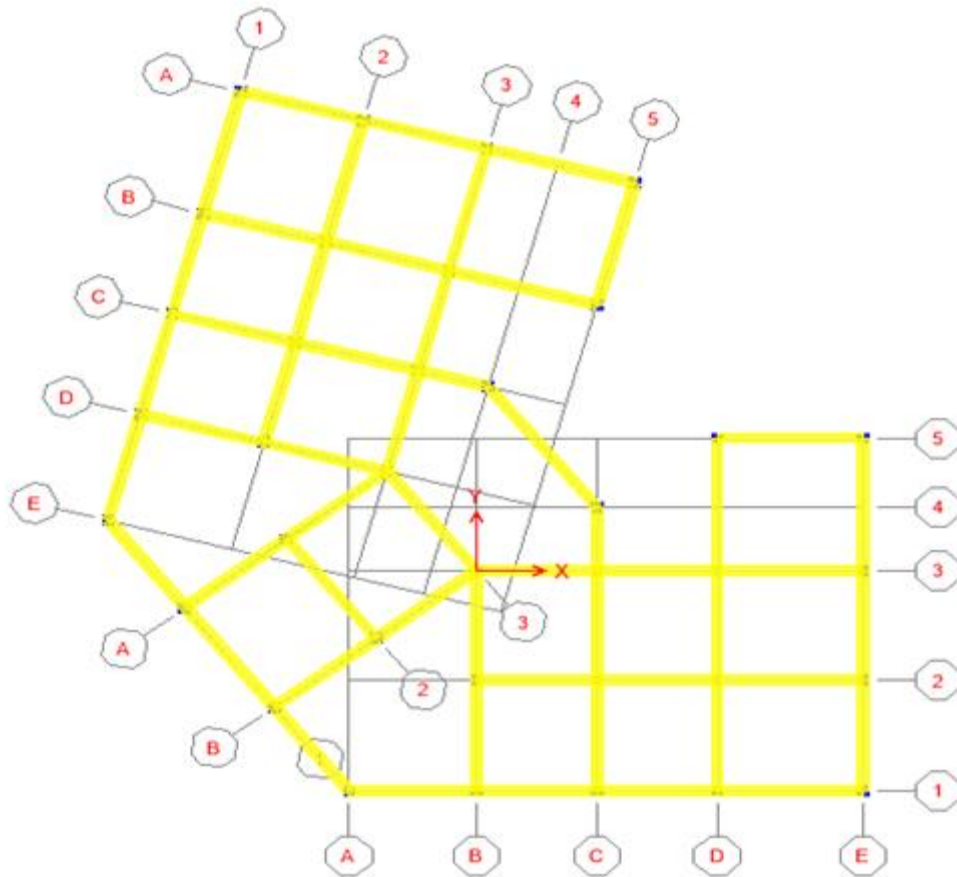
$\sigma_{\text{ser}}$  : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1.135B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots (3.3)$$

### 3.5.5. Surfaces revenants aux poteaux

La Figure 3.1 présente le plan de la structure étudiée avec axes des poteaux.



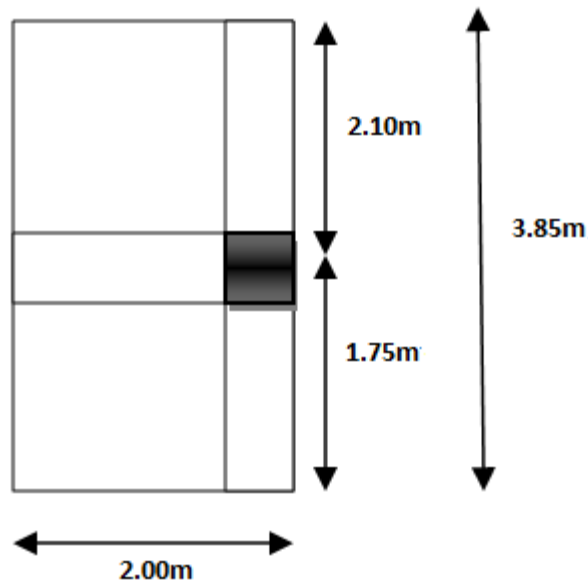
**Figure 3.1.**Plan du bâtiment étudié.

### 3.5.5.1. Poteau de rive (E-3)

Dans chaque côté, le poteau supporte la moitié de la charge du plancher.

La surface du plancher revenant au poteau de rive (Figure 3.2) le plus sollicité est donnée par :

$$S = (2.10 + 1.75) \times 2.00 = 7.7\text{m}^2.$$

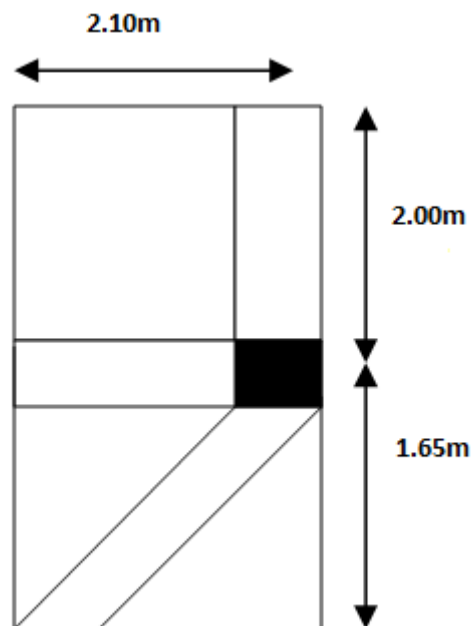


**Figure 3.2.** Surface revenant au poteau de rive.

### 3.5.5.2. Poteau d'angle (B-5)

La surface du plancher revenant au poteau d'angle (Figure 3.3) le plus sollicité est donnée par :

$$S = (2.10 \times 2.00) + ((1.65 \times 2.10) / 2) = 5.93 \text{ m}^2$$



**Figure 3.3.** Surface revenant au poteau d'angle.

### 3.5.5.3. Poteau central (D-3)

La surface du plancher revenant au poteau central (Figure 3.4) le plus sollicité est donnée par :

$$S = (1.65 + 2.00) \times (2.10 + 1.75) = 14.05 \text{ m}^2.$$

Parmi les trois types des poteaux, le poteau central est le plus sollicité (surface maximale).

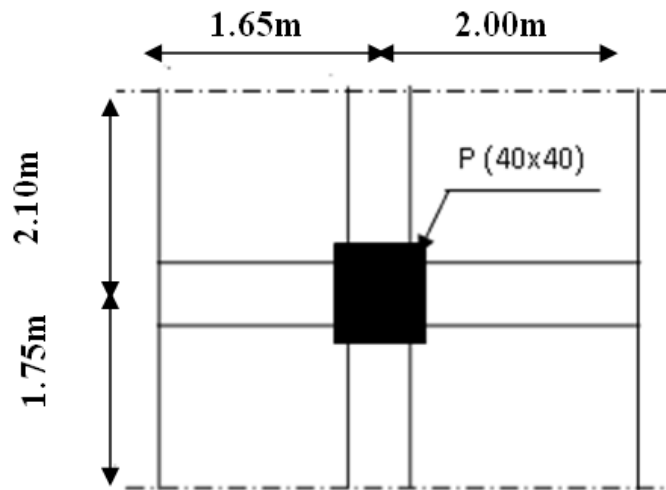


Figure 3.4. Surface revenant au poteau central.

### 3.5.6. Détermination des charges

#### 3.5.6.1. Charges permanente

##### Niveau 1 (6<sup>ème</sup> étage)

|                               |                                                                   |
|-------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Poids plancher terrasse       | $GPT = 6.53 \times 14.05 = 91.746 \text{KN}$                      |
| Poids des poutres principales | $GPP = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{KN}$   |
| Poids des poutres secondaires | $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{KN}$    |
| Poids du poteau               | $PP = (0.40 \times 0.40) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{KN}$ |

$$N_{G1T} = 123.411 \text{KN}$$

##### Niveau 2 (5<sup>ème</sup> étage)

|                                            |                                                                   |
|--------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant au 6 <sup>ème</sup> étage : | $N_{G1T} = 123.411 \text{KN}$                                     |
| Poids plancher courants                    | $GPT = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{KN}$                       |
| Poids des poutres principales              | $GPP = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{KN}$   |
| Poids des poutres secondaires              | $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{KN}$    |
| Poids du poteau                            | $PP = (0.40 \times 0.40) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{KN}$ |

$$N_{G2T} = 240.636 \text{KN}$$

##### Niveau 3 (4<sup>ème</sup> étage)

|                                         |                                                                   |
|-----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant 5 <sup>ème</sup> étage : | $N_{G2T} = 240.636 \text{KN}$                                     |
| Poids plancher courants                 | $GPT = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{KN}$                       |
| Poids des poutres principales           | $GPP = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{KN}$   |
| Poids des poutres secondaires           | $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{KN}$    |
| Poids du poteau                         | $PP = (0.40 \times 0.40) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{KN}$ |

$$N_{G3T} = 357.861 \text{KN}$$

**Niveau 4 (3<sup>ème</sup> étage)**

|                                       |                                                                     |
|---------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant 4 <sup>ème</sup> étage | $N_{G3T} = 357.861 \text{ KN}$                                      |
| Poids plancher courants               | $G_{PT} = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{ KN}$                     |
| Poids des poutres principales         | $G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres secondaires         | $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{ KN}$  |
| Poids du poteau                       | $PP = (0.40 \times 0.40) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$  |
|                                       | <b><math>N_{G4T} = 475.089 \text{ KN}</math></b>                    |

**Niveau 5 (2<sup>ème</sup> étage)**

|                                       |                                                                     |
|---------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant 3 <sup>ème</sup> étage | $N_{G4T} = 475.089 \text{ KN}$                                      |
| Poids plancher courants               | $G_{PT} = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{ KN}$                     |
| Poids des poutres principales         | $G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres secondaires         | $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{ KN}$  |
| Poids du poteau                       | $PP = (0.40 \times 0.40) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$  |
|                                       | <b><math>N_{G5T} = 582.339 \text{ KN}</math></b>                    |

**Niveau 6 (1<sup>ème</sup> étage)**

|                                       |                                                                     |
|---------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant 2 <sup>ème</sup> étage | $N_{G5T} = 582.339 \text{ KN}$                                      |
| Poids plancher courants               | $G_{PT} = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{ KN}$                     |
| Poids des poutres principales         | $G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres secondaires         | $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 9.45 \text{ KN}$  |
| Poids du poteau                       | $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$    |
|                                       | <b><math>N_{G6T} = 699.564 \text{ KN}</math></b>                    |

**Niveau 7 (RDC)**

|                                      |                                                                     |
|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| Poids revenant 1 <sup>er</sup> étage | $N_{G6T} = 699.564 \text{ KN}$                                      |
| Poids plancher courants              | $G_{PT} = 6.09 \times 14.05 = 85.56 \text{ KN}$                     |
| Poids des poutres principales        | $G_{PP} = 0.3 \times 0.35 \times 3.80 \times 25 = 9.975 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres secondaires        | $G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.00 \times 25 = 9.45 \text{ KN}$  |
| Poids du poteau                      | $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times 4.08 = 16.32 \text{ KN}$    |
|                                      | <b><math>N_{G7T} = 820.869 \text{ KN}</math></b>                    |

**Nota :** d'après le BAEL, le poteau central est majoré entre 10% et 15%.

$$N_{GT} = N_{G7T} + (N_{G7T} \times 0.15) = 943.999$$

### 3.5.6.2. Charges d'exploitation

Le Tableau 3.9 présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ( $N_Q = S \times Q$ ) après dégression des charges.

**Tableau. 3.9.** Résultats de la dégression des charges.

| Niveau | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | N <sub>Q</sub> (KN) |
|--------|------------------------|---------------------|
| T      | 1.00                   | 14.05               |
| 1      | 2.50                   | 35.13               |
| 2      | 3.85                   | 54.10               |
| 3      | 5.05                   | 70.95               |
| 4      | 6.10                   | 85.71               |
| 5      | 7.00                   | 98.36               |
| 6      | 7.75                   | 108.90              |
| RDC    | 8.50                   | 119.44              |

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau 3.10

**Tableau 3.10.** Section des poteaux centraux.

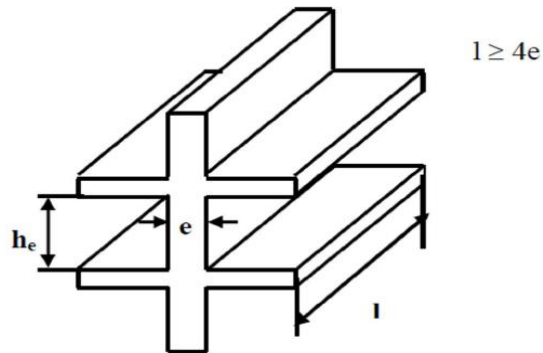
| Niveaux | N <sub>G</sub> (KN) | N <sub>Q</sub> (KN) | N <sub>u</sub> (KN) | Br. (cm <sup>2</sup> ) | a = b (cm) | RPA (cm <sup>2</sup> ) | Choix | N <sub>ser</sub> (KN) | σ <sub>s</sub> (Mpa) | $\bar{\sigma}_{ser}$ (Mpa) | condition |
|---------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------|------------------------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------------|-----------|
| 1       | 123.41              | 35.13               | 219.30              | 142.54                 | 11.96      | 30*30                  | 30*30 | 158.54                | 0.87                 | 15                         | Vérifiée  |
| 2       | 240.63              | 54.10               | 406.00              | 263.90                 | 16.27      | 30*30                  | 30*30 | 294.73                | 1.62                 | 15                         | Vérifiée  |
| 3       | 357.86              | 70.96               | 589.55              | 383.21                 | 19.56      | 30*30                  | 30*30 | 428.82                | 2.36                 | 15                         | Vérifiée  |
| 4       | 475.08              | 85.71               | 769.92              | 500.45                 | 22.39      | 30*30                  | 35*35 | 560.79                | 3.09                 | 15                         | Vérifiée  |
| 5       | 582.33              | 98.36               | 933.67              | 606.90                 | 24.63      | 30*30                  | 35*35 | 680.69                | 3.75                 | 15                         | Vérifiée  |
| 6       | 699.56              | 108.90              | 1107.75             | 720.04                 | 26.85      | 30*30                  | 40*40 | 808.46                | 4.45                 | 15                         | Vérifiée  |
| 7       | 943.999             | 119.44              | 1453.56             | 944.81                 | 30.73      | 30*30                  | 40*40 | 1063.44               | 5.86                 | 15                         | Vérifiée  |

### 3.7. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales

(séisme ou vent). Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Pour dimensionner les voiles de notre bâtiment, nous avons utilisé les recommandations du RPA99 / version 2003, dont l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure 3.5.** Coupe du voile en élévation.

Dans notre structure :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \left\{ h_e / 20 \right\} \right\}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage

$a_{\min}$  : épaisseur du voile

- Pour le RDC:  $h_e = (4.08 - 0.40) = 3.68\text{m}$ .

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 18.4 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18.4 \text{ cm}$$

- Pour l'étage courant :  $h_e = (3.06 - 0.40) = 2.66 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13.30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC et les étages courants, on adopte une épaisseur du voile  $a_{\min} = 20\text{cm}$ .

# CHAPITRE IV

**ETUDE**

**Sismique**



## Chapitre 04

### Etude sismique

#### 4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul des structures vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

Une étude comparative de ces efforts et de critères de stabilité des structures, exigés par le RPA 99/Version 2003 est faite si notre bâtiment est situé dans le site S3 et S4.

#### 4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  : Vecteur des accélérations.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les n solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

### 4.3. Analyse sismique

#### 4.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### 4.3.2. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99/Version2003 avec  $(\beta=0.2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2.5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### 4.3.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### ***4.3.3.1. La méthode statique équivalente***

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
  - \* groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - \* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
  - \* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

#### ***4.3.3.2. La méthode modale spectrale***

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### 4.3.4. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

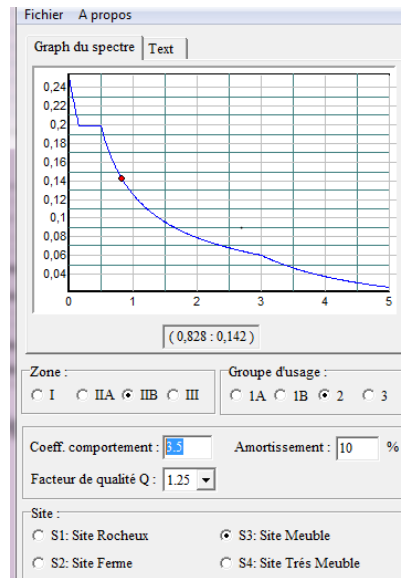
A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.20 : Zone IIb, groupe d'usage 2).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

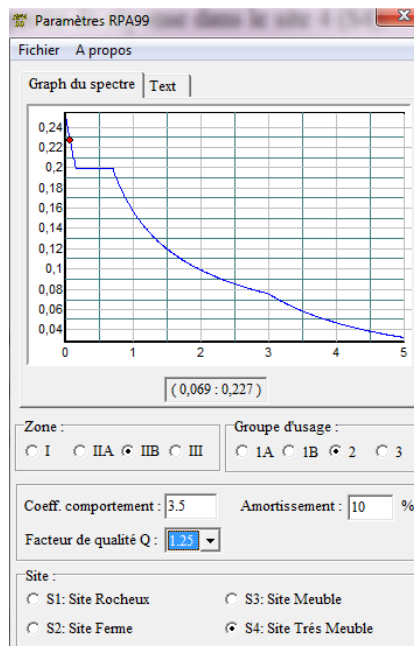
R : Coefficient de comportement (R =3.5 : système de contreventement mixte voiles-portiques)

Q : Facteur de qualité

Les Figures 4.1 et 4.2 ci-dessous, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les deux sites étudiés, Site 3 (S3) et Site 4 (S4).



**Figure 4.1.** Spectre de réponse dans le site 3 (S3).



**Figure 4.2.** Spectre de réponse dans le site 4 (S4).

### • Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la

$$\text{formule } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone ( $A = 0.20$  ; groupe d'usage 2 et zone sismique IIb)
- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

### • Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage

( $C_T = 0.05$ )

$h_n$ : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_n = 22.44m$ )

$D$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow D_x = 22.29m$$

$$\Rightarrow D_y = 23.78m$$

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{22.44}{\sqrt{22.29}} = 0.427 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (22.44)^{3/4} = 0.515 \text{ Sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.427 \text{ sec}$$

Sens y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{22.44}{\sqrt{23.78}} = 0.414 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (22.44)^{3/4} = 0.515 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.414 \text{ sec}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ sec.}$$

Sol meuble  $\rightarrow$  S3

$$T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ sec.}$$

Sol très meuble  $\rightarrow$  S4

$$T_2 = 0.70 \text{ sec.}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_{x3} = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_{y3} = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_y < T_2$$

$$D_4 = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_{y4} = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_y < T_2$$

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

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

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend  $\xi = 10$  %



$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_{X3} = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_{Y3} = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_{X4} = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_{Y4} = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

• R : coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement Tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système mixte (voiles-portique) en béton armé (R=3.5).

• Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec :

$P_q$  représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

**Tableau 4.1.** Facteur de qualité Q de la structure

|   | Critère                                              | Suivant X |        | Suivant Y |        |
|---|------------------------------------------------------|-----------|--------|-----------|--------|
|   |                                                      | Observé   | Valeur | Observé   | Valeur |
| 1 | Condition minimales sur les files de contreventement | Non       | 0.05   | Non       | 0.05   |
| 2 | Redondance en plan                                   | Oui       | 0      | Oui       | 0      |
| 3 | Régularité en plan                                   | Non       | 0.05   | Non       | 0.05   |
| 4 | Régularité en élévation                              | Oui       | 0      | Oui       | 0      |
| 5 | Contrôle de la qualité des matériaux                 | Non       | 0.05   | Non       | 0.05   |
| 6 | Contrôle de la qualité de l'exécution                | Non       | 0.1    | Non       | 0.1    |

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

- T : Périodes caractéristiques :

- $$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

- $$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.70 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_4$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i \text{ étant donné par : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher " i " ;

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

**Tableau 4.2.** Paramètres sismiques

| Coefficient | Conditions                                                             | Valeur |
|-------------|------------------------------------------------------------------------|--------|
| A           | Ouvrage groupe 2<br>Hauteur bâtiment > 48m<br>Zone sismique IIb        | 0.20   |
| R           | Système de contreventement<br>portiques contreventée par des<br>voiles | 3.5    |
| Q           | $1 + \Sigma P_q$                                                       | 1.25   |
| $\xi$       | -                                                                      | 10%    |
| H           | $[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$                                | 0.76   |
| $T_1$       | S3                                                                     | 0.15s  |
| $T_2$       | S3                                                                     | 0.50s  |
| $T_1$       | S4                                                                     | 0.15s  |
| $T_2$       | S4                                                                     | 0.70s  |

#### • Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport :  $\frac{0.8V}{V_t}$

#### 4.3.5. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

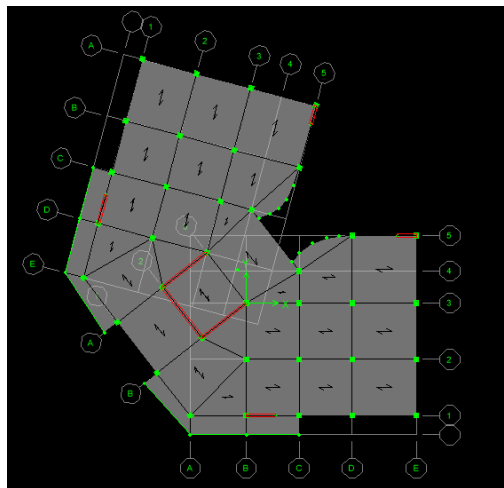
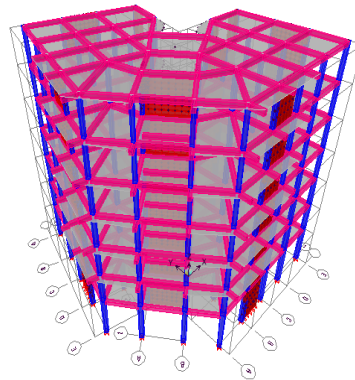
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

## 4.4. Disposition des voiles de contreventement

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

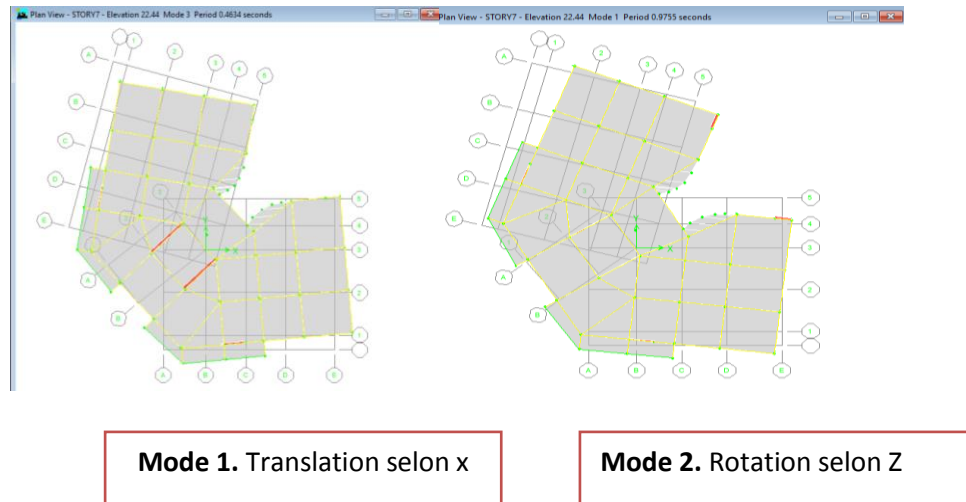
### 4.4.1. Premier modèle

La Figure 4.3 présente le premier modèle qui montre la disposition des voiles de contreventement dans **les angles** de notre bâtiment, pour les deux types d'analyse (S3 et S4).



**Figure 4.3.** Modèle initial de disposition des voiles.

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.3 ci-dessous.



**Figure 4.4.** Comportement des trois premiers modes du premier modèle.

#### 4.4.1.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau 4.3. La période dynamique du bâtiment est la même dans les deux sites S3 et S4 et pour les deux sens (X et Y). Ce qui montre que le changement du site, de S3 (meuble) au S4 (très meuble) n'a pas d'influence sur la période des structures en béton armé.

**Tableau 4.3.** Vérification des périodes.

|    |   | $T_{RPA}$ (s) | $T_{ETABS}$ (s) | $1.3 \times T_{RPA}$ (s) | $T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$ |
|----|---|---------------|-----------------|--------------------------|-----------------------------|
| S3 | X | 0.427         | 0.975           | 0.555                    | Non vérifiée                |
| S4 | X | 0.427         | 0.975           | 0.555                    | Non vérifiée                |

#### 4.4.1.2. Vérification de participation massique

La vérification de participation massique est donnée aux Tableaux 4.4 et 4.5. Les deux Tableaux montrent clairement que la participation massique est identique dans tous les modes pour les deux sites S3 et S4. A partir de 7<sup>ème</sup> mode la participation massique dans les deux sens X et Y est égale à 92.3242% et 93.2193% respectivement. Ceci montre qu'un bâtiment en béton armé présente la même participation massique s'il est implanté dans S3 ou S4.

**Tableau 4.4.** Pourcentage de participation massique (S3)

| Mode | T (s)    | Participation massique |          | Cumul de participation massique (%) |          |
|------|----------|------------------------|----------|-------------------------------------|----------|
|      |          | Sens (x)               | Sens (y) | Sens (x)                            | Sens (y) |
| 1    | 0.975503 | 11.5433                | 19.2401  | 11.5433                             | 19.2401  |
| 2    | 0.594695 | 44.7873                | 27.0026  | 56.3306                             | 46.2426  |
| 3    | 0,463396 | 16.617                 | 27.4533  | 72.9476                             | 73.696   |
| 4    | 0.309524 | 2.2434                 | 3.7402   | 75.1909                             | 77.4361  |
| 5    | 0.155825 | 0.6892                 | 1.1646   | 75.8801                             | 78.6007  |
| 6    | 0.142478 | 11.9736                | 7.1992   | 87.8537                             | 85.7999  |
| 7    | 0.122198 | 4.4704                 | 7.4193   | 92.3242                             | 93.2193  |
| 8    | 0.095576 | 0.2389                 | 0.3991   | 92.5631                             | 93.6184  |
| 9    | 0.065220 | 0.2172                 | 0.3718   | 92.7802                             | 93.9902  |
| 10   | 0.060732 | 3.6006                 | 2.1383   | 96.3808                             | 96.1285  |
| 11   | 0.058731 | 0.8954                 | 1.2302   | 97.2762                             | 97.6587  |
| 12   | 0.049594 | 0.0542                 | 0.0896   | 97.3304                             | 97.7483  |

**Tableau 4.5.** Pourcentage de participation massique (S4)

| Mode | T (s)    | Participation massique |          | Cumul de participation massique (%) |          |
|------|----------|------------------------|----------|-------------------------------------|----------|
|      |          | Sens (x)               | Sens (y) | Sens (x)                            | Sens (y) |
| 1    | 0.975503 | 11.5433                | 19.2401  | 11.5433                             | 19.2401  |
| 2    | 0.694695 | 44.7873                | 27.0026  | 56.3306                             | 46.2426  |
| 3    | 0.463396 | 16.617                 | 27.4533  | 72.9476                             | 73.696   |
| 4    | 0.309524 | 2.2434                 | 3.7402   | 75.1909                             | 77.4361  |
| 5    | 0.155825 | 0.6892                 | 1.1646   | 75.8801                             | 78.6007  |
| 6    | 0.142478 | 11.9736                | 7.1992   | 87.8537                             | 85.7999  |
| 7    | 0.122198 | 4.4704                 | 7.4193   | 92.3242                             | 93.2193  |
| 8    | 0.095576 | 0.2389                 | 0.3991   | 92.5631                             | 93.6184  |
| 9    | 0.06522  | 0.2172                 | 0.3718   | 92.7802                             | 93.9902  |
| 10   | 0.060732 | 3.6006                 | 2.1383   | 96.3808                             | 96.1285  |
| 11   | 0.058731 | 0.8954                 | 1.2302   | 97.2762                             | 97.6587  |
| 12   | 0.049594 | 0.0542                 | 0.0896   | 97.3304                             | 97.7483  |

#### 4.4.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.6 et 4.7 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques. Le bâtiment subit la même force sismique dans S3 et S4.

**Tableau 4.6.** Calcul de la force sismique

|    | A   | D <sub>x</sub> | D <sub>y</sub> | R | Q <sub>x</sub> | Q <sub>y</sub> | ∑W <sub>i</sub> (KN) | V <sub>x</sub> (KN) | V <sub>y</sub> (KN) |
|----|-----|----------------|----------------|---|----------------|----------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| S3 | 0.2 | 1.9            | 1.9            | 4 | 1.25           | 1.25           | 24051.47             | 2856.11             | 2856.11             |
| S4 | 0.2 | 1.9            | 1.9            | 4 | 1.25           | 1.25           | 24051.47             | 2856.11             | 2856.11             |

**Tableau 4.7.** Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

|    |   | V <sub>t</sub> (KN) | V (KN)  | 0.8V     | V <sub>t</sub> ≥ 0.8V |
|----|---|---------------------|---------|----------|-----------------------|
| S3 | X | 2253.444            | 2856.11 | 2284.888 | Non Vérifiée          |
|    | Y | 2107.531            | 2856.11 | 2284.888 | Non Vérifiée          |
| S4 | X | 2459.463            | 2856.11 | 2284.88  | Vérifiée              |
|    | Y | 2268.612            | 2856.11 | 2284.88  | Non vérifiée          |

#### 4.4.1.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux suivants.

On a enregistré les mêmes valeurs des déplacements inter-étages dans les deux structures.

**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (S3).

| Niveau | δ <sub>e</sub> (m) | δ <sub>K</sub> = Rδ <sub>ek</sub><br>(m) | Δ <sub>k</sub> = δ <sub>k</sub> - δ <sub>k-1</sub><br>(m) | 0.01 h <sub>e</sub><br>(m) | Vérification |
|--------|--------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------|--------------|
| 7      | 0.0122             | 0.0488                                   | 0.0404                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 6      | 0.0103             | 0.0412                                   | 0.0344                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 5      | 0.0083             | 0.0332                                   | 0.0280                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 4      | 0.0062             | 0.0248                                   | 0.0212                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 3      | 0.0042             | 0.0168                                   | 0.0148                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 2      | 0.0025             | 0.0100                                   | 0.0088                                                    | 0.0306                     | Oui          |
| 1      | 0.0010             | 0.0040                                   | 0.0036                                                    | 0.0408                     | Oui          |

**Tableau 4.9.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (S4).

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 h <sub>e</sub><br>(m) | vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------|--------------|
| 7      | 0.0116         | 0.0552                           | 0.0084                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 6      | 0.0100         | 0.0468                           | 0.0092                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 5      | 0.0082         | 0.0376                           | 0.0092                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 4      | 0.0062         | 0.0284                           | 0.0092                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 3      | 0.0043         | 0.0192                           | 0.0080                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 2      | 0.0026         | 0.0112                           | 0.0064                                      | 0.0306                     | Oui          |
| 1      | 0.0014         | 0.0048                           | 0.0048                                      | 0.0408                     | Oui          |

**Tableau 4.10.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (S3).

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 h <sub>e</sub> (m) | Vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|--------------|
| 7      | 0.0113         | 0.0452                           | 0.0060                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 6      | 0.0098         | 0.0392                           | 0.0072                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 5      | 0.0080         | 0.0320                           | 0.0072                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 4      | 0.0062         | 0.0248                           | 0.0076                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 3      | 0.0043         | 0.0172                           | 0.0068                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 2      | 0.0026         | 0.0104                           | 0.0056                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 1      | 0.0012         | 0.0048                           | 0.0048                                      | 0.0408                  | Oui          |

**Tableau 4.11.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (S4).

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 h <sub>e</sub> (m) | Vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|--------------|
| 7      | 0.0132         | 0.0528                           | 0.0072                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 6      | 0.0114         | 0.0456                           | 0.0080                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 5      | 0.0094         | 0.0376                           | 0.0084                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 4      | 0.0073         | 0.0292                           | 0.0088                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 3      | 0.0051         | 0.0204                           | 0.0080                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 2      | 0.0031         | 0.0124                           | 0.0068                                      | 0.0306                  | Oui          |
| 1      | 0.0014         | 0.0056                           | 0.0056                                      | 0.0408                  | Oui          |

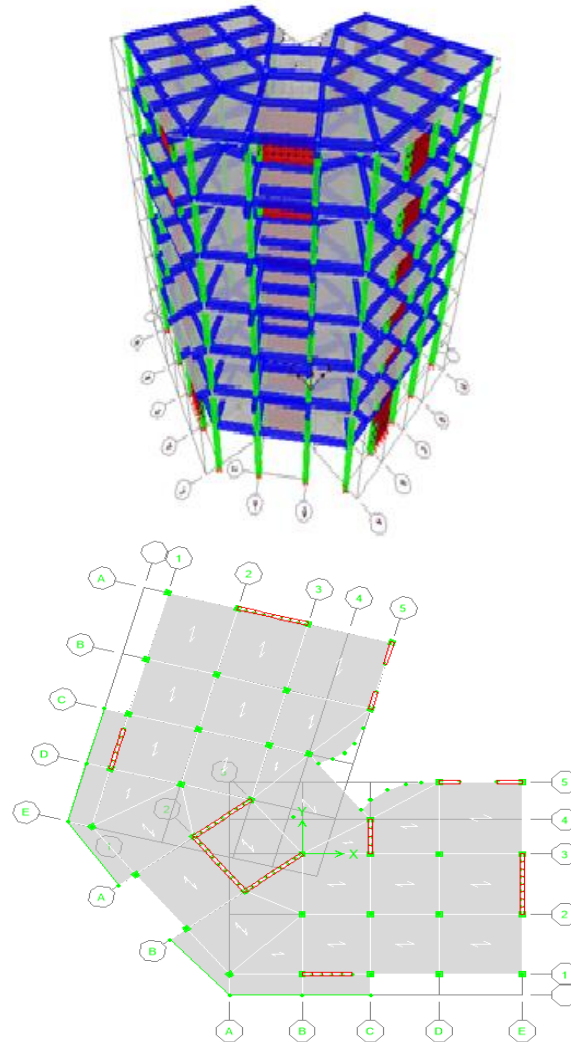
### Conclusion

Les périodes fondamentales et la résultante des forces sismiques ne sont pas vérifiées dans les deux sens pour les deux structures implantées en S3 et S4, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par augmentation de nombre des voiles de contreventement (ajout des voiles à la structure).



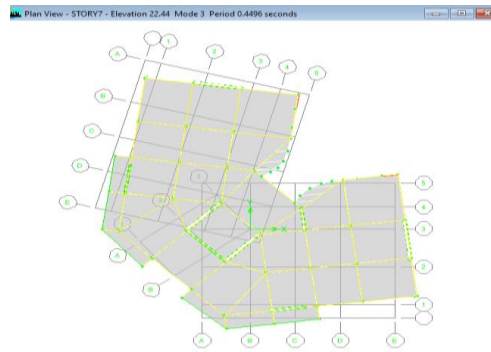
#### 4.4.2. Modèle final

La Figure 4.9 présente la disposition finale des voiles de contreventement dans les deux structures étudiées. Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.10.



**Figure 4.9.** Modèle final de disposition des voiles.





**Mode 3.** Translation selon Z

**Figure 4.10.** Comportement des trois premiers modes dans le modèle final.

#### 4.4.2.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes  $T$  données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

**Tableau 4.12.** Vérification des périodes.

|    |   | $T_{RPA}$ (s) | $T_{ETABS}$ (s) | $1.3 \times T_{RPA}$ (s) | $T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$ |
|----|---|---------------|-----------------|--------------------------|-----------------------------|
| S3 | X | 0.427         | 0.540           | 0.555                    | vérifiée                    |
|    | Y | 0.515         | 0.524           | 0.669                    | vérifiée                    |
| S4 | X | 0.427         | 0.540           | 0.555                    | vérifiée                    |
|    | Y | 0.515         | 0.524           | 0.669                    | vérifiée                    |

#### 4.4.2.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99/ version 2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

Les Tableaux 4.13 et 4.14 donnent le pourcentage de participation massique sous l'effet des deux modules d'élasticité.

**Tableau 4.13.** Pourcentage de participation massique (S3).

| Mode | T (s)    | Participation massique |          | Cumul de participation massique (%) |          |
|------|----------|------------------------|----------|-------------------------------------|----------|
|      |          | Sens (x)               | Sens (y) | Sens (x)                            | Sens (y) |
| 1    | 0,540812 | 63,1295                | 2,5666   | 63,1295                             | 2,5666   |
| 2    | 0,524457 | 0,0425                 | 54,8293  | 63,172                              | 57,3958  |
| 3    | 0,449575 | 9,246                  | 15,0743  | 72,4179                             | 72,4702  |
| 4    | 0,130139 | 18,7649                | 0,202    | 91,1828                             | 72,6721  |
| 5    | 0,125239 | 0,1461                 | 18,8873  | 91,329                              | 91,5594  |
| 6    | 0,114809 | 0,2899                 | 0,1009   | 91,6189                             | 91,6604  |
| 7    | 0,060771 | 3,5112                 | 1,1668   | 95,1301                             | 92,8272  |
| 8    | 0,057518 | 1,8172                 | 3,5381   | 96,9473                             | 96,3653  |
| 9    | 0,051637 | 0,0508                 | 0,603    | 96,998                              | 96,9683  |
| 10   | 0,040223 | 0,8766                 | 0,6194   | 97,8746                             | 97,5877  |
| 11   | 0,036064 | 0,9663                 | 0,9294   | 98,8409                             | 98,5171  |
| 12   | 0,031906 | 0,0392                 | 0,3575   | 98,8801                             | 99,8746  |

**Tableau 4.14.** Pourcentage de participation massique (S4).

| Mode | T (s)    | Participation massique |          | Cumul de participation massique (%) |          |
|------|----------|------------------------|----------|-------------------------------------|----------|
|      |          | Sens (x)               | Sens (y) | Sens (x)                            | Sens (y) |
| 1    | 0,540812 | 63,1295                | 2,5666   | 63,1295                             | 2,5666   |
| 2    | 0,524457 | 0,0425                 | 54,8293  | 63,172                              | 57,3958  |
| 3    | 0,449575 | 9,246                  | 15,0743  | 72,4179                             | 72,4702  |
| 4    | 0,130139 | 18,7649                | 0,202    | 91,1828                             | 72,6721  |
| 5    | 0,125239 | 0,1461                 | 18,8873  | 91,329                              | 91,5594  |
| 6    | 0,114809 | 0,2899                 | 0,1009   | 91,6189                             | 91,6604  |
| 7    | 0,060771 | 3,5112                 | 1,1668   | 95,1301                             | 92,8272  |
| 8    | 0,057518 | 1,8172                 | 3,5381   | 96,9473                             | 96,3653  |
| 9    | 0,051637 | 0,0508                 | 0,603    | 96,998                              | 96,9683  |
| 10   | 0,040223 | 0,8766                 | 0,6194   | 97,8746                             | 97,5877  |
| 11   | 0,036064 | 0,9663                 | 0,9294   | 98,8409                             | 98,5171  |
| 12   | 0,031906 | 0,0392                 | 0,3575   | 98,8801                             | 99,8746  |

#### 4.4.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$  déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :  $V_T \geq 0.8 V$ .

#### • Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$  donnée au Tableau 4.15 est calculée dans les deux sens X et Y par les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Le Tableau 4.16 résume la vérification de la résultante de force sismique.

**Tableau 4.15.** Calcul de la force sismique sous l'effet des deux modules d'élasticité.

|    | A   | D <sub>x</sub> | D <sub>y</sub> | R   | Q <sub>x</sub> | Q <sub>y</sub> | ∑W <sub>i</sub> (KN) | V <sub>x</sub> (KN) | V <sub>y</sub> (KN) |
|----|-----|----------------|----------------|-----|----------------|----------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| S3 | 0.2 | 1.90           | 1.9            | 3.5 | 1.25           | 1.25           | 23014,32             | 3123.37             | 3123.37             |
| S4 | 0.2 | 1.90           | 1.9            | 3.5 | 1.25           | 1.25           | 23014,32             | 3123.37             | 3123.37             |

**Tableau 4.16.** Vérification de la résultante de force sismique.

|    |   | V <sub>t</sub> (KN) | V (KN)  | 0.8V     | V <sub>t</sub> ≥ 0.8V |
|----|---|---------------------|---------|----------|-----------------------|
| S3 | X | 2994,495            | 3123,37 | 2498,697 | vérifiée              |
|    | Y | 2898,628            | 3123,37 | 2498,697 | vérifiée              |
| S4 | X | 3067,938            | 3123,37 | 2498,697 | vérifiée              |
|    | Y | 2967,319            | 3123,37 | 2498,697 | vérifiée              |

#### 4.4.2.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :  $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

$h_e$  : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.17 à 4.18 ci-dessous

**Tableau 4.17.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (S3)

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 he (m) | Vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------|--------------|
| 7      | 0,0152         | 0,0532                           | 0,0084                                      | 0,0306      | Oui          |
| 6      | 0,0128         | 0,0448                           | 0,00945                                     | 0,0306      | Oui          |
| 5      | 0,0101         | 0,03535                          | 0,0091                                      | 0,0306      | Oui          |
| 4      | 0,0075         | 0,02625                          | 0,0084                                      | 0,0306      | Oui          |
| 3      | 0,0051         | 0,01785                          | 0,0077                                      | 0,0306      | Oui          |
| 2      | 0,0029         | 0,01015                          | 0,00595                                     | 0,0306      | Oui          |
| 1      | 0,0012         | 0,0042                           | 0,0042                                      | 0,0408      | Oui          |

**Tableau 4.18.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (S4)

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 he (m) | Vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------|--------------|
| 7      | 0,0159         | 0,05565                          | 0,008875                                    | 0,0306      | Oui          |
| 6      | 0,0134         | 0,0469                           | 0,0098                                      | 0,0306      | Oui          |
| 5      | 0,0106         | 0,0371                           | 0,00945                                     | 0,0306      | Oui          |
| 4      | 0,0079         | 0,02765                          | 0,0091                                      | 0,0306      | Oui          |
| 3      | 0,0053         | 0,01855                          | 0,00805                                     | 0,0306      | Oui          |
| 2      | 0,003          | 0,0105                           | 0,0063                                      | 0,0306      | Oui          |
| 1      | 0,0012         | 0,0042                           | 0,0042                                      | 0,0408      | Oui          |

**Tableau 4.19.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (S3)

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_K = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 he (m) | Vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------|--------------|
| 7      | 0,0138         | 0,0483                           | 0,0077                                      | 0,0306      | Oui          |
| 6      | 0,0116         | 0,0406                           | 0,0084                                      | 0,0306      | Oui          |
| 5      | 0,0092         | 0,0322                           | 0,0084                                      | 0,0306      | Oui          |
| 4      | 0,0068         | 0,0238                           | 0,0077                                      | 0,0306      | Oui          |
| 3      | 0,0046         | 0,0161                           | 0,007                                       | 0,0306      | Oui          |
| 2      | 0,0026         | 0,0091                           | 0,00525                                     | 0,0306      | Oui          |
| 1      | 0,0011         | 0,00385                          | 0,00385                                     | 0,0408      | Oui          |

**Tableau 4.20.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (S4)

| Niveau | $\delta_e$ (m) | $\delta_k = R\delta_{ek}$<br>(m) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$<br>(m) | 0.01 he (m) | vérification |
|--------|----------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-------------|--------------|
| 7      | 0,0142         | 0,0497                           | 0,00805                                     | 0,0306      | Oui          |
| 6      | 0,0119         | 0,04165                          | 0,0084                                      | 0,0306      | Oui          |
| 5      | 0,0095         | 0,03325                          | 0,00875                                     | 0,0306      | Oui          |
| 4      | 0,007          | 0,0245                           | 0,00805                                     | 0,0306      | Oui          |
| 3      | 0,0047         | 0,01645                          | 0,007                                       | 0,0306      | Oui          |
| 2      | 0,001838       | 0,007354                         | 0,0056                                      | 0,0306      | Oui          |
| 1      | 0,0011         | 0,00385                          | 0,00385                                     | 0,0408      | Oui          |

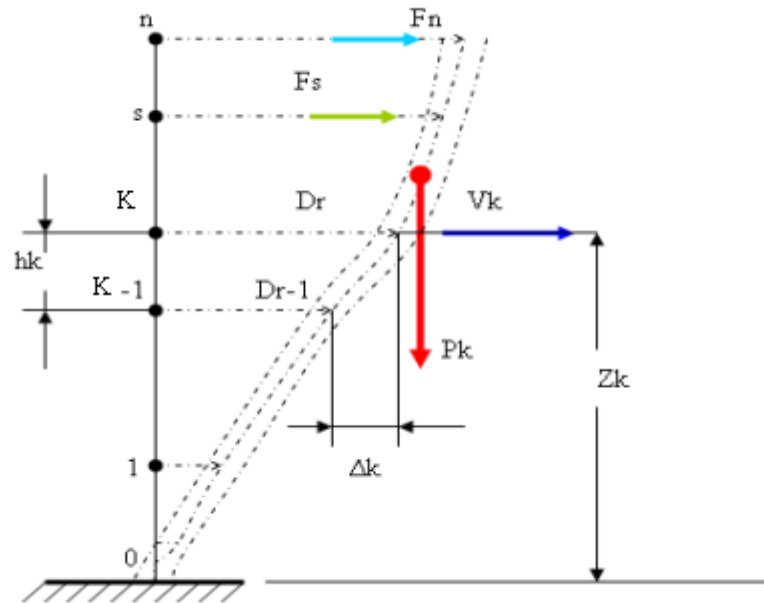
### Conclusion

Les cinq vérifications exigées par le RPA 99/ version 2003, qui sont : la vérification de comportement pour les trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étages, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement dans les deux structures implantées en S3 et S4. Ainsi que ces critères de stabilité ne changent pas dans les deux sites étudiés.

Afin de choisir le modèle final, on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

### 4.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$  est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré (Figure 4.15).



**Figure 4.15.** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- $p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- $h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens et sous les effets du module d'élasticité instantané

**Tableau 4.21.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X (S3).

| Niveaux | Pk(kn)    | $\Delta k(m)$ | Vk(kn)  | hk(m) | $\Theta_x$ | Condition |
|---------|-----------|---------------|---------|-------|------------|-----------|
| 7       | 3115,354  | 0,0532        | 811,21  | 3,06  | 0,066767   | Vérifiée  |
| 6       | 6368.664  | 0,0448        | 1431,57 | 3,06  | 0,065964   | Vérifiée  |
| 5       | 9637.233  | 0,03535       | 1894,31 | 3,06  | 0,058771   | Vérifiée  |
| 4       | 12942.101 | 0,02625       | 2257,9  | 3,06  | 0,049170   | Vérifiée  |
| 3       | 16291.737 | 0,01785       | 2543,87 | 3,06  | 0,037358   | Vérifiée  |
| 2       | 19684.56  | 0,01015       | 2754,13 | 3,06  | 0,023707   | Vérifiée  |
| 1       | 23014.15  | 0,0042        | 2877,62 | 4.08  | 0,008232   | Vérifiée  |

**Tableau 4.22.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X (S4).

| Niveaux | Pk(kn)    | $\Delta k(m)$ | Vk(kn)  | hk(m) | $\Theta_x$ | Condition |
|---------|-----------|---------------|---------|-------|------------|-----------|
| 7       | 3115,354  | 0,0532        | 811,21  | 3,06  | 0,066767   | Vérifiée  |
| 6       | 6368.664  | 0,0448        | 1431,57 | 3,06  | 0,065964   | Vérifiée  |
| 5       | 9637.233  | 0,03535       | 1894,31 | 3,06  | 0,058771   | Vérifiée  |
| 4       | 12942.101 | 0,02625       | 2257,9  | 3,06  | 0,049170   | Vérifiée  |
| 3       | 16291.737 | 0,01785       | 2543,87 | 3,06  | 0,037358   | Vérifiée  |
| 2       | 19684.56  | 0,01015       | 2754,13 | 3,06  | 0,023707   | Vérifiée  |
| 1       | 23014.15  | 0,0042        | 2877,62 | 4.08  | 0,008232   | Vérifiée  |

**Tableau 4.23.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y (S3).

| Niveaux | Pk(kn)    | $\Delta k(m)$ | Vk(kn)  | hk(m) | $\Theta_x$ | Condition |
|---------|-----------|---------------|---------|-------|------------|-----------|
| 7       | 3115,354  | 0,0532        | 811,21  | 3,06  | 0,066767   | Vérifiée  |
| 6       | 6368.664  | 0,0448        | 1431,57 | 3,06  | 0,065964   | Vérifiée  |
| 5       | 9637.233  | 0,03535       | 1894,31 | 3,06  | 0,058771   | Vérifiée  |
| 4       | 12942.101 | 0,02625       | 2257,9  | 3,06  | 0,049170   | Vérifiée  |
| 3       | 16291.737 | 0,01785       | 2543,87 | 3,06  | 0,037358   | Vérifiée  |
| 2       | 19684.56  | 0,01015       | 2754,13 | 3,06  | 0,023707   | Vérifiée  |
| 1       | 23014.15  | 0,0042        | 2877,62 | 4.08  | 0,008232   | Vérifiée  |



**Tableau 4.24.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y (S4).

| Niveaux | Pk(kn)    | $\Delta k(m)$ | Vk(kn)  | hk(m) | $\Theta_x$ | Condition |
|---------|-----------|---------------|---------|-------|------------|-----------|
| 7       | 3115,354  | 0,0532        | 811,21  | 3,06  | 0,066767   | Vérifiée  |
| 6       | 6368.664  | 0,0448        | 1431,57 | 3,06  | 0,065964   | Vérifiée  |
| 5       | 9637.233  | 0,03535       | 1894,31 | 3,06  | 0,058771   | Vérifiée  |
| 4       | 12942.101 | 0,02625       | 2257,9  | 3,06  | 0,049170   | Vérifiée  |
| 3       | 16291.737 | 0,01785       | 2543,87 | 3,06  | 0,037358   | Vérifiée  |
| 2       | 19684.56  | 0,01015       | 2754,13 | 3,06  | 0,023707   | Vérifiée  |
| 1       | 23014.15  | 0,0042        | 2877,62 | 4.08  | 0,008232   | Vérifiée  |

### Conclusion générale

La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sites (S3 et S4), donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

### 4.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement de structure est considéré comme voiles porteurs en béton armé contreventés par voiles, donc est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (RPA)cette vérification est présentée dans les Tableaux ci –dessous.

**Tableau 4.25.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (S3).

|          | Effort horizontal (KN) | Pourcentage (%)                                              | Condition |
|----------|------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| Bâtiment | 2401.97                | 99.05% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles | Vérifiée  |
| Voiles   | 2379.151               |                                                              |           |

**Tableau 4.26 :** Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (S4).

|          | Effort horizontal (KN) | Pourcentage (%)                                              | Condition |
|----------|------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| Bâtiment | 2506.37                | 99.09% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles | Vérifiée  |
| Voiles   | 2483.562               |                                                              |           |

**Tableau 4.27.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (S3).

|          | Effort horizontal (KN) | Pourcentage (%)                                              | Condition |
|----------|------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| Bâtiment | 2645.12                | 98.62% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles | Vérifiée  |
| Voiles   | 2608.617               |                                                              |           |

**Tableau 4.28.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (S4).

|          | Effort horizontal (KN) | Pourcentage (%)                                              | Condition |
|----------|------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| Bâtiment | 2709.14                | 98.65% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles | Vérifiée  |
| Voiles   | 2672.566               |                                                              |           |

# CHAPITRE V

## **Ferraillage des éléments structuraux**

## Chapitre 05

### Ferrailage des éléments structuraux

#### 5.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment, est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (vent, séisme, choc, freinage, etc.). Ces éléments structuraux transmettent également les charges verticales aux fondations, et son ferrailage devra être conforme aux règles CBA 93 et RPA99 /Version 2003. Notre structure est contreventée par portiques (poteaux-poutres) et voiles en béton armé.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons définies par les règles CBA 93 : (ELU :  $1.35G + 1.5Q$  et ELS :  $G + Q$ ).
- Combinaisons définies par les règles RPA99 /Version 2003 : ( $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$ )

Avec (G, Q et E) représentent successivement les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges sismiques.

#### 5.2. Ferrailage des poteaux

##### 5.2.1. Principe de calcul

Les poteaux sont des éléments verticaux constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts de pesanteurs vers les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée (N, M) et en considérant que le plus grand des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau, avec un des cas suivants : section entièrement tendue (S.E.T), entièrement comprimée (S.E.C) ou partiellement comprimée (S.P.C). On distingue les deux combinaisons suivantes :

- Effort normal maximum et moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr}$ ).
- Moment maximum et effort normal correspondant ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

La section d'armatures finale est la valeur maximale obtenue par ces deux combinaisons (cas plus défavorable).

##### 5.2.2. Recommandation selon RPA 99 /Version 2003

D'après le RPA les recommandations suivantes sont exigées :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.
- \* Leur pourcentage **minimal** est de 0.9% en Zone IIb.
- \* Leur pourcentage **maximal** est de :

4% en zone courante (Z.C)

6% en zone de recouvrement (Z.R)

Où  $A_s$  est la section d'acier ( $\text{cm}^2$ ) et B la section du béton ( $\text{cm}^2$ )

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.

### 5.2.3. Calcule du ferrailage

#### 5.2.3.1. Situation accidentelle

Les Tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux de la structure dans les deux sites (S3 et S4) sous la combinaison ( $G + Q \pm E$ ).

**Tableau 5.1.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S3** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section ( $\text{cm}^2$ ) | $N_{\max}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_{s(\text{min})}$ ( $\text{cm}^2$ ) |
|--------|---------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                     | -905            | 0                        | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 14.40                                 |
| 2-3    | 35x35                     | -651.74         | 25.587                   | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 11.02                                 |
| 4-6    | 30x30                     | -377.86         | 23.001                   | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 8.10                                  |

**Tableau 5.2.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S4** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section ( $\text{cm}^2$ ) | $N_{\max}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_{s(\text{min})}$ ( $\text{cm}^2$ ) |
|--------|---------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                     | -912.56         | 0                        | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 14.40                                 |
| 2-3    | 35x35                     | -658.67         | 26.587                   | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 11.02                                 |
| 4-6    | 30x30                     | -381.71         | 23.89                    | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 8.10                                  |

**Tableau 5.3.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S3** sous ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section ( $\text{cm}^2$ ) | $M_{\max}$ (KN.m) | $N_{\text{corr}}$ (KN) | Type de Section | $A'_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_s$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_{s(\text{min})}$ ( $\text{cm}^2$ ) |
|--------|---------------------------|-------------------|------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                     | 58.444            | -685.38                | S.E.C           | 0.00                     | 0.00                    | 14.40                                 |
| 2-3    | 35x35                     | 45.487            | -366.07                | S.P.C           | 0.00                     | 0.00                    | 11.02                                 |
| 4-6    | 30x30                     | 37.781            | -67.83                 | S.P.C           | 0.00                     | 2.96                    | 8.10                                  |

**Tableau 5.4.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S4** sous ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{\max}$ (KN.m) | $N_{\text{corr}}$ (KN) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(\text{min})}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-------------------|------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | 60.096            | -697.24                | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                                  |
| 2-3    | 35x35                      | 46.746            | -371.29                | S.P.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                                  |
| 4-6    | 30x30                      | 38.721            | -68.51                 | S.P.C           | 0.00                      | 3.06                     | 8.10                                   |

Les Tableaux 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux de la structure dans les deux sites (S3 et S4) sous la combinaison (**0.8G ± E**).

**Tableau 5.5.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S3** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $N_{\max}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(\text{min})}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | -707.3          | 0                        | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                                  |
| 2-3    | 35x35                      | -485.15         | 22.131                   | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                                  |
| 4-6    | 30x30                      | -278.62         | 21.646                   | S.P.C           | 0.00                      | 0.00                     | 8.10                                   |

**Tableau 5.6.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S4** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $N_{\max}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(\text{min})}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | -912.56         | 0                        | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                                  |
| 2-3    | 35x35                      | -685.67         | 26.587                   | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                                  |
| 4-6    | 30x30                      | -381.71         | 23.89                    | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 8.10                                   |

**Tableau 5.7.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S3** sous ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{\max}$ (KN.m) | $N_{\text{corr}}$ (KN) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(\text{min})}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-------------------|------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | 55.758            | -572.79                | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                                  |
| 2-3    | 35x35                      | 43.855            | -21.13                 | S.P.C           | 0.00                      | 3.40                     | 11.02                                  |
| 4-6    | 30x30                      | 35.527            | -56.26                 | S.P.C           | 0.00                      | 2.89                     | 8.10                                   |

**Tableau 5.8.** Section d'armatures des poteaux dans le site **S4** sous ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{\max}$ (KN.m) | $N_{\text{corr}}$ (KN) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(\text{min})}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-------------------|------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | 57.41             | -584.65                | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                                  |
| 2-3    | 35x35                      | 43.591            | -304.49                | S.P.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                                  |
| 4-6    | 30x30                      | 36.467            | -56.94                 | S.P.C           | 0.00                      | 2.96                     | 8.10                                   |

### 5.2.3.2. Situation durable

Les Tableaux 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux de la structure dans les deux sites (S3 et S4) sous la combinaison (1.35 G + 1.5 Q).

**Tableau 5.9.** Section d'armatures des poteaux dans le Site S3 sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $N_{max}$ (KN) | $M_{corr}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|----------------|-------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | -1168.89       | 0                 | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                          |
| 2-3    | 35x35                      | -804.78        | 1.76              | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                          |
| 4-6    | 30x30                      | -472.33        | 2.593             | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 8.10                           |

**Tableau 5.10.** Section d'armatures des poteaux dans le site S4 sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $N_{max}$ (KN) | $M_{corr}$ (KN.m) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|----------------|-------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | -1168.89       | 0                 | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                          |
| 2-3    | 35x35                      | -804.78        | 1.766             | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                          |
| 4-6    | 30x30                      | -472.33        | 2.593             | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 8.10                           |

**Tableau 5.11.** Section d'armatures des poteaux dans le site S3 sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | Type de section | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|------------------|-----------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | 38.346           | -872.63         | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                          |
| 2-3    | 35x35                      | 21.645           | -481.84         | S.E.C           | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                          |
| 4-6    | 30x30                      | 20.972           | -95.17          | S.P.C           | 0.00                      | 0.96                     | 8.10                           |

**Tableau 5.12.** Section d'armatures des poteaux dans le site S4 sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

| Niveau | Section | $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | Sollicitation | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------|------------------|-----------------|---------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| RDC-1  | 40x40   | 38.346           | -872.63         | S.E.C         | 0.00                      | 0.00                     | 14.40                          |
| 2-3    | 35x35   | 21.645           | -481.84         | S.E.C         | 0.00                      | 0.00                     | 11.02                          |
| 4-6    | 30x30   | 20.972           | -95.17          | S.P.C         | 0.00                      | 0.96                     | 8.10                           |

### 5.2.4. Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux de la structure dans les deux sites, est résumé dans les Tableaux 5.13 et 5.14 ci-dessous.

**Tableau 5.13.** Ferrailage des poteaux dans le site S3.

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (max) (Z-C) | A <sub>s</sub> (max) (Z-R) | Choix     | A <sub>s</sub> (adop) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------|------------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40                      | 0.00                                | 0.00                              | 14.4                                    | 64.36                      | 96.54                      | 4T14+8T12 | 15.21                                    |
| 2-3    | 35x35                      | 0.00                                | 3.40                              | 11.025                                  | 49.28                      | 73.92                      | 8T14      | 12.32                                    |
| 4-6    | 30x30                      | 0.00                                | 2.96                              | 8.10                                    | 36.2                       | 54.3                       | 4T14+4T12 | 10.68                                    |

**Tableau 5.14.** Ferrailage des poteaux dans le site S4.

| Niveau | Section | A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (max) (Z-C) | A <sub>s</sub> (max) (Z-R) | Choix     | A <sub>s</sub> (adop) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------|------------------------------------------|
| RDC-1  | 40x40   | 0.00                                | 0.00                              | 14.4                                    | 64.36                      | 96.54                      | 4T14+8T12 | 15.21                                    |
| 2-3    | 35x35   | 0.00                                | 0.00                              | 11.025                                  | 49.28                      | 73.92                      | 8T14      | 12.32                                    |
| 4-6    | 30x30   | 0.00                                | 3.06                              | 8.10                                    | 36.2                       | 54.3                       | 4T14+4T12 | 10.68                                    |

### Commentaire

Les résultats des Tableaux 5.13 et 5.14, montrent clairement qu'un bâtiment en béton armé présente la même section et le même ferrailage des poteaux, s'il est situé dans un site meuble (S3) ou très meuble (S4).

#### 5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service (ELS)

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes à ELS sous la combinaison (G + Q).

**Tableau 5.15.** Vérifications des contraintes dans le site S3 sous (N<sub>max</sub>, M<sub>corr</sub>).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>max</sub> (KN) | M <sub>corr</sub> (KN.m) | Type de section | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | Condition |
|--------|----------------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------|----------------------|-----------------------|-----------|
| RDC-1  | 40x40                      | -852.12               | 0                        | S.E.C           | 56.4                 | 6.08                  | Vérifiée  |
| 2-3    | 35*35                      | -586.78               | 1.28                     | S.E.C           | 51.2                 | 5.56                  | Vérifiée  |
| 4-6    | 30x30                      | -344.64               | 1.883                    | S.E.C           | 36.1                 | 4.76                  | Vérifiée  |



**Tableau 5.16.** Vérifications des contraintes dans le site **S4** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $N_{max}$ (KN) | $M_{corr}$ (KN.m) | Type de section | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | Condition |
|--------|----------------------------|----------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------------|-----------|
| RDC-1  | 40x40                      | -852.12        | 0                 | S.E.C           | 56.4             | 6.08                | Vérifiée  |
| 2-3    | 35*35                      | -586.78        | 1.28              | S.E.C           | 51.2             | 5.56                | Vérifiée  |
| 4-6    | 30x30                      | -344.64        | 1.883             | S.E.C           | 36.1             | 4.76                | Vérifiée  |

**Tableau 5.17.** Vérifications des contraintes dans le site **S3** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | Type de section | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | Condition |
|--------|----------------------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|---------------------|-----------|
| RDC-1  | 40x40                      | 27.928           | -633.99         | S.E.C           | 102.3            | 7.4                 | Vérifiée  |
| 2-3    | 35x35                      | 15.691           | -353.04         | S.E.C           | 38               | 2.68                | Vérifiée  |
| 4-6    | 30x30                      | 14.84            | -594.9          | S.E.C           | 97.1             | 6.78                | Vérifiée  |

**Tableau 5.18.** Vérifications des contraintes dans le site **S4** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | $M_{max}$ KN.m | $N_{corr}$ KN | Sollicitation | $\sigma_s$ MPa | $\sigma_{bc}$ MPa | Condition |
|--------|----------------------------|----------------|---------------|---------------|----------------|-------------------|-----------|
| RDC-1  | 40x40                      | 27.928         | -633.99       | S.E.C         | 102.3          | 7.4               | Vérifiée  |
| 2-3    | 35x35                      | 15.691         | -353.04       | S.E.C         | 38             | 2.68              | Vérifiée  |
| 4-6    | 30x30                      | 14.84          | -594.9        | S.E.C         | 97.1           | 6.78              | Vérifiée  |

### 5.2.6. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux 5.19 et 5.20 donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_r f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : effort normal appliqué sur le poteau.

$B_r$  : section brute du béton

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

**Tableau 5.19.** Vérification de sollicitation normale (S3)

| Niveau             | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | $\nu$ | Condition |
|--------------------|----------------------------|---------------------|-------|-----------|
| 6 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 158.94              | 0.07  | Vérifiée  |
| 5 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 313.53              | 0.14  | Vérifiée  |
| 4 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 472.33              | 0.21  | Vérifiée  |
| 3 <sup>étage</sup> | 35x35                      | 636.89              | 0.20  | Vérifiée  |
| 2 <sup>étage</sup> | 35x35                      | 804.78              | 0.26  | Vérifiée  |
| 1 <sup>étage</sup> | 40x40                      | 981.35              | 0.24  | Vérifiée  |
| RDC                | 40x40                      | 1168.98             | 0.29  | Vérifiée  |

**Tableau 5.20.** Vérification de sollicitation normale (S4)

| Niveau             | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | $\nu$ | Condition |
|--------------------|----------------------------|---------------------|-------|-----------|
| 6 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 158.94              | 0.07  | Vérifiée  |
| 5 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 313.53              | 0.14  | Vérifiée  |
| 4 <sup>étage</sup> | 30x30                      | 472.33              | 0.21  | Vérifiée  |
| 3 <sup>étage</sup> | 35x35                      | 636.89              | 0.20  | Vérifiée  |
| 2 <sup>étage</sup> | 35x35                      | 804.78              | 0.26  | Vérifiée  |
| 1 <sup>étage</sup> | 40x40                      | 981.35              | 0.24  | Vérifiée  |
| RDC                | 40x40                      | 1168.98             | 0.29  | Vérifiée  |

### 5.2.7. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux 5.21 et 5.22 donnent la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : effort tranchant à ELU.

$b$  : largeur du poteau.

$d$  : hauteur utile.

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$  : contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur  $\bar{\tau}$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le CBA 93**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$  Si la fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0, 10f_{c28}, 4\text{MPa})$  Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

**Selon RPA99 /Version 2003 :**  $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$  si l'élanement du poteau  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$  si l'élanement du poteau  $\lambda < 5$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour une section carrée:  $\lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12}$

$i$  : rayon de giration,  $I$  : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée,

$B$  : section du poteau, et  $L_f$ : longueur de flambement ( $L_f = 0.7L_0$ ).

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux 5.21 et 5.22.

**Tableau 5.21.** Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux dans le site **S3**.

| Niveau | Section | $T_u$<br>(KN) | $\tau_u$ | $\lambda$ | $\rho_d$ | $\bar{\tau}_u$ (RPA) | $\bar{\tau}_u$<br>(BAEL) | Condition |
|--------|---------|---------------|----------|-----------|----------|----------------------|--------------------------|-----------|
| RDC    | 40x40   | 0             | 0        | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 01     | 40x40   | 20.21         | 0.14     | 18.55     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 02     | 35x35   | 10.44         | 0.18     | 21.20     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 03     | 35x35   | 14.62         | 0.13     | 21.20     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 04     | 30x30   | 10.49         | 0.12     | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 05     | 30x30   | 11.53         | 0.14     | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |
| 06     | 30x30   | 15.18         | 0.18     | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée  |

**Tableau 5.22.** Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux dans le site **S4**.

| Niveau | Section | $T_u$<br>(KN) | $\tau_u$ | $\lambda$ | $\rho_d$ | $\bar{\tau}_u$ (RPA) | $\bar{\tau}_u$<br>(BAEL) | Vérification |
|--------|---------|---------------|----------|-----------|----------|----------------------|--------------------------|--------------|
| RDC    | 40x40   | 0             | 0        | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |
| 01     | 40x40   | 20.21         | 0.14     | 18.55     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |
| 02     | 35x35   | 10.44         | 0.18     | 21.20     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |
| 03     | 35x35   | 14.62         | 0.13     | 21.20     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |
| 04     | 30x30   | 10.49         | 0.12     | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |
| 05     | 30x30   | 11.53         | 0.14     | 24.73     | 0.075    | 1.875                | 2.5                      | Vérifiée     |

|    |       |       |      |       |       |       |     |          |
|----|-------|-------|------|-------|-------|-------|-----|----------|
| 06 | 30x30 | 15.18 | 0.18 | 24.73 | 0.075 | 1.875 | 2.5 | Vérifiée |
|----|-------|-------|------|-------|-------|-------|-----|----------|

### 5.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Dans un poteau en béton armé, les armatures longitudinales sont maintenues et protégées par les armatures transversales contre le flambement. Le ferrailage transversal doit être espacé régulièrement et resserré dans les zones de recouvrement avec les barres en attente. Les armatures transversales sont déterminées par la formule de RPA99 /Version 200 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec  $A_t$  représente la section d'armatures transversales,  $S_t$  l'espacement des armatures transversales,  $T_u$  l'effort tranchant à l'ELU,  $f_e$  la contrainte limite des aciers,  $h$  la hauteur totale du poteau et  $\rho_a$  le coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé par :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale (zone IIb).}$$

$$S_t \leq \min (b/2, h/2, 10\phi_1) \quad \text{Zone courante (zone IIb).}$$

Avec  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage minimale d'armatures transversales est donné par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{et} \quad 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3.$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

Les Tableaux 5.23 et 5.24 présentent la quantité d'armatures transversales et l'espacement maximum exigé par RPA 99/Version 2003.

Le ferrailage transversal et son espacement ne changent pas si le bâtiment est situé dans le site S3 ou S4.

**Tableau 5.23.** Quantité d'armatures transversales des poteaux.

| Niveau | Section | $L_f$ | $\lambda_g$ | $\rho_a$ | $Tu^{\max}$<br>(KN) | Zone | $S_t$<br>(cm) | $A_t^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adop}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------|-------|-------------|----------|---------------------|------|---------------|-----------------------------------|-------|------------------------------------|
| RDC    | 40x40   | 2.85  | 7.12        | 2.5      | 0                   | N    | 10            | 0                                 | 4T10  | 3.14                               |
|        |         |       |             |          |                     | C    | 14            | 0                                 | 4T10  | 3.14                               |
| 1      | 40x40   | 2.14  | 5.35        | 2.5      | 20.21               | N    | 10            | 0.31                              | 4T10  | 3.14                               |
|        |         |       |             |          |                     | C    | 14            | 0.50                              | 4T10  | 3.14                               |
| 2-3    | 35x35   | 2.14  | 6.11        | 2.5      | 14.62               | N    | 10            | 0.26                              | 4T10  | 3.14                               |
|        |         |       |             |          |                     | C    | 14            | 0.36                              | 4T10  | 3.14                               |
| 4-6    | 30x30   | 2.14  | 7.13        | 2.50     | 15.18               | N    | 10            | 0.31                              | 4T10  | 3.14                               |
|        |         |       |             |          |                     | C    | 12            | 0.37                              | 4T10  | 3.14                               |

**Tableau 5.24.** Espacement des armatures transversales dans les poteaux.

| Niveau | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage | $\phi_t$<br>(mm) | $S_t$ (mm) |     |
|--------|-------------------------------|------------|------------------|------------|-----|
|        |                               |            |                  | ZN         | Z.C |
| RDC-1  | 40x40                         | 4T14+8T12  | 14               | 10         | 12  |
| 2-3    | 35x35                         | 8T14       | 14               | 10         | 14  |
| 4-6    | 30x30                         | 4T14+4T12  | 12               | 10         | 12  |

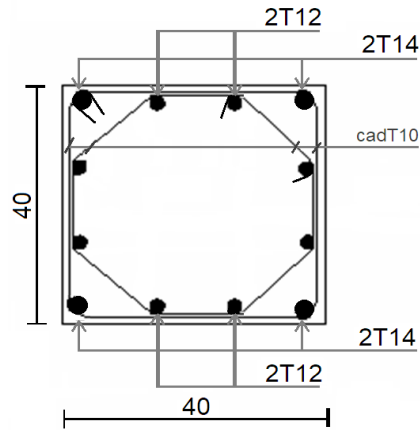
### 5.2.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est donnée par :  $L_r = 50\Phi_1$  en zone II<sub>b</sub>.

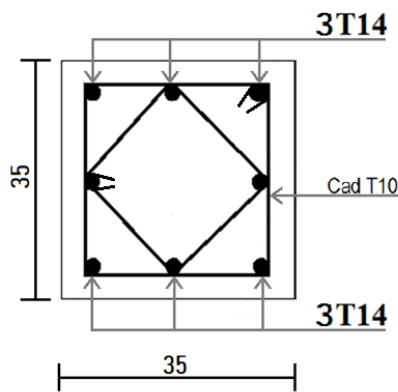
La longueur de la zone nodale est donnée par :  $H' = \max (he/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$ .

Le ferrailage des poteaux reste le même dans les deux sites (S3 et S4).

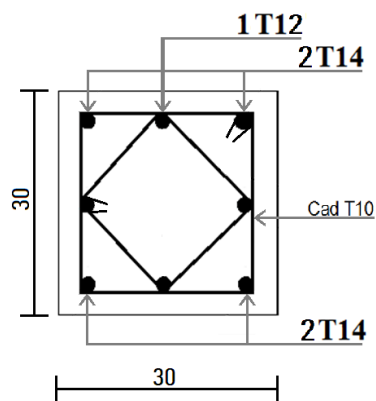
Les Figures 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 présentent le ferrailage longitudinal et transversal de différentes sections des poteaux.



**Figure 5.1.** Ferraillage des poteaux (40x40) cm<sup>2</sup>.



**Figure 5.2.** Ferraillage des poteaux (35x35) cm<sup>2</sup>.



**Figure 5.3.** Ferraillage des poteaux (30x30) cm<sup>2</sup>.

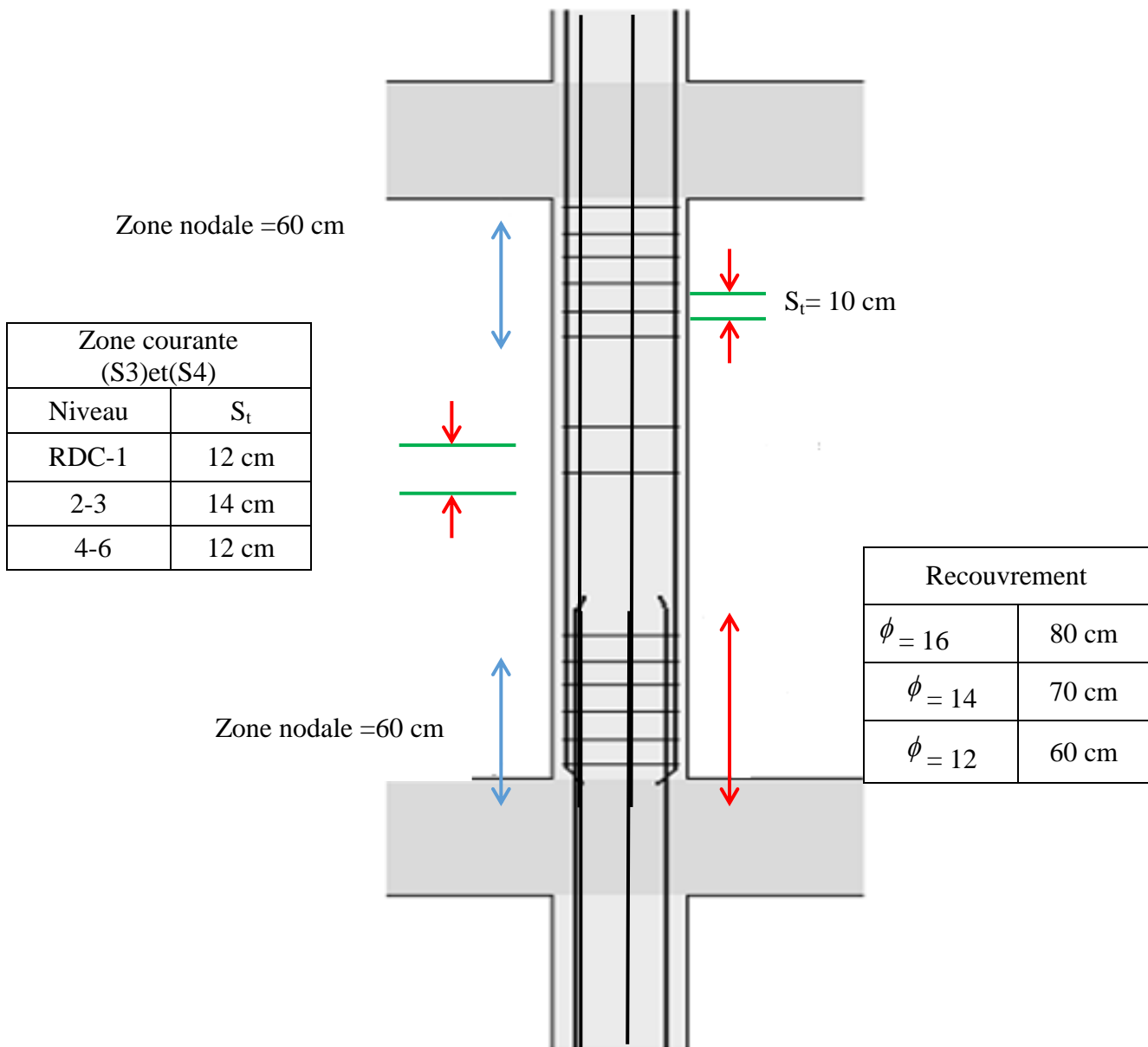


Figure 5.4. Disposition des armatures des poteaux.

### 5.3. Ferrailage des poutres

#### 5.3.1. Introduction

Les poutres sont ferrillées à la flexion simple avec moments en travée ( $M_t = 0.8M_0$ ), et sur appuis sont déterminés par la combinaison  $G+Q\pm E$ .

#### 5.3.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003)

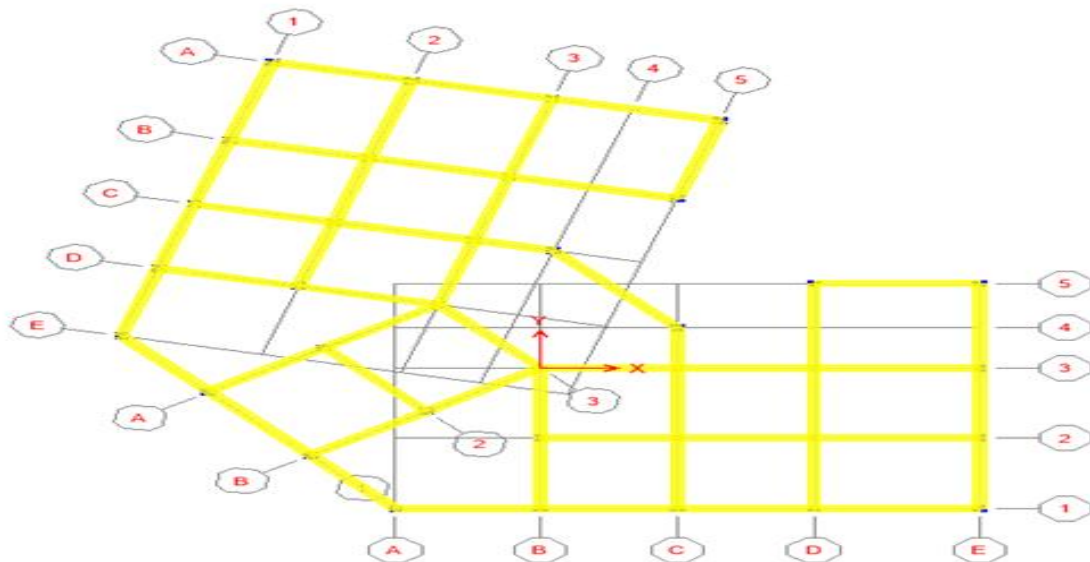
- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre ( $\rho_s = 0.5\%B$ )
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et 6% en zone nodale.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces sismiques latérales qui doivent avoir des armatures symétriques, avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_1$  en zone II<sub>b</sub>.

### 5.3.3. Calcul du ferrailage

Les sollicitations sont déterminées par logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées des poutres porteuses et non porteuses dans les deux sites (S3 et S4) sont résumés dans les Tableaux 5.25 et 5.26. La section minimale exigé par RPA99 (version 2003) et pris en considération dans le choix des armatures).

La Figure 5.5 présente es axes et les files des poutres dans la structures.



**Figure 5.5.** Axes et files des poutres dans la structure.

**Tableau 5.25.** Sections d'armatures des poutres porteuses dans les deux sites.

| Niveau (étage) | Position | M (KN.m) S3 | M (KN.m) S4 | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) S3 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S3 | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) S4 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S4 |
|----------------|----------|-------------|-------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 6              | Appui    | 84.097      | 85.19       | 0                         | 8.68                        | 6T14 (9.24)                      | 8.81                        | 6T14 (9.24)                      |
|                | Travée   | 33.60       | 34.62       | 0                         | 3.20                        | 4T12 (4.53)                      | 3.31                        | 4T12 (4.53)                      |
| 5              | Appui    | 102.27      | 103.61      | 0                         | 9.09                        | 5T16 (10.06)                     | 9.23                        | 5T16 (10.06)                     |
|                | Travée   | 46.44       | 48.44       | 0                         | 4.51                        | 3T16 (6.03)                      | 4.72                        | 3T16 (6.03)                      |
| 4              | Appui    | 100.06      | 101.41      | 0                         | 8.87                        | 5T16 (10.06)                     | 9                           | 5T16 (10.06)                     |



|     |        |       |       |   |      |              |      |              |
|-----|--------|-------|-------|---|------|--------------|------|--------------|
|     | Travée | 44.60 | 46.54 | 0 | 4.32 | 3T16 (6.03)  | 4.52 | 3T16 (6.03)  |
| 3   | Appui  | 97.97 | 99.37 | 0 | 8.66 | 5T16 (10.06) | 8.8  | 5T16 (10.06) |
|     | Travée | 47.10 | 49.15 | 0 | 4.58 | 3T16 (6.03)  | 4.79 | 3T16 (6.03)  |
| 2   | Appui  | 92.8  | 94.12 | 0 | 8.15 | 5T16 (10.06) | 8.28 | 5T16 (10.06) |
|     | Travée | 44.19 | 46.44 | 0 | 4.28 | 3T16 (6.03)  | 4.51 | 3T16 (6.03)  |
| 1   | Appui  | 81.87 | 82.91 | 0 | 8.42 | 6T14 (9.24)  | 8.54 | 6T14 (9.24)  |
|     | Travée | 34.66 | 36.54 | 0 | 3.31 | 4T12 (4.53)  | 3.5  | 4T12 (4.53)  |
| RDC | Appui  | 71.65 | 72.42 | 0 | 7.24 | 4T16 (8.05)  | 7.33 | 4T16 (8.05)  |
|     | Travée | 28.50 | 28.98 | 0 | 2.70 | 3T12 (3.39)  | 2.75 | 3T12 (3.39)  |

**Tableau 5.26.** Sections d'armatures des poutres non porteuses dans les deux sites.

| Niveau (étage) | Position | M (KN.m)<br>S3 | M (KN.m)<br>S4 | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> )<br>S3 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> )<br>S3 | As (cm <sup>2</sup> )<br>S4 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> )<br>S4 |
|----------------|----------|----------------|----------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| 6              | Appui    | 78.78          | 88.46          | 0                        | 6.8                         | 4T16 (8.05)                         | 7.15                        | 4T16 (8.05)                         |
|                | Travée   | 75.39          | 79.04          | 0                        | 5.80                        | 3T16 (6.03)                         | 5.82                        | 3T16 (6.03)                         |
| 5              | Appui    | 95.65          | 100.19         | 0                        | 8.43                        | 5T16 (10.06)                        | 8.88                        | 5T16 (10.06)                        |
|                | Travée   | 81.26          | 83.80          | 0                        | 5.89                        | 3T16 (6.03)                         | 5.90                        | 3T16 (6.03)                         |
| 4              | Appui    | 103.67         | 108.69         | 0                        | 9.20                        | 5T16 (10.06)                        | 9.48                        | 5T16 (10.06)                        |
|                | Travée   | 85.44          | 86.02          | 0                        | 5.92                        | 3T16 (6.03)                         | 5.96                        | 3T16 (6.03)                         |
| 3              | Appui    | 105.89         | 111.106        | 0                        | 9.5                         | 5T16 (10.06)                        | 9.6                         | 5T16 (10.06)                        |
|                | Travée   | 76.55          | 78.22          | 0                        | 5.53                        | 3T16 (6.03)                         | 5.60                        | 3T16 (6.03)                         |
| 2              | Appui    | 104.74         | 109.92         | 0                        | 9.52                        | 5T16 (10.06)                        | 9.56                        | 5T16 (10.06)                        |
|                | Travée   | 78.30          | 79.50          | 0                        | 5.4                         | 3T16 (6.03)                         | 5.56                        | 3T16 (6.03)                         |
| 1              | Appui    | 88.94          | 93.30          | 0                        | 7.77                        | 4T16 (8.05)                         | 8.20                        | 5T16 (10.06)                        |
|                | Travée   | 87.36          | 91.70          | 0                        | 5.97                        | 3T16 (6.03)                         | 6.00                        | 3T16 (6.03)                         |
| RDC            | Appui    | 79.92          | 83.73          | 0                        | 6.90                        | 4T16 (8.05)                         | 7.13                        | 4T14 (8.05)                         |
|                | Travée   | 48.46          | 52.28          | 0                        | 4.04                        | 3T14 (4.62)                         | 4.37                        | 3T14 (4.62)                         |

### 5.3.4. Condition de non fragilité

La relation suivante doit être vérifiée :  $A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

**Tableau 5.27.** Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm <sup>2</sup> ) | $A_{S(\min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) | Condition |
|----------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------|-----------|
| 30 x 35                    | 10.06                                     | 1.14                            | Vérifiée  |
| 30 x 35                    | 4.62                                      | 1.14                            | vérifiée  |

### 5.3.5. Vérification à l'ELS

Les vérifications des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS sont présentées dans le Tableau 5.28.

- Pour le béton on doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

- Pour l'acier on doit vérifier :  $\sigma_{st} = \frac{n.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante :  $\frac{b.y}{2} - n.A_s(d - y) = 0$

I : moment d'inertie calculé par la formule suivante :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n.A_s.(d - y)^2$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**Tableau 5.28.** Vérification des contraintes du béton et de l'acier.

| Type de poutre    | Section (cm <sup>2</sup> ) | M (KN.m)    | $\sigma_{bc}$ MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ MPa | Condition | $\sigma_{st}$ MPa | $\bar{\sigma}_s$ MPa | Condition |                     |
|-------------------|----------------------------|-------------|-------------------|-------------------------|-----------|-------------------|----------------------|-----------|---------------------|
| Porteuse (S3)     | 30 x 35                    | $M_a(\max)$ | 60.089            | 11                      | 15        | Vérifiée          | 221.1                | 201.63    | <b>Non Vérifiée</b> |
|                   |                            | $M_t(\max)$ | 26.43             | 5.71                    | 15        | Vérifiée          | 157.7                | 201.63    | Vérifiée            |
| Non porteuse (S3) | 30 x 35                    | $M_a(\max)$ | 30.54             | 6.6                     | 15        | Vérifiée          | 182.2                | 201.63    | Vérifiée            |
|                   |                            | $M_t(\max)$ | 18.588            | 4.41                    | 15        | Vérifiée          | 142.7                | 201.63    | Vérifiée            |
| Porteuse (S4)     | 30 x 35                    | $M_a(\max)$ | 60.089            | 11                      | 15        | Vérifiée          | 221.1                | 201.63    | <b>Non Vérifiée</b> |
|                   |                            | $M_t(\max)$ | 26.43             | 5.71                    | 15        | Vérifiée          | 157.7                | 201.63    | Vérifiée            |
| Non porteuse (S4) | 30 x 35                    | $M_a(\max)$ | 30.54             | 6.6                     | 15        | Vérifiée          | 182.2                | 201.63    | Vérifiée            |
|                   |                            | $M_t(\max)$ | 18.588            | 4.41                    | 15        | Vérifiée          | 142.7                | 201.63    | Vérifiée            |

Le Tableau 5.28 montre que la contrainte du béton est vérifiée pour les deux types de poutres et dans les deux sites, pendant que celle des aciers n'est pas vérifiée pour les poutres porteuses. Donc on doit **augmenter la section des poutres porteuses**.

Les Tableaux 5.29, 5.30, 5.31 et 5.32 présentent les sections d'armatures des poutres et les nouvelles sections des poutres porteuses avec le ferrailage correspondant.

**Tableau 5.29.** Sections d'armatures des poutres porteuses.

| Niveau (étage) | Position | M (KN.m)<br><b>S3</b> | M (KN.m)<br><b>S4</b> | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> )<br><b>S3</b> | As (cm <sup>2</sup> )<br><b>S4</b> |
|----------------|----------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 6              | Appui    | 98.52                 | 99.24                 | 0                         | 7.41                               | 7.47                               |
|                | Travée   | 43.84                 | 45.82                 | 0                         | 3.15                               | 3.29                               |
| 5              | Appui    | 120.64                | 121.53                | 0                         | 9.26                               | 9.34                               |
|                | Travée   | 56.22                 | 57.74                 | 0                         | 4.08                               | 4.19                               |
| 4              | Appui    | 118.27                | 119.18                | 0                         | 9.06                               | 9.14                               |
|                | Travée   | 54.67                 | 56.08                 | 0                         | 3.95                               | 4.06                               |
| 3              | Appui    | 116.71                | 117.67                | 0                         | 8.93                               | 9.01                               |
|                | Travée   | 60.18                 | 61.59                 | 0                         | 4.30                               | 4.48                               |
| 2              | Appui    | 110.75                | 111.68                | 0                         | 8.42                               | 8.50                               |
|                | Travée   | 58.93                 | 60.32                 | 0                         | 4.82                               | 4.39                               |
| 1              | Appui    | 97.31                 | 98.11                 | 0                         | 7.31                               | 7.38                               |
|                | Travée   | 49.04                 | 50.46                 | 0                         | 3.53                               | 3.64                               |
| RDC            | Appui    | 82.84                 | 83.4                  | 0                         | 6.14                               | 6.19                               |
|                | Travée   | 33.06                 | 33.47                 | 0                         | 3.50                               | 3.60                               |

**Tableau 5.30.** Sections d'armatures des poutres non porteuses.

| Niveau (étage) | Position | M (KN.m)<br><b>S3</b> | M (KN.m)<br><b>S4</b> | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> )<br><b>S3</b> | As (cm <sup>2</sup> )<br><b>S4</b> |
|----------------|----------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 6              | Appui    | 78.78                 | 88.46                 | 0                         | 6.8                                | 7.15                               |
|                | Travée   | 75.39                 | 79.04                 | 0                         | 5.80                               | 5.82                               |
| 5              | Appui    | 95.65                 | 100.19                | 0                         | 8.43                               | 8.88                               |

|     |        |        |         |   |      |      |
|-----|--------|--------|---------|---|------|------|
|     | Travée | 81.26  | 83.80   | 0 | 5.89 | 5.90 |
| 4   | Appui  | 103.67 | 108.69  | 0 | 9.20 | 9.48 |
|     | Travée | 85.44  | 86.02   | 0 | 5.92 | 5.96 |
| 3   | Appui  | 105.89 | 111.106 | 0 | 9.5  | 9.6  |
|     | Travée | 76.55  | 78.22   | 0 | 5.53 | 5.60 |
| 2   | Appui  | 104.74 | 109.92  | 0 | 9.52 | 9.56 |
|     | Travée | 78.30  | 79.50   | 0 | 5.4  | 5.56 |
| 1   | Appui  | 88.94  | 93.30   | 0 | 7.77 | 8.20 |
|     | Travée | 87.36  | 91.70   | 0 | 5.97 | 6.00 |
| RDC | Appui  | 79.92  | 83.73   | 0 | 6.90 | 7.13 |
|     | Travée | 48.46  | 52.28   | 0 | 4.04 | 4.37 |

**Tableau 5.31.** Ferrailage des poutres porteuses.

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | Position | As (cm <sup>2</sup> ) (Z.C) | As (cm <sup>2</sup> ) (Z.N) | As (cm <sup>2</sup> ) RPA | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S3 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S4 |
|--------|----------------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 6      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 4T16 (8.05)                      |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 5      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 4      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 3      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 2      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 1      | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 4T16 (8.05)                      |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| RDC    | 30x40                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 4T16 (8.05)                      |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |

**Tableau 5.32.** Ferrailage des poutres non porteuses.

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | Position | As (cm <sup>2</sup> ) (Z.C) | As (cm <sup>2</sup> ) (Z.N) | As (cm <sup>2</sup> ) RPA | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S3 | Ferrailage (cm <sup>2</sup> ) S4 |
|--------|----------------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 6      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 4T16 (8.05)                      |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 5      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 4      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 3      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 2      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 5T16 (10.06)                     | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| 1      | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 5T16 (10.06)                     |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T16 (6.03)                      | 3T16 (6.03)                      |
| RDC    | 30x35                      | Appui    | 48                          | 72                          | 6                         | 4T16 (8.05)                      | 4T14 (8.05)                      |
|        |                            | Travée   |                             |                             |                           | 3T14 (4.62)                      | 3T14 (4.62)                      |

### Commentaire

A partir des résultats de ferrailage présentés aux Tableaux 5.31 et 5.23, on peut conclure qu'un bâtiment situé dans le site S3 ou S4 présente le même ferrailage des poutres (porteuses et non porteuses).

Les vérifications de la condition de non fragilité et des contraintes du béton et de l'acier sont données au Tableaux 5.33 et 5.34.

**Tableau 5.33.** Vérification de la condition de non fragilité

| Section (cm <sup>2</sup> ) | $A_{S(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_S^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | Condition |
|----------------------------|------------------------------------------|--------------------------------|-----------|
| 30x40                      | 6.03                                     | 1.44                           | Vérifiée  |
| 30x35                      | 4.62                                     | 1.14                           | vérifiée  |

**Tableau 5.34.** Vérification des contraintes du béton et de l'acier.

| Poutre            | Section | M (KN.m)     |        | $\sigma_{bc}$ | $\overline{\sigma}_{bc}$ | $\sigma_{st}$ | $\overline{\sigma}_s$ | Condition |
|-------------------|---------|--------------|--------|---------------|--------------------------|---------------|-----------------------|-----------|
|                   |         |              |        | MPa           | MPa                      | MPa           | MPa                   |           |
| Porteuse (S3)     | 30x40   | $M_{a(max)}$ | 66.72  | 10.6          | 15                       | 188.9         | 201.63                | Vérifiée  |
|                   |         | $M_{t(max)}$ | 28.76  | 4.98          | 15                       | 149.1         | 201.63                | Vérifiée  |
| Non porteuse (S3) | 30x35   | $M_{a(max)}$ | 30.54  | 6.6           | 15                       | 182.2         | 201.63                | Vérifiée  |
|                   |         | $M_{t(max)}$ | 18.588 | 4.41          | 15                       | 142.7         | 201.63                | Vérifiée  |
| Porteuse (S4)     | 30x40   | $M_{a(max)}$ | 66.72  | 10.6          | 15                       | 188.9         | 201.63                | Vérifiée  |
|                   |         | $M_{t(max)}$ | 28.76  | 4.59          | 15                       | 149.1         | 201.63                | Vérifiée  |
| Non porteuse (S4) | 30x35   | $M_{a(max)}$ | 30.54  | 6.6           | 15                       | 182.2         | 201.63                | Vérifiée  |
|                   |         | $M_{t(max)}$ | 18.588 | 4.41          | 15                       | 142.7         | 201.63                | Vérifiée  |

### 5.3.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :  $T_u$  : effort tranchant ultime.

b : largeur de la section de la poutre.

d : hauteur utile de la poutre.

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

**Tableau 5.35.** Vérification de la contrainte de cisaillement.

| Poutre            | Section | $T_u^{max}$ (KN) | $\tau_u$ MPa | $\overline{\tau}_u$ MPa | Vérification |
|-------------------|---------|------------------|--------------|-------------------------|--------------|
| Porteuse (S3)     | 30x40   | 113              | 1.04         | 2.5                     | vérifiée     |
| Non porteuse (S3) | 30x35   | 72               | 0.76         | 2.5                     | vérifiée     |
| Porteuse (S4)     | 30x40   | 113              | 1.04         | 2.5                     | vérifiée     |
| Non porteuse (S4) | 30x35   | 72               | 0.76         | 2.5                     | Vérifiée     |

### 5.3.7. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance F<sub>c</sub>E400

- Selon le BAEL91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1\text{cm}$  On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous.

**Tableau 5.36.** Choix des armatures transversales des poutres dans le site S3.

| Niveau<br>(étage) | T <sub>u</sub> <sup>max</sup><br>(KN) | τ <sub>u</sub><br>MPa | BEAL                | RPA                       |                           | S <sub>t</sub> <sup>adp</sup><br>(cm) |    | A <sub>t</sub> <sup>max</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix |
|-------------------|---------------------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------------|----|-----------------------------------------------------|-------|
|                   |                                       |                       | S <sub>t</sub> (cm) | S <sub>t</sub> (cm)<br>ZN | S <sub>t</sub> (cm)<br>ZC | ZN                                    | ZC |                                                     |       |
| 6                 | 89.55                                 | 0.82                  | 32.4                | 10                        | 20                        | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
|                   | 56.95                                 | 0.6                   | 28.35               | 8.75                      | 17.5                      | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
| 5                 | 113                                   | 1.04                  | 32.4                | 10                        | 20                        | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
|                   | 72                                    | 0.76                  | 28.35               | 8.75                      | 17.5                      | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
| 4                 | 110.84                                | 1.02                  | 32.4                | 10                        | 20                        | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
|                   | 62.76                                 | 0.66                  | 28.35               | 8.75                      | 17.5                      | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
| 3                 | 108.13                                | 1.00                  | 32.4                | 10                        | 20                        | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
|                   | 63.51                                 | 0.67                  | 28.35               | 8.75                      | 17.5                      | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |
| 2                 | 105.46                                | 0.97                  | 32.4                | 10                        | 20                        | 8                                     | 15 | 2.92                                                | 6T8   |

|     |        |      |       |      |      |   |    |      |     |
|-----|--------|------|-------|------|------|---|----|------|-----|
|     | 47.88  | 0.50 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 8 | 15 | 2.92 | 6T8 |
| 1   | 100.34 | 0.92 | 32.4  | 10   | 20   | 8 | 15 | 2.92 | 6T8 |
|     | 33.67  | 0.35 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 8 | 15 | 2.92 | 6T8 |
| RDC | 102.75 | 0.95 | 32.4  | 10   | 20   | 8 | 15 | 2.92 | 6T8 |
|     | 31.69  | 0.33 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 8 | 15 | 2.92 | 6T8 |

**Tableau 5.37.** Choix des armatures transversales des poutres dans le site S4.

| Niveau<br>(étage) | $T_u^{\max}$<br>(KN) | $\tau_u$<br>MPa | BEAL       | RPA              |                  | $S_t^{\text{adp}}$<br>(cm) |    | $A_t^{\max}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix |
|-------------------|----------------------|-----------------|------------|------------------|------------------|----------------------------|----|------------------------------------|-------|
|                   |                      |                 | $S_t$ (cm) | $S_t$ (cm)<br>ZN | $S_t$ (cm)<br>ZC | ZN                         | ZC |                                    |       |
| 6                 | 89.55                | 0.82            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 56.95                | 0.6             | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| 5                 | 113                  | 1.04            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 72                   | 0.76            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| 4                 | 110.84               | 1.02            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 62.76                | 0.66            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| 3                 | 108.13               | 1.00            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 63.51                | 0.67            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| 2                 | 105.46               | 0.97            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 47.88                | 0.50            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| 1                 | 100.34               | 0.92            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 33.67                | 0.35            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
| RDC               | 102.75               | 0.95            | 32.4       | 10               | 20               | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |
|                   | 31.69                | 0.33            | 28.35      | 8.75             | 17.5             | 8                          | 15 | 2.92                               | 6T8   |



### 5.3.8. Arrêt des barres

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \frac{L^{MAX}}{5} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array}$$

Avec :  $L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$

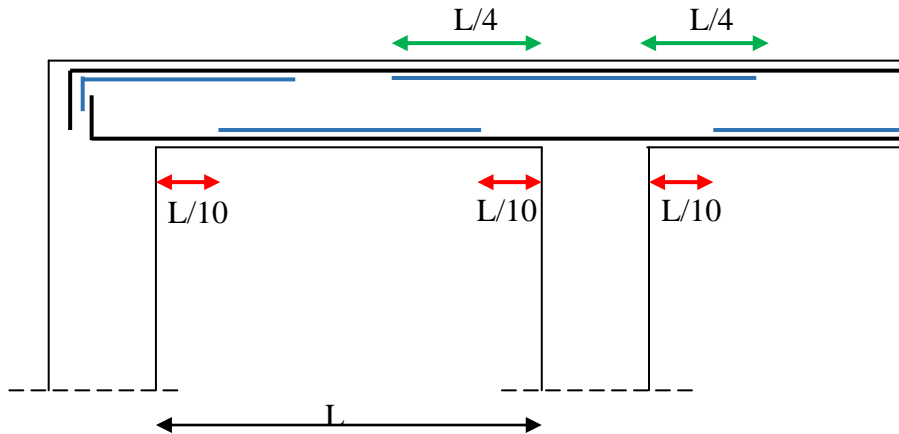


Figure 5.6. Arrêt des barres.

### 5.3.9. Vérification de la flèche

La flèche des poutres est calculée par :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$f_i$  : flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : flèche due aux charges de longue durée.

$\bar{f}$  : flèche admissible

- Poutre porteuse :  $L = 420\text{cm}$  et  $\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.92\text{cm}$

- Poutre non porteuse :  $L = 400\text{ cm}$  et  $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.8\text{cm}$

- Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Moments d'inerties fictifs :  $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$  ;  $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec :  $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$  Pour déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$  Pour déformation différée (longue durée).

Pourcentage des armatures longitudinales :  $\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \therefore$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.38 et 5.39.

**Tableau 5.38.** Moment d'inertie fictif des poutres en S3.

|       | $M_{Ser}$<br>KN.m | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $y_1$<br>(cm) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$ (cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> ) |
|-------|-------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| P.P   | 66.72             | 6.03                        | 21.12         | 0.0055   | 307.35              | 3.81        | 1.52        | 0.58  | 141478.34                | 48484.69                       | 75190.44                    |
| P.N.P | 30.54             | 4.62                        | 18.36         | 0.0048   | 209.85              | 4.37        | 2.18        | 0.37  | 95998.76                 | 40352.56                       | 53137.80                    |

**Tableau 5.39.** Moment d'inertie fictif des poutres en S4.

|       | $M_{Ser}$<br>KN.m | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $y_1$<br>(cm) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$ (cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|-------|-------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| PP*   | 66.72             | 6.03                        | 21.12         | 0.0055   | 307.35              | 3.81        | 1.52        | 0.58  | 141478.34                | 48484.69                       | 75190.44                       |
| PNP** | 30.54             | 4.62                        | 18.36         | 0.0048   | 209.85              | 4.37        | 2.18        | 0.37  | 95998.76                 | 40352.56                       | 53137.80                       |

\* PP : Poutre Porteuse. \*\* PNP : Poutre Non Porteuse.

Les modules d'élasticité instantané et différé sont donnés par :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Fleche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

- Fleche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.40 et 5.41

**Tableau 5.40.** Vérification de la flèche des poutres en S3.

|     | L (cm) | $f_i$<br>(mm) | $f_v$ | $f$<br>(mm) | $\bar{f}$<br>(mm) | Condition |
|-----|--------|---------------|-------|-------------|-------------------|-----------|
| PP  | 420    | 7.54          | 14.46 | 6.92        | 9.20              | Vérifiée  |
| PNP | 400    | 3.76          | 8.50  | 4.74        | 8.0               | Vérifiée  |

**Tableau 5.41.** Vérification de la flèche des poutres en S4

|     | L (cm) | $f_i$<br>(mm) | $f_v$ | $f$<br>(mm) | $\bar{f}$<br>(mm) | Condition |
|-----|--------|---------------|-------|-------------|-------------------|-----------|
| PP  | 420    | 7.54          | 14.46 | 6.92        | 9.20              | Vérifiée  |
| PNP | 400    | 3.76          | 8.50  | 4.74        | 8.0               | Vérifiée  |

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés aux Tableaux 5.42 et 5.43.

• **Poutres porteuses**

**Tableau 5.42.**Ferraillage des poutres porteuses (S3 et S4).

| Étage                                          | Ferraillage |          |
|------------------------------------------------|-------------|----------|
|                                                | En travée   | En appui |
| RDC,<br>1 <sup>er</sup> et<br>6 <sup>eme</sup> |             |          |
| Étages<br>2,3,4<br>et 5                        |             |          |

• *Poutres non porteuses*

**Tableau 5.43.** Ferrailage des poutres non porteuses (S3 et S4).

|                                                                                                          | Ferrailage |          |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|----------|
|                                                                                                          | En Travée  | En appui |
| RDC                                                                                                      |            |          |
| Etage<br>1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup><br>et 5 <sup>eme</sup> |            |          |
| 6 <sup>eme</sup>                                                                                         |            |          |

## 5.4. Ferrailage des voiles

### 5.4.1. Introduction

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils présentent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

### 5.4.2. Ferrailage des voiles

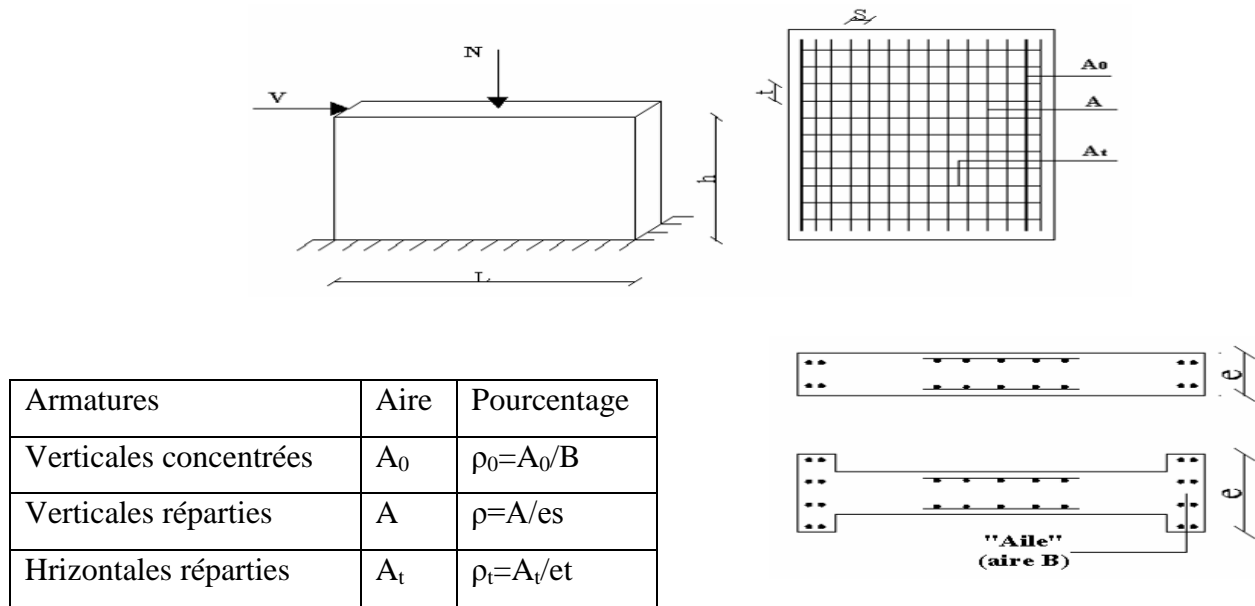
Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal ( $N$ ) et un effort tranchant ( $V$ ) constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant ( $M$ ) qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



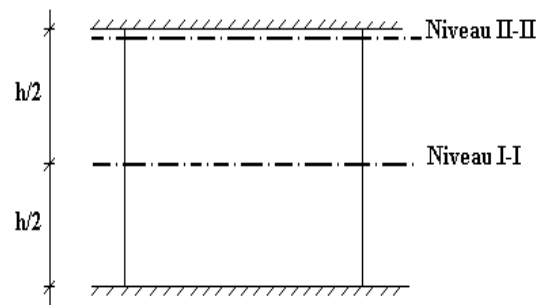
**Figure 5.4.** Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

#### 5.4.2.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



#### 5.4.2.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

##### ❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

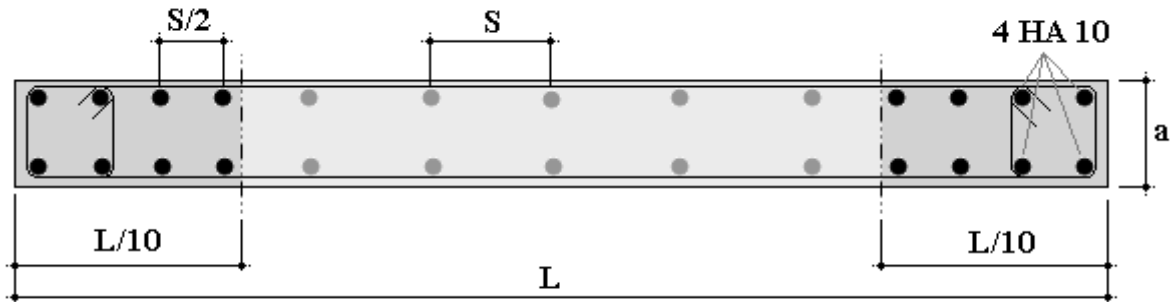


Figure 5.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

#### ❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### ❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15 %
  - En zone courante 0.10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.



- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 5.4.2.3. Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ère</sup> cas :**

- ✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  ..... la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min} = 0,2\% a.l$ )

**2<sup>ème</sup> cas :**

- ✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  ..... la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

- ✚ La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% .a.L$  on ferraille avec la section minimale.

- Si  $A_V > A_{\min} = 0.20\% a.L$  on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0.15\% .a.100 (1ml)$$

### 3<sup>eme</sup> cas :

- ✚ Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul le volume des contrainte pour la zone tendue.

#### Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 4MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1.4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0.9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.5MPa \Rightarrow A = 0.25\% a.1m$$

**Espacement** : d'après le RPA 2003  $S \leq (1.5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- $40\phi$  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- $20\phi$  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{Vj} = 1.1. \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

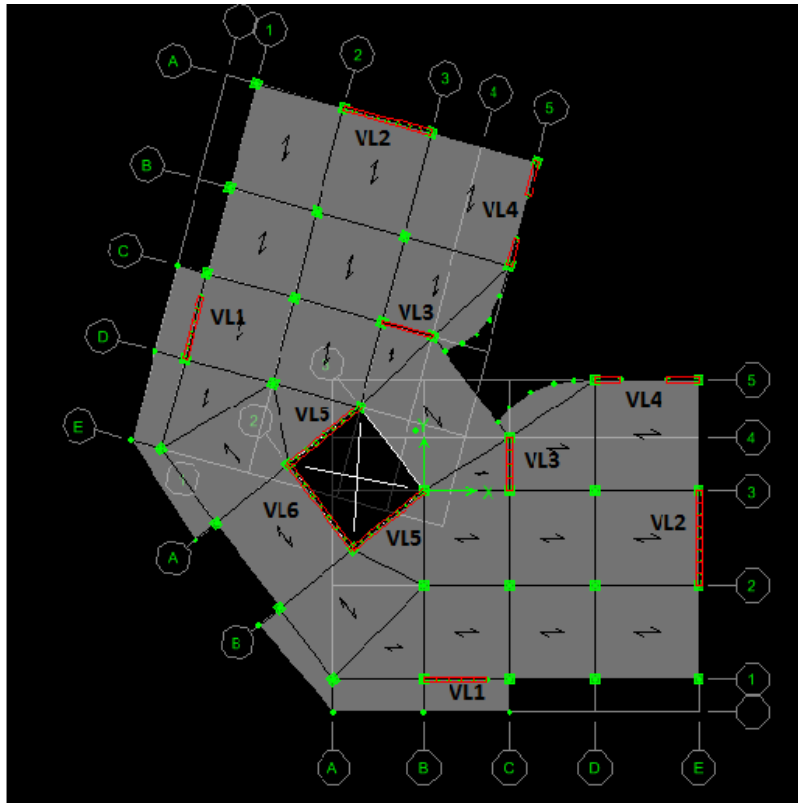
L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carrée, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

La Figure 5.4 montre la disposition des voiles de contreventement dans notre bâtiment.



**Figure 5.4.** Dispositif des voiles dans le bâtiment étudié.

Un exemple de calcul de ferrailage des voiles pleins en S3 et S4 sous forme L et U est présenté dans l'Annexe B. Les Figures 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 montrent les schémas de ferrailage de ces voiles.

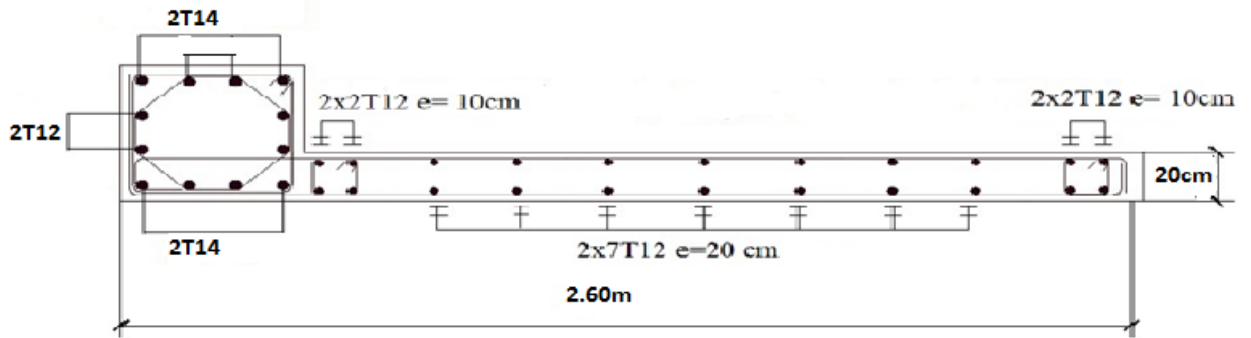


Figure 5.5. Schéma de ferrailage du voile en (S3) sous forme L.

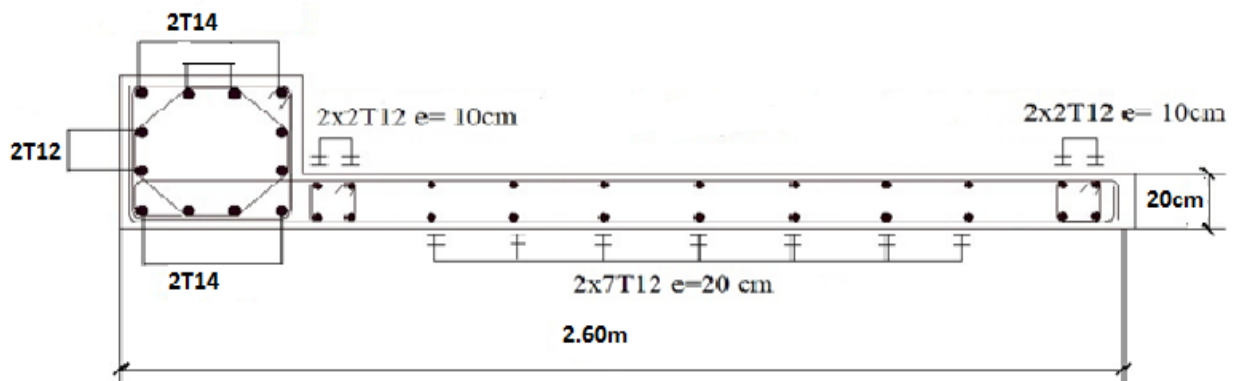


Figure 5.6. Schéma de ferrailage du voile en (S4) sous forme L.

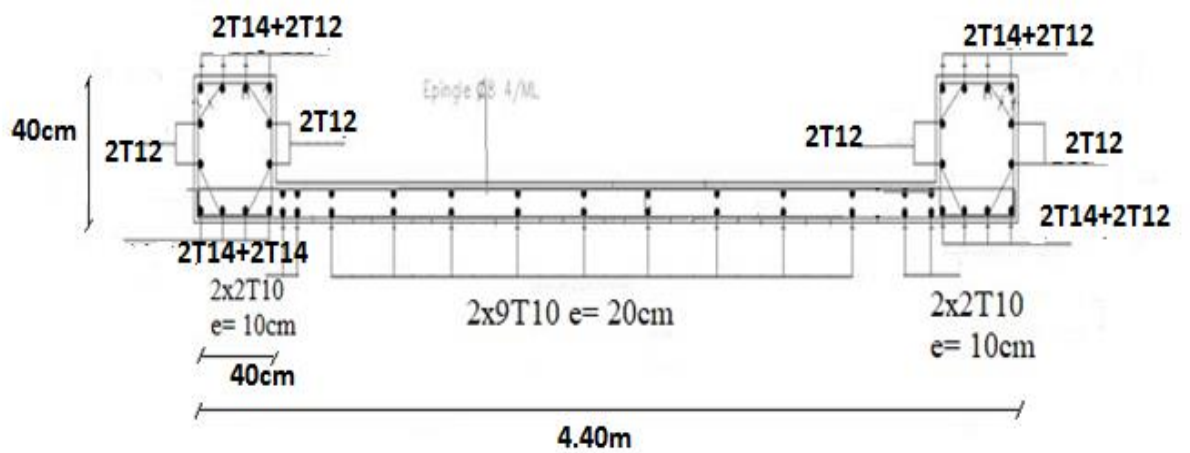


Figure 5.7. Schéma de ferrailage du voile en S3 sous forme U.

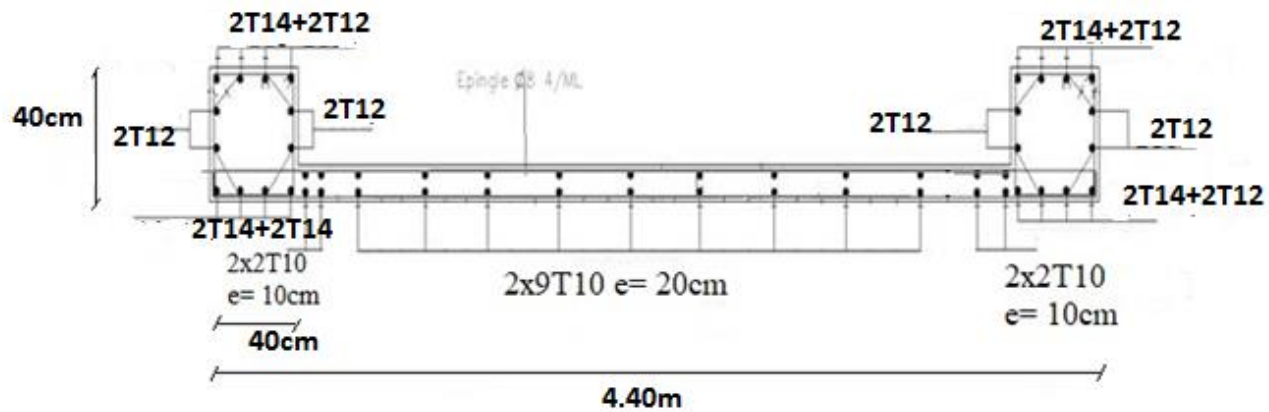


Figure 5.8. Schéma de ferrailage du voile en S4 sous forme U.

Tableau 5.43. Caractéristiques et ferrailage des voiles en S3.

| Voile       | Niveau | L (m) | V (m) | V'(m) | N (KN)  | M (KN.m) | T (KN) | A m <sup>2</sup> | I m <sup>4</sup> |
|-------------|--------|-------|-------|-------|---------|----------|--------|------------------|------------------|
| VL1<br>en L | 4-6    | 2.55  | 1.212 | 1.388 | 550.9   | 283.834  | 121.74 | 0.54             | 0.312            |
|             | 2-3    | 2.58  | 1.184 | 1.396 | 981.04  | 630.408  | 160.15 | 0.567            | 0.344            |
|             | RDC-1  | 2.60  | 1.153 | 1.397 | 1393.06 | 1794.9   | 297.47 | 0.6              | 0.377            |
| VL2 en<br>U | 4-6    | 3.80  | 1.9   | 2     | 605.17  | 1257.57  | 399.41 | 0.82             | 1.098            |
|             | 2-3    | 3.85  | 1.925 | 1.925 | 1023.36 | 3659.09  | 586.05 | 0.875            | 1.273            |
|             | RDC-1  | 3.90  | 1.95  | 1.85  | 1453.09 | 8146.26  | 752.68 | 0.94             | 1.480            |
| VL3<br>en L | 4-6    | 1.35  | 0.727 | 0.673 | 444.15  | 143.13   | 82.59  | 0.3              | 0.048            |
|             | 2-3    | 1.38  | 0.769 | 0.611 | 779.75  | 244.61   | 100.34 | 0.327            | 0.055            |
|             | RDC-1  | 1.4   | 0.811 | 0.539 | 1090.22 | 603.619  | 163.79 | 0.36             | 0.062            |
| VL4 en<br>U | 4-6    | 2.3   | 1.15  | 1.25  | 601.57  | 299.464  | 118.79 | 0.52             | 0.263            |
|             | 2-3    | 2.35  | 1.175 | 1.175 | 1002.22 | 787.364  | 157.8  | 0.575            | 0.322            |
|             | RDC-1  | 2.4   | 1.2   | 1.1   | 1398.87 | 2182.74  | 289.59 | 0.64             | 0.392            |
| VL5 en<br>U | 4-6    | 4.3   | 2.15  | 2.25  | 1165.3  | 909.873  | 686.04 | 0.92             | 1.565            |
|             | 2-3    | 4.35  | 2.175 | 2.175 | 2547.35 | 2278.76  | 972.69 | 0.975            | 1.793            |

|                 |       |      |       |       |         |         |         |       |       |
|-----------------|-------|------|-------|-------|---------|---------|---------|-------|-------|
|                 | RDC-1 | 4.4  | 2.2   | 2.1   | 4584.18 | 5125.63 | 1052.39 | 1.04  | 2.061 |
| <b>VL6 en U</b> | 4-6   | 3.84 | 1.895 | 2.025 | 935.68  | 919.499 | 312.44  | 0.817 | 1.092 |
|                 | 2-3   | 3.88 | 1.917 | 1.963 | 1863.75 | 2632.5  | 451.85  | 0.870 | 1.263 |
|                 | RDC-1 | 3.92 | 1.939 | 1.901 | 3045.91 | 6379.63 | 605.52  | 0.933 | 1.466 |

**Tableau 5.44.**effort et sections d'armature dans les voiles en **S3**.

| Voile            | Niveau | X(m)  | $\sigma_1$<br>(MPa) | $\sigma_2$<br>(MPa) | $\sigma_3$<br>(MPa) | F1<br>(KN)  | F2<br>(KN)  | A <sub>V1</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>V2</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>VJ</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|--------|-------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------|-------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| <b>VI 1 en L</b> | 4-6    | 0.094 | 2.122               | -0.082              | -0.179              | 11.745      | 3.687       | 0.293                                 | 0.092                                 | 0.172                                 |
|                  | 2-3    | 0.261 | 3.9                 | -0.439              | -0.149              | 36.015      | 1.326       | 0.9                                   | 0.033                                 | 0.623                                 |
|                  | RDC-1  | 0.75  | 7.811               | -3.167              | 1.477               | 371.52      | 51.695      | 9.288                                 | 1.929                                 | 3.303                                 |
| <b>VI 2 en U</b> | 4-6    | 1.348 | 2.914               | -1.438              | 1.117               | 114.97<br>5 | 117.06<br>1 | 2.874                                 | 2.926                                 | 5.454                                 |
|                  | 2-3    | 1.518 | 6.702               | -4.363              | 3.357               | 472.85      | 392.09<br>7 | 11.821                                | 9.802                                 | 5.454                                 |
|                  | RDC-1  | 1.669 | 12.28               | -9.187              | 6.985               | 1293.7<br>6 | 886.39<br>6 | 32.344                                | 22.159                                | 12.401                                |
| <b>VI 3 en L</b> | 4-6    | 0.213 | 3.648               | -0.687              | -0.280              | 43.515      | 2.436       | 1.087                                 | 0.060                                 | 0.510                                 |
|                  | 2-3    | 0.355 | 5.804               | -1.035              | 0.043               | 66.027<br>5 | 0.021       | 1.65                                  | 0.0005                                | 0.993                                 |
|                  | RDC-1  | 0.431 | 10.924              | -4.867              | 0.350               | 417.36      | 1.085       | 10.434                                | 0.027                                 | 1.941                                 |
| <b>VI 4 en U</b> | 4-6    | 0.133 | 2.466               | -0.152              | -0.190              | 15.39       | 3.173       | 0.384                                 | 0.079                                 | 0.264                                 |
|                  | 2-3    | 0.462 | 4.616               | -1.13               | 0.273               | 85.933      | 3.057       | 2.148                                 | 0.076                                 | 1.194                                 |
|                  | RDC-1  | 0.807 | 8.867               | -4.496              | 2.267               | 541.04      | 92.266      | 13.526                                | 2.306                                 | 3.748                                 |
| <b>VI 5 en U</b> | 4-6    | 0.027 | 2.516               | 0.016               | -0.161              | 7.965       | 4.395       | 0.199                                 | 0.109                                 | 0.165                                 |
|                  | 2-3    | 0.118 | 5.376               | -0.151              | -0.296              | 27.378      | 6.867       | 0.684                                 | 0.171                                 | 1.015                                 |
|                  | RDC-1  | 0.427 | 9.879               | -1.063              | 0.067               | 90.4        | 0.18        | 2.26                                  | 0.004                                 | 3.747                                 |
| <b>VI 6 en U</b> | 4-6    | 0.541 | 2.740               | -0.45               | 0.2                 | 29.25       | 4.82        | 0.731                                 | 0.12                                  | 1.694                                 |
|                  | 2-3    | 0.899 | 6.137               | -1.853              | 1.131               | 182.77      | 62.091      | 4.569                                 | 1.552                                 | 4.03                                  |
|                  | RDC-1  | 1.201 | 11.702              | -5.173              | 3.450               | 689.84      | 267.34<br>5 | 17.246                                | 6.908                                 | 7.142                                 |

**Tableau 5.45.** Choix d'armature des voiles en **S3**.

|             |        |                            |                            | Choix des armatures |                   |                  |
|-------------|--------|----------------------------|----------------------------|---------------------|-------------------|------------------|
|             | Niveau | Atot<br>(cm <sup>2</sup> ) | Amin<br>(cm <sup>2</sup> ) | Zone<br>poteaux     | Zone<br>Extrémité | Zone courante    |
| V11 en L    | 4-6    | 0.558                      | 0.376                      | 4T14+4T<br>12       | 2(2T10) ; e=10    | 2(2T10)<br>e=20  |
|             | 2-3    | 1.557                      | 1.044                      | 8T14                | 2(2T10); e=10     | 2(2T10)<br>e=20  |
|             | RDC-1  | 13.884                     | 3.00                       | 4T14+8T<br>12       | 2(2T12); e=10     | 2(7T12)<br>e=20  |
| V12 en<br>U | 4-6    | 11.255                     | 5.392                      | 4T14+4T<br>12       | 2(4T10) ; e=10    | 2(5T12)<br>e=20  |
|             | 2-3    | 27.078                     | 6.072                      | 8T14                | 2(6T16) ; e=10    | 2(9T14)<br>e=20  |
|             | RDC-1  | 66.905                     | 6.676                      | 4T14+8T<br>12       | 2(8T20) ; e=10    | 2(11T20)<br>e=20 |
| V13 en L    | 4-6    | 1.65                       | 0.852                      | 4T12+4T<br>14       | 2(2T10) ; e=10    | 2(2T10)<br>e=20  |
|             | 2-3    | 2.644                      | 1.42                       | 8T14                | 2(2T110) ; e=10   | 2(2T14)<br>e=20  |
|             | RDC-1  | 12.402                     | 1.724                      | 4T14+8T<br>12       | 2(5T12) ; e=10    | 2(4T14)<br>e=20  |
| V14 en      | 4-6    | 0.728                      | 0.532                      | 4T14+4T             | 2(2T10) ; e=10    | 2(2T10)          |

|             |       |        |       |               |                |                 |
|-------------|-------|--------|-------|---------------|----------------|-----------------|
| U           |       |        |       | 12            |                | e=20            |
|             | 2-3   | 3.419  | 1.848 | 8T14          | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T12)<br>e=20 |
|             | RDC-1 | 19.581 | 3.228 | 8T12+4T<br>14 | 2(5T14) ; e=10 | 2(5T16)<br>e=20 |
| VL5 en<br>U | 4-6   | 0.474  | 0.108 | 4T14+4T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10) ; e=20  |
|             | 2-3   | 1.871  | 0.472 | 8T14          | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10) ; e=20  |
|             | RDC-1 | 5.817  | 1.708 | 4T14+8T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(9T10) ; e=20  |
| VL6 en<br>U | 4-6   | 2.546  | 2.164 | 4T14+4T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(3T12) ; e=20  |
|             | 2-3   | 10.152 | 3.596 | 8T14          | 2(3T12) ; e=10 | 2(5T12) ; e=20  |
|             | RDC-1 | 31.297 | 4.804 | 4T14+8T<br>12 | 2(8T14) ; e=10 | 2(8T16) ; e=10  |

**Tableau 5.46.** Caractéristiques et ferrailage des voiles en S4.

| Voile       | Niveau | L (m) | V (m) | V'(m) | N (KN)  | M (KN.m) | T (KN) | A (cm <sup>2</sup> ) | I (m <sup>4</sup> ) |
|-------------|--------|-------|-------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------|
| VL1<br>en L | 4-6    | 2.55  | 1.212 | 1.388 | 553.64  | 289.228  | 125.04 | 0.54                 | 0.312               |
|             | 2-3    | 2.58  | 1.184 | 1.396 | 988.56  | 647.848  | 164.57 | 0.567                | 0.344               |
|             | RDC-1  | 2.60  | 1.153 | 1.397 | 1217.34 | 847.255  | 304.26 | 0.6                  | 0.377               |
| VL2<br>en U | 4-6    | 3.80  | 1.9   | 2     | 606.05  | 1267.7   | 403.56 | 0.82                 | 1.098               |
|             | 2-3    | 3.85  | 1.925 | 1.925 | 1025.01 | 3698.02  | 592.26 | 0.875                | 1.273               |



|                     |       |      |       |       |         |         |         |       |       |
|---------------------|-------|------|-------|-------|---------|---------|---------|-------|-------|
|                     | RDC-1 | 3.90 | 1.95  | 1.85  | 1233.52 | 5396.62 | 760.58  | 0.94  | 1.480 |
| <b>VL3<br/>en L</b> | 4-6   | 1.35 | 0.727 | 0.673 | 453.03  | 147.599 | 85.3    | 0.3   | 0.048 |
|                     | 2-3   | 1.38 | 0.769 | 0.611 | 795.87  | 252.764 | 103.58  | 0.327 | 0.055 |
|                     | RDC-1 | 1.4  | 0.811 | 0.539 | 1112.27 | 622.17  | 168.58  | 0.36  | 0.062 |
| <b>VL4<br/>en U</b> | 4-6   | 2.3  | 1.15  | 1.25  | 603.14  | 302.222 | 120.33  | 0.52  | 0.263 |
|                     | 2-3   | 2.35 | 1.175 | 1.175 | 1005    | 796.714 | 159.79  | 0.575 | 0.322 |
|                     | RDC-1 | 2.4  | 1.2   | 1.1   | 1402.52 | 2207.55 | 292.61  | 0.64  | 0.392 |
| <b>VL5<br/>en U</b> | 4-6   | 4.3  | 2.15  | 2.25  | 1174.74 | 912.753 | 688.21  | 0.92  | 1.565 |
|                     | 2-36  | 4.35 | 2.175 | 2.175 | 2581.18 | 2287.99 | 975.78  | 0.975 | 1.793 |
|                     | RDC-1 | 4.4  | 2.2   | 2.1   | 4653.98 | 5145.62 | 1055.61 | 1.04  | 2.061 |
| <b>VL6<br/>en U</b> | 4-6   | 3.84 | 1.895 | 2.025 | 935.94  | 942.755 | 322.3   | 0.817 | 1.092 |
|                     | 2-3   | 3.88 | 1.917 | 1.963 | 1862.93 | 2728.49 | 467.18  | 0.870 | 1.263 |
|                     | RDC-1 | 3.92 | 1.939 | 1.901 | 3044.14 | 6605.74 | 626.94  | 0.933 | 1.466 |

**Tableau 5.47.** Effort et sections d'armature dans les voiles en S4.

| Voile        | Niveau | X(m)  | $\sigma_1$<br>(MPa) | $\sigma_2$<br>(MPa) | $\sigma_3$<br>(MPa) | Amin<br>(cm <sup>2</sup> ) | F1<br>(KN) | F2<br>(KN) | Av1<br>(cm <sup>2</sup> ) | Av2<br>(cm <sup>2</sup> ) | AVJ<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|--------|-------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------------|------------|------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| VI 1<br>en L | 4-6    | 0.111 | 2.148               | -0.098              | -0.166              | 0.444                      | 11.88      | 3.137      | 0.297                     | 0.078                     | 0.209                     |
|              | 2-3    | 0.476 | 3.973               | -0.486              | 0.128               | 1.904                      | 37.607     | 1.612      | 0.94                      | 0.04                      | 1.168                     |
|              | RDC-1  | 0.322 | 4.620               | -0.562              | -0.136              | 1.288                      | 55.84      | 1.06       | 1.396                     | 0.026                     | 2.99                      |
| VI 2<br>en U | 4-6    | 1.259 | 2.932               | -1.454              | 1.107               | 5.036                      | 115.245    | 106.161    | 2.881                     | 2.654                     | 5.147                     |
|              | 2-3    | 1.521 | 6.763               | -4.420              | 3.402               | 6.084                      | 479.097    | 398.374    | 11.977                    | 9.959                     | 9.008                     |
|              | RDC-1  | 1.590 | 8.422               | -5.798              | 4.339               | 6.36                       | 810.96     | 516.341    | 20.274                    | 12.908                    | 11.938                    |
| VI 3<br>en L | 4-6    | 0.218 | 3.745               | -0.725              | -0.272              | 0.872                      | 44.865     | 2.23       | 1.121                     | 0.055                     | 0.798                     |
|              | 2-3    | 0.214 | 5.967               | -1.1                | -0.699              | 0.856                      | 110.188    | 9.506      | 2.754                     | 0.237                     | 0.618                     |
|              | RDC-1  | 0.434 | 11.228              | -5.048              | 0.395               | 1.736                      | 435.44     | 1.343      | 10.886                    | 0.033                     | 2.012                     |
| VI 4<br>en U | 4-6    | 0.140 | 2.481               | -0.161              | -0.184              | 0.56                       | 15.525     | 2.944      | 0.388                     | 0.073                     | 0.942                     |
|              | 2-3    | 0.468 | 4.655               | -1.159              | 0.292               | 1.872                      | 88.873     | 3.445      | 2.221                     | 0.086                     | 1.225                     |

|              |       |       |        |        |        |       |         |        |        |        |       |
|--------------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|---------|--------|--------|--------|-------|
|              | RDC-1 | 0.810 | 8.949  | -4.566 | 2.311  | 3.24  | 550.16  | 94.751 | 13.754 | 2.368  | 3.802 |
| VI 5<br>en U | 4-6   | 0.037 | 2.530  | 0.022  | -0.156 | 0.148 | 8.01    | 4.102  | 0.2    | 0.102  | 0.228 |
|              | 2-3   | 0.1   | 5.422  | -0.128 | -0.32  | 0.4   | 27.44   | 8      | 0.686  | 0.2    | 1.906 |
|              | RDC-1 | 0.407 | 9.967  | -1.017 | 0.017  | 1.628 | 82.72   | 0.011  | 2.068  | 0.0002 | 3.23  |
| VI 6<br>en U | 4-6   | 0.575 | 2.781  | -0.49  | 0.234  | 2.3   | 32.58   | 6.435  | 0.814  | 0.16   | 1.858 |
|              | 2-3   | 0.936 | 6.282  | -2.00  | 1.252  | 3.744 | 191.773 | 66.276 | 4.794  | 1.656  | 4.346 |
|              | RDC-1 | 1.228 | 11.999 | -5.474 | 3.690  | 4.912 | 713.92  | 285.66 | 17.848 | 7.141  | 7.561 |

**Tableau 5.48.** Choix d'armature des voiles en S4.

|             |        |                            |                            | Choix des armatures |                   |                  |
|-------------|--------|----------------------------|----------------------------|---------------------|-------------------|------------------|
|             | Niveau | Atot<br>(cm <sup>2</sup> ) | Amin<br>(cm <sup>2</sup> ) | Zone<br>poteaux     | Zone<br>Extrémité | Zone courante    |
| VI1 en L    | 4-6    | 0.584                      | 0.44                       | 4T14+4T<br>12       | 2(2T10) ; e=10    | 2(2T10)<br>e=20  |
|             | 2-3    | 2.068                      | 1.904                      | 8T14                | 2(2T10); e=10     | 2(2T10)<br>e=20  |
|             | RDC-1  | 12.25                      | 1.288                      | 4T14+8T<br>12       | 2(2T12); e=10     | 2(7T12)<br>e=20  |
| VI2 en<br>U | 4-6    | 10.682                     | 5.06                       | 4T14+4T<br>12       | 2(4T10) ; e=10    | 2(5T12)<br>e=20  |
|             | 2-3    | 30.945                     | 6.084                      | 8T14                | 2(6T16) ; e=10    | 2(9T14)<br>e=20  |
|             | RDC-1  | 45.12                      | 6.36                       | 4T14+8T<br>12       | 2(8T20) ; e=10    | 2(11T20)<br>e=20 |

|          |       |        |       |               |                |                 |
|----------|-------|--------|-------|---------------|----------------|-----------------|
| VI3 en L | 4-6   | 1.975  | 0.872 | 4T12+4T<br>14 | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10)<br>e=20 |
|          | 2-3   | 3.135  | 0.856 | 8T14          | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T14)<br>e=20 |
|          | RDC-1 | 12.931 | 1.736 | 4T14+8T<br>12 | 2(5T12) ; e=10 | 2(4T14)<br>e=20 |
| VI4 en U | 4-6   | 1.404  | 0.56  | 4T14+4T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10)<br>e=20 |
|          | 2-3   | 3.533  | 1.87  | 8T14          | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T12)<br>e=20 |
|          | RDC-1 | 19.924 | 3.24  | 8T12+4T<br>14 | 2(5T14) ; e=10 | 2(5T16)<br>e=20 |
| VI5 en U | 4-6   | 0.531  | 0.148 | 4T14+4T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10) ; e=20  |
|          | 2-3   | 2.792  | 0.4   | 8T14          | 2(2T10) ; e=10 | 2(2T10) ; e=20  |
|          | RDC-1 | 5.202  | 1.628 | 4T14+8T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(9T10) ; e=20  |
| VI6 en U | 4-6   | 2.833  | 2.3   | 4T14+4T<br>12 | 2(2T10) ; e=10 | 2(3T12) ; e=20  |
|          | 2-3   | 10.79  | 3.74  | 8T14          | 2(3T12) ; e=10 | 2(5T12) ; e=20  |
|          | RDC-1 | 32.55  | 4.912 | 4T14+8T<br>12 | 2(8T14) ; e=10 | 2(8T16) ; e=10  |

**Commentaire**

Les Figures 5.7 et 5.8 ainsi que les Tableaux de ferrailage des voiles présentés ci-dessus montrent clairement qu'un bâtiment en béton armé situé dans le site S3, présente le même ferrailage des voiles de contreventement, s'il est situé dans le site S4.

# CHAPITRE VI

## **Etude de Fondation**

## Chapitre 06

### Etude de fondation

#### 6.1. Introduction

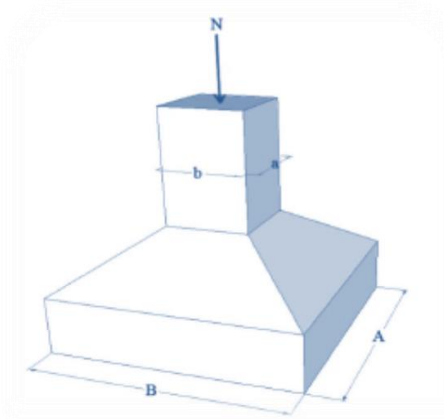
Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

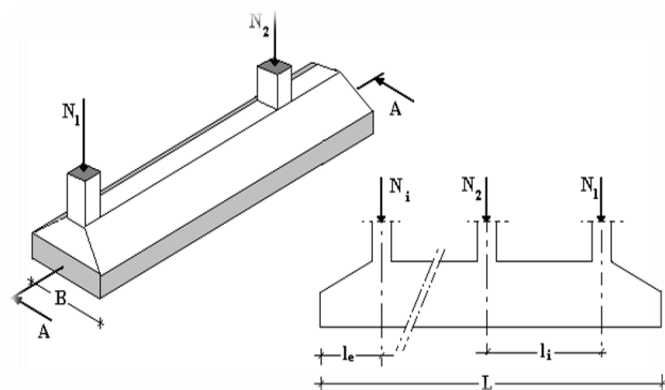
#### 6.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

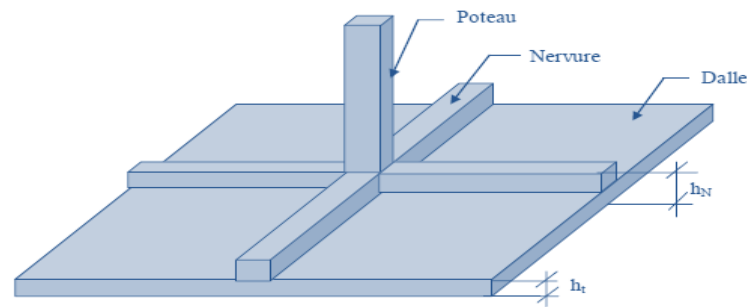
Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types : semelles isolées (Figure 6.1(a)), semelles filantes ou continues (Figure 6.1 (b)) et les radiers (Figure 6.1(c)). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).



(a) Semelle isolée



(b) Semelle filante



(c) Radier général.

**Figure 6.1.** Fondations superficielles.

### 6.3. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

### 6.4. Choix de type de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.

-  $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

### Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai du sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc... (Document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

#### 6.4.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B)(Figure 6.1).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a = b$  donc  $A = B \rightarrow S = A^2$

Avec :

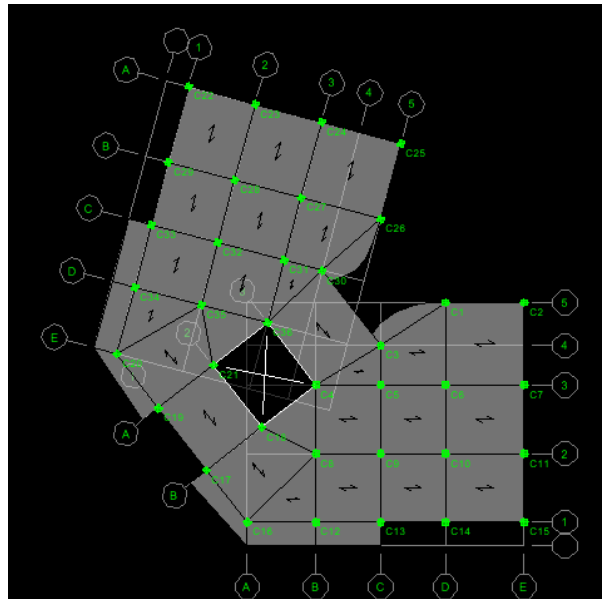
S : La surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$





**Figure 6.2.** Disposition des poteaux dans le bâtiment.

❖ **Etude dans le site S3**

L'effort normal appliqué sur chaque poteau et les sections des semelles isolées adoptées dans le cas d'une étude au site S3, sont représentés dans le Tableau 6.1 ci-dessous.

**Tableau 6.1.** Sections des semelles isolées dans S3.

| Poteau | N (KN) | A (m) | A <sub>Choisie</sub> (m) |
|--------|--------|-------|--------------------------|
| C1     | 283.95 | 1.19  | 1.2                      |
| C2     | 244.66 | 1.10  | 1.2                      |
| C3     | 374.59 | 1.36  | 1.4                      |
| C4     | 276.22 | 1.17  | 1.2                      |
| C5     | 382.96 | 1.38  | 1.4                      |
| C6     | 818.53 | 2.02  | 2.1                      |
| C7     | 290.41 | 1.20  | 1.3                      |
| C8     | 712.27 | 1.88  | 1.9                      |
| C9     | 732.44 | 1.91  | 2                        |
| C10    | 832.49 | 2.04  | 2.1                      |
| C11    | 310.05 | 1.24  | 1.3                      |
| C12    | 362.25 | 1.34  | 1.4                      |
| C13    | 444.82 | 1.49  | 1.5                      |
| C14    | 658.49 | 1.81  | 1.9                      |
| C15    | 468.63 | 1.53  | 1.6                      |
| C16    | 702.45 | 1.87  | 1.9                      |

|     |        |      |     |
|-----|--------|------|-----|
| C17 | 740.91 | 1.92 | 2   |
| C18 | 299.25 | 1.22 | 1.3 |
| C19 | 746.57 | 1.93 | 2   |
| C20 | 710.96 | 1.88 | 1.9 |
| C21 | 302.69 | 1.23 | 1.3 |
| C22 | 465.64 | 1.52 | 1.6 |
| C23 | 301.17 | 1.22 | 2.3 |
| C24 | 298.93 | 1.22 | 1.3 |
| C25 | 241.94 | 1.09 | 1.1 |
| C26 | 294.06 | 1.21 | 1.3 |
| C27 | 855.12 | 2.06 | 2.1 |
| C28 | 841.45 | 2.05 | 2.1 |
| C29 | 657.45 | 1.81 | 1.9 |
| C30 | 608.15 | 1.74 | 1.8 |
| C31 | 652.26 | 1.80 | 1.9 |
| C32 | 775.71 | 1.94 | 2   |
| C33 | 447.81 | 1.49 | 1.5 |
| C34 | 357.82 | 1.33 | 1.4 |
| C35 | 722.64 | 1.90 | 2   |
| C36 | 283.05 | 1.18 | 1.2 |

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :  $1.5 \times B \leq L_{min}$

Tel que :  $L_{min} = 3.3 \text{ m}$  (valeur minimal entre axe de deux poteaux) et  $B = A = 2.30 \text{ m}$

$1.5 \times 2.30 = 3.45 \text{ m} > L_{min} = 3.3 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

#### ❖ Etude dans le site S4

L'effort normal appliqué sur chaque poteau et les sections des semelles isolées adoptées dans le cas d'une au site S4, sont représentés sur le Tableau 6.2 ci-dessous.

**Tableau 6.2.** Sections des semelles isolées dans S4.

| Poteau | N (KN) | A (m) | A <sub>Choisie</sub> (m) |
|--------|--------|-------|--------------------------|
| C1     | 283.95 | 1.19  | 1.2                      |
| C2     | 244.66 | 1.10  | 1.2                      |
| C3     | 374.59 | 1.36  | 1.4                      |
| C4     | 276.22 | 1.17  | 1.2                      |

|     |        |      |     |
|-----|--------|------|-----|
| C5  | 382.96 | 1.38 | 1.4 |
| C6  | 818.53 | 2.02 | 2.1 |
| C7  | 290.41 | 1.20 | 1.3 |
| C8  | 712.27 | 1.88 | 1.9 |
| C9  | 732.44 | 1.91 | 2   |
| C10 | 832.49 | 2.04 | 2.1 |
| C11 | 310.05 | 1.24 | 1.3 |
| C12 | 362.25 | 1.34 | 1.4 |
| C13 | 444.82 | 1.49 | 1.5 |
| C14 | 658.49 | 1.81 | 1.9 |
| C15 | 468.63 | 1.53 | 1.6 |
| C16 | 702.45 | 1.87 | 1.9 |
| C17 | 740.91 | 1.92 | 2   |
| C18 | 299.25 | 1.22 | 1.3 |
| C19 | 746.57 | 1.93 | 2   |
| C20 | 710.96 | 1.88 | 1.9 |
| C21 | 302.69 | 1.23 | 1.3 |
| C22 | 465.64 | 1.52 | 1.6 |
| C23 | 301.17 | 1.22 | 2.3 |
| C24 | 298.93 | 1.22 | 1.3 |
| C25 | 241.94 | 1.09 | 1.1 |
| C26 | 294.06 | 1.21 | 1.3 |
| C27 | 855.12 | 2.06 | 2.1 |
| C28 | 841.45 | 2.05 | 2.1 |
| C29 | 657.45 | 1.81 | 1.9 |
| C30 | 608.15 | 1.74 | 1.8 |
| C31 | 652.26 | 1.80 | 1.9 |
| C32 | 775.71 | 1.94 | 2   |
| C33 | 447.81 | 1.49 | 1.5 |
| C34 | 357.82 | 1.33 | 1.4 |
| C35 | 722.64 | 1.90 | 2   |
| C36 | 283.05 | 1.18 | 1.2 |

Tel que :  $L_{min} = 3.3 \text{ m}$  (valeur minimal entre axe de deux poteaux) et  $B = A = 2.30 \text{ m}$   
 $1.5 \times 2.30 = 3.45 \text{ m} > L_{min} = 3.3 \text{ m} \dots \dots \dots$  Condition non vérifiée

## Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles dans les deux sites (S3 et S4), donc on passe à l'étude des semelles filantes.

### 6.4.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considéré ( $N_{Poteau} + N_{Voiles}$ ).

S : section de la semelle ( $S = B \cdot L$ ).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

#### ❖ Etude dans le site S3

Les sections des semelles filantes dans le site S3 sont représentées au Tableau 6.3.

**Tableau 6.3.** Dimensions des semelles filantes dans S3.

| Sens | Axe | File | N (KN)  | L (m) | B (m) | B <sub>Choisie</sub> (m) |
|------|-----|------|---------|-------|-------|--------------------------|
| X-X  | 1   |      | 3699.52 | 14.5  | 1.27  | 1.3                      |
|      | 2   |      | 2587.25 | 11    | 1.16  | 1.2                      |
|      | 3   |      | 1768.12 | 11    | 0.80  | 0.9                      |
|      | 5   |      | 1263.8  | 4.4   | 1.43  | 1.5                      |
|      | 1A  |      | 1487.48 | 6.15  | 1.2   | 1.3                      |
|      | 2A  |      | 1451.83 | 4.4   | 1.64  | 1.7                      |
|      | 3A  |      | 559.28  | 4.4   | 0.63  | 0.7                      |
|      | 5A  |      | 1311.62 | 4.4   | 1.49  | 1.5                      |
|      | 1B  |      | 3702.23 | 14.5  | 1.27  | 1.3                      |
|      | 2B  |      | 2640.96 | 11    | 1.2   | 1.3                      |
|      | 3B  |      | 1806.32 | 11    | 0.82  | 0.9                      |

|     |    |         |      |      |     |
|-----|----|---------|------|------|-----|
| Y-Y | AA | 2550.68 | 5.95 | 2.14 | 2.2 |
|     | AB | 2565.24 | 11.6 | 1.10 | 1.2 |
|     | BA | 2512.83 | 5.95 | 2.11 | 2.2 |
|     | BB | 2648.08 | 11.6 | 1.14 | 1.2 |
|     | CA | 2483.92 | 9.4  | 1.32 | 1.4 |
|     | DA | 1080.46 | 7.4  | 0.73 | 0.8 |
|     | B  | 1350.74 | 7.4  | 0.91 | 1   |
|     | C  | 2875.43 | 9.4  | 1.52 | 1.6 |
|     | D  | 2593.46 | 11.6 | 1.11 | 1.2 |
|     | E  | 2572.12 | 11.6 | 1.10 | 1.2 |

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :  $2.5 \times B \leq L_{min}$

Avec :  $L_{min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

\* **Sens X-X** : ( $L_{min} = 3.3 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.2 = 5.5 \text{ m} > L_{min} = 3.3 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

\* **Sens Y-Y** : ( $L_{min} = 3.5 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.2 = 5.5 \text{ m} > L_{min} = 3.5 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

#### ❖ Etude dans le site S4

Les sections des semelles filantes dans le site S4 sont représentées au Tableau 6.4.

**Tableau 6.4.** Dimensions des semelles filantes dans S4.

| Sens | Axe | File | N (KN)  | L (m) | B (m) | $B_{choisie}$ (m) |
|------|-----|------|---------|-------|-------|-------------------|
| X-X  | 1   |      | 3699.52 | 14.5  | 1.27  | 1.3               |
|      | 2   |      | 2587.25 | 11    | 1.16  | 1.2               |
|      | 3   |      | 1768.12 | 11    | 0.80  | 0.9               |
|      | 5   |      | 1263.8  | 4.4   | 1.43  | 1.5               |
|      | 1A  |      | 1487.48 | 6.15  | 1.2   | 1.3               |
|      | 2A  |      | 1451.83 | 4.4   | 1.64  | 1.7               |
|      | 3A  |      | 559.28  | 4.4   | 0.63  | 0.7               |
|      | 5A  |      | 1311.62 | 4.4   | 1.49  | 1.5               |

|     |    |    |         |      |      |     |
|-----|----|----|---------|------|------|-----|
|     | 1B |    | 3702.23 | 14.5 | 1.27 | 1.3 |
|     | 2B |    | 2640.96 | 11   | 1.2  | 1.3 |
|     | 3B |    | 1806.32 | 11   | 0.82 | 0.9 |
| Y-Y |    | AA | 2550.68 | 5.95 | 2.14 | 2.2 |
|     |    | AB | 2565.24 | 11.6 | 1.10 | 1.2 |
|     |    | BA | 2512.83 | 5.95 | 2.11 | 2.2 |
|     |    | BB | 2648.08 | 11.6 | 1.14 | 1.2 |
|     |    | CA | 2483.92 | 9.4  | 1.32 | 1.4 |
|     |    | DA | 1080.46 | 7.4  | 0.73 | 0.8 |
|     |    | B  | 1350.74 | 7.4  | 0.91 | 1   |
|     |    | C  | 2875.43 | 9.4  | 1.52 | 1.6 |
|     |    | D  | 2593.46 | 11.6 | 1.11 | 1.2 |
|     |    | E  | 2572.12 | 11.6 | 1.10 | 1.2 |

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :  $2.5 \times B \leq L_{min}$

Avec :  $L_{min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

\* **Sens X-X** : ( $L_{min} = 3.3 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.2 = 5.5 \text{ m} > L_{min} = 3.3 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

\* **Sens Y-Y** : ( $L_{min} = 3.5 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.2 = 5.5 \text{ m} > L_{min} = 3.5 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

### Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées dans les deux sites (S3 et S4), donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

### 6.4.3. Radier général

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est plus économique par rapport aux autres types et plus utilisé dans la pratique. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

### 6.4.3.1. Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{P_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_r = \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$S_r$  : Surface du radier.

$P_{ser}$  : Poids total à l'ELS

$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$  .

Le poids total de la structure est:

$$\begin{cases} P_{ser(S3)} = 26616.57 \text{ KN} \\ P_{ser(S4)} = 26616.57 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_{r(S3)} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{26616.57}{200} = 133.08 \text{ m}^2 \\ S_{r(S4)} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{26616.57}{200} = 133.08 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La surface de bâtiment est :

$$\begin{cases} S_{b(S3)} = 310.60 \text{ m}^2 \\ S_{b(S4)} = 310.60 \text{ m}^2 \end{cases}$$

On constate que La surface de radier ( $S_r$ ) est inférieure à la surface de bloc ( $S_b$ ), donc on adopte un radier général sur toute la surface de bloc plus un débord sur le périphérique.

Donc :  $S_r = S_b + S_d$

### 6.4.3.2. Pré dimensionnement de radier

#### a). Pré dimensionnement de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire** :  $b \geq \frac{L_{Max}}{10}$

$L_{max} = 4.20 \text{ m}$  donc  $b \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$

On prend :  $b = 50 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$  : Portée maximale entre axe de deux poteaux ( $L_{max} = 4.20$  m)

Donc :  $h \geq \frac{420}{20} = 21$  cm

On prend :  $h_{R1} = 30$  cm

### - Condition de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2} \text{ et } q = \frac{N_u}{S_{rad} \cdot 1ml}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2S_{rad} \cdot bd} = \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$L = 4.20$  m ;  $b = 1$  m

$$\begin{cases} N_{U(S3)} = 36367.74 \text{ KN} \\ N_{U(S4)} = 36367.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_{R2(S3)} \geq \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9\bar{\tau})} = \frac{36367.74 \times 4.2}{2 \times 1 \times 310.60 \times (0.9 \times 2.5 \times 10^3)} \times 100 \rightarrow h_{R2} \geq 10.92 \text{ cm} \\ h_{R2(S4)} \geq \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9\bar{\tau})} = \frac{36367.74 \times 4.5}{2 \times 1 \times 310.60 \times (0.9 \times 2.5 \times 10^3)} \times 100 \rightarrow h_{R2} \geq 10.92 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :

**Conclusion :**  $h_r = \max(h_1, h_2) = 30$  cm

### b). Pré dimensionnement de nervures

- Largeur de la nervure:

Largeur de la nervure doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition de coffrage :
- Condition de coffrage

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max} = 4.20$  m

$$28 \leq h_{N1} \leq 42$$

On prend :  $h_{N1} = 40$  cm



- L' hauteur de la nervure :

L' hauteur de la nervure doit satisfaire aux conditions suivantes :

• Condition de non poinçonnement :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$ : effort normal ultime à la base du poteau le plus sollicité.

$U_c$  : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen, avec : ( $U_c = 2[(a+b) + 2h]$ )

a,b : dimensions du poteau le plus sollicité (40x40) cm<sup>2</sup>.

$$\begin{cases} N_{U(S3)} = 1168.89KN \\ N_{U(S4)} = 1168.89KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{U(S3)} \geq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 450 \dots CNV \\ N_{U(S4)} \geq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 450 \dots CNV \end{cases}$$

Il faut augmenter h on prend : h=50

$$\begin{cases} N_{U(S3)} \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1350 \dots CV \\ N_{U(S4)} \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1350 \dots CV \end{cases}$$

• Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_{Max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot K}}$$

D'où :

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left[ I = \frac{b \times h^3}{12} \right]$$

- E : Module d'élasticité du béton

$$\begin{cases} E_{ij} = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 1.082 \times 10^4 \text{ MPa} \end{cases}$$

- b : Largeur de la semelle par band d'un mètre,  $b = 1 \text{ m}$ .

- L : distance maximale entre deux poteaux,  $L_{Max} = 4.20 \text{ m}$ .

- K : Coefficient de raideur du sol,  $(0.5 \leq K \ll 12 [\text{Kg}/\text{cm}^3])$ .

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes:

- K = 0,5 [kg/cm<sup>3</sup>] → Pour un très mauvais sol.
- K = 4 [kg/cm<sup>3</sup>] → Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- K = 12 [kg/cm<sup>3</sup>] → Pour un très bon sol

Pour notre cas K= 4 Kg/cm<sup>3</sup>.

- Si les charges sont transmises à la poutre (nervure ou dalle du radier) par l'intermédiaire des poteaux de largeur « a » non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :  $\frac{\pi}{2} L_e + a$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre sera calculée comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à :  $\left[ \frac{\pi}{2} + L_e + a \right]$

Le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Donc :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq L_{entreaxe} \quad ; a = 40 \text{ cm (Largeure de poteau).}$$

$$L_{entre-axe} = 4.20 \text{ m} \rightarrow l_e \geq 2.45 \text{ m}$$

On calcule la valeur de h :

$$\begin{cases} h_{N2(S3)} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \rightarrow h_{N2} \geq 51.22 \text{ cm} \\ h_{N2(S3)} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \rightarrow h_{N2} \geq 51.22 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} h_{N2(S3)} = 60 \text{ cm} \\ h_{N2(S4)} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

• Condition de la flèche :

$$\frac{L_{Max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{Max}}{10}$$

Avec :  $L_{Max} = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{15} \leq h_{N3} \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \text{ cm} \leq h_{N3} \leq 42 \text{ cm}$$

On prend  $h_{N3} = 40 \text{ cm}$

**Conclusion :**

$$\begin{cases} h_{Rad(S3)} = \max(h_{R1}; h_{R2}) \rightarrow h_{R(S3)} = 50 \text{ cm} \\ h_{Rad(S4)} = \max(h_{R1}; h_{R2}) \rightarrow h_{R(S4)} = 50 \text{ cm} \\ h_{N(S3)} = \max(h_{N1}; h_{N2}, h_{N3}) \rightarrow h_{N(S3)} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(S4)} = \max(h_{N1}; h_{N2}, h_{N3}) \rightarrow h_{N(S4)} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

**Le choix final :**

$$\begin{aligned} - \text{ Radier : } & \begin{cases} h_{R(S3)} = 50 \text{ cm} \\ h_{R(S4)} = 50 \text{ cm} \end{cases} \\ - \text{ Nervure : } & \begin{cases} h_{N(S3)} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(S4)} = 60 \text{ cm} \end{cases} ; b_N = 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

**c). Calcul de débordement**

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

On à :

$$\begin{cases} h_{N(S3)} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(S4)} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D \geq \max(30; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \\ D \geq \max(30; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} D_{(S3)} = 50 \text{ cm.} \\ D_{(S4)} = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier :

$$\begin{cases} h_{R(S3)} = 50 \text{ cm} \\ h_{R(S4)} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les dimensions de la nervure :

$$\begin{cases} h_{N(S3)} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(S4)} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_N = 50 \text{ cm}$$

- Débordement :

$$\begin{cases} D_{(S3)} = 50 \text{ cm.} \\ D_{(S4)} = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Nouvelle surface avec débordement :

$$\begin{cases} S_{R(S3)} = 350.65 \text{ m}^2 \\ S_{R(S4)} = 350.65 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- Position du centre de gravité :

$$(S3) : \begin{cases} X_G = 10.80 \text{ m} \\ Y_G = 15.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} X_G = 10.80 \text{ m} \\ Y_G = 15.20 \text{ m} \end{cases}$$

- Moments d'inertie :

$$(S3) : \begin{cases} I_{XX} = 10446.10 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 8729.30 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} I_{XX} = 10446.10 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 8729.30 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### 6.4.3.3. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 :

$$\left( \frac{M_s}{M_R} > 1.5 \right)$$

Avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec :

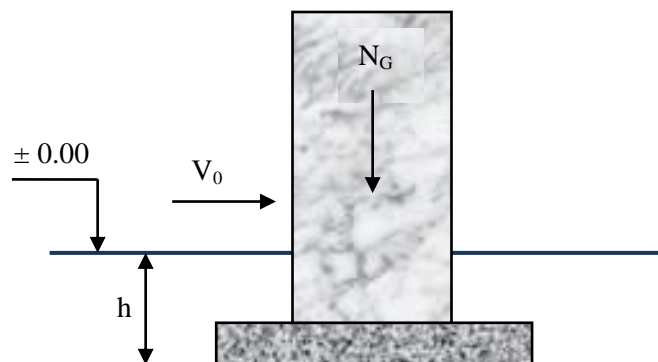
$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : moment à la base de la structure.

$V_0$ : effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : L'ancrage de bâtiment.

$M_0, V_0$  sont déterminés à laide de l'ETABS.



**Figure 6.3.** Schéma statique du bâtiment

\* **Sens X-X :**

$$M_s = P_T \times X_G$$

Avec :

$P_T$ : Poids de la structure y compris le poids du radier.

$P_S$  : Poids de la structure.

$P_R$  : Poids de radier

$X_G$  : La position de gravité

Donc:

$$P_T = P_S + P_R = 26602.5 + (350.65 \times 0.50 \times 25) = 30985.62 \text{ KN}$$

$$\{M_S = P_T \times X_G \rightarrow \begin{cases} M_{S(S3)} = 30985.625 \times 10.80 = 334644.75 \text{ KN.m} \\ M_{S(S4)} = 30985.625 \times 10.80 = 334644.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(S3)} = 51530.66 \text{ KN.m} \\ M_{0(S4)} = 52609.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{0(S3)} = 2073.60 \text{ KN} \\ V_{0(S4)} = 2073.60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{RX(S3)} = 51530.66 + 2073.60 \times 3 = 57751.46 \text{ KN.m} \\ M_{RX(S4)} = 52609.94 + 2073.60 \times 3 = 58830.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{M_{S(S3)}}{M_{RX(S3)}} = \frac{334611.75}{57751.46} = 5.79 > 1.5 \\ \frac{M_{S(S4)}}{M_{RX(S4)}} = \frac{334611.75}{58830.74} = 5.68 > 1.5 \end{cases} \dots \dots \dots (cv)$$

\* Sens Y-Y :

$$\{M_S = P_T \times Y_G \rightarrow \begin{cases} M_{S(S3)} = 30485 \times 15.20 = 463372 \text{ KN.m} \\ M_{S(S4)} = 30485 \times 15.20 = 463372 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(S3)} = 51530.66 \text{ KN.m} \\ M_{0(S4)} = 52609.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{0(S3)} = 2109.84 \text{ KN} \\ V_{0(S4)} = 2109.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{RX(S3)} = 51530.66 + 2109.84 \times 3 = 57860.10 \text{ KN.m} \\ M_{RX(S4)} = 52609.94 + 2109.84 \times 3 = 58939.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{M_{S(S3)}}{M_{RX(S4)}} = \frac{463372}{57860.10} = 8.00 > 1.5 \\ \frac{M_{S(S3)}}{M_{RX(S4)}} = \frac{463372}{58939.46} = 7.86 > 1.5 \end{cases} \dots \dots \dots cv)$$

Le rapport de moment de stabilité et de moment de renversement est supérieur à 1.5 sous l'effet des deux (S3) et (S4).

Donc : les deux structures sont stables dans les deux sens.

#### 6.4.3.4. Calcul des contraintes

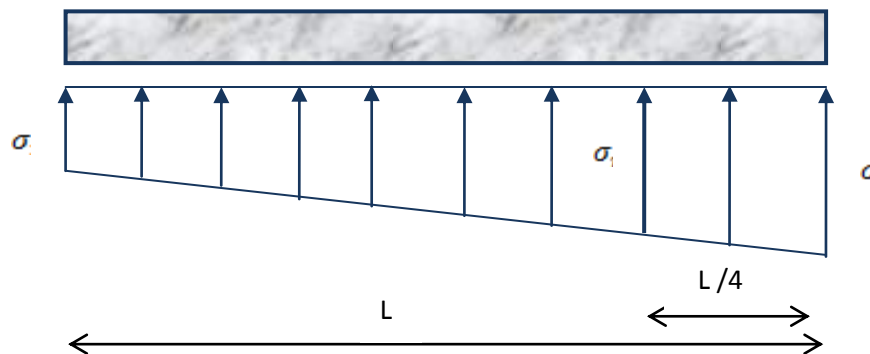
Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

$$\begin{cases} \sigma_{sol(S3)} = \frac{N_{ser(Eij)}}{S_{rad(Eij)}} = \frac{26602.57}{350.65} = 0.75 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \\ \sigma_{sol(S4)} = \frac{N_{ser(Evj)}}{S_{rad(Evj)}} = \frac{2660.57}{350.65} = 0.75 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \end{cases}$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )



**Figure 6.4.** Contraintes sous radier.

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \end{cases}$$

Avec :

$\sigma_1$  : contrainte maximale du sol

$\sigma_2$  : contrainte minimale du sol

On vérifie que:

$\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$  : Positif pour éviter des tractions sous le radier

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

• **ELU :**

$$\begin{cases} N_{U(S3)} = 36367.74 \text{ KN} \\ N_{U(S4)} = 36367.74 \text{ KN} \end{cases} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 6.5.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

|              |    | $\sigma_1(\text{KN/m}^2)$                | $\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$ | $\sigma(L/4)(\text{KN/m}^2)$                              |
|--------------|----|------------------------------------------|----------------------------|-----------------------------------------------------------|
| Sens X-X     | S3 | 128.92                                   | 80.02                      | 116.69                                                    |
|              | S4 | 128.92                                   | 80.2                       | 116.69                                                    |
| Sens Y-Y     | S3 | 156.17                                   | 112.2                      | 145.17                                                    |
|              | S4 | 156.17                                   | 112.2                      | 145.17                                                    |
| Vérification |    | $\sigma_1^{Max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2^{Min} > 0$       | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$ |

• **ELS :**

$$\begin{cases} N_{ser(s3)} = 26602.57 \text{ KN} \\ N_{ser(s4)} = 26602.57 \text{ KN} \end{cases} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 6.6.** Contraintes sous le radier à l'ELS.

|          |    | $\sigma_1(\text{KN/m}^2)$ | $\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$ | $\sigma(L/4)(\text{KN/m}^2)$ |
|----------|----|---------------------------|----------------------------|------------------------------|
| Sens X-X | S3 | 94.15                     | 58.65                      | 85.28                        |
|          | S4 | 94.15                     | 58.65                      | 85.28                        |
| Sens Y-Y | S3 | 120.2                     | 82.00                      | 110.65                       |
|          | S4 | 120.2                     | 82.00                      | 110.65                       |



|              |                                          |                      |                                                           |
|--------------|------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------------------------|
| Vérification | $\sigma_1^{Max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2^{Min} > 0$ | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$ |
|--------------|------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------------------------|

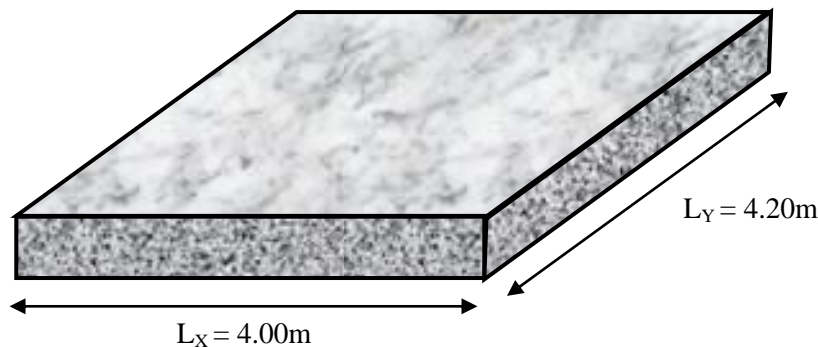
### Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

#### 6.4.3.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.



**Figure 6.5.** Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

#### a) Ferrailage de la dalle du radier

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.95 \leq 1.0 \rightarrow$  Donc La dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_x M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive**

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \dots \dots \dots (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \dots \dots \dots (\text{autre appui}) \end{cases}$

❖ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

• **ELU :**

$$\begin{cases} q_{U(S3)} = \sigma_{m(S3)} \cdot 1 \text{ ml} = 145.17 \text{ KN/m} \\ q_{U(S4)} = \sigma_{m(S4)} \cdot 1 \text{ ml} = 145.17 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **ELS :**

$$\begin{cases} q_{S(S3)} = \sigma_{m(S3)} \cdot 1 \text{ ml} = 100.50 \text{ KN/m} \\ q_{S(S4)} = \sigma_{m(S4)} \cdot 1 \text{ ml} = 100.50 \text{ KN/m} \end{cases}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

• **ELU :**

$$v = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

• **ELS :**

$$v = 0.2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.923 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

• **ELU :**

$$(S3) : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.041 \times 145.17 \times (4.00)^2 = 95.23 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.888 \times 90.31 = 84.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.041 \times 145.17 \times (4.00)^2 = 95.23 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.888 \times 90.31 = 84.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S3) : \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 95.23 = 71.42 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 84.56 = 63.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 95.23 = 71.42 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 84.56 = 63.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax(S3)} = M_{ax(S4)} = 0.5M_{x(S4,S3)} = 47.615 \text{ KN.m} \\ M_{ay(S3)} = M_{ay(S4)} = 0.5M_{y(S3,S4)} = 42.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• ELS :

$$(S3) : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0483 \times 110.65 \times (4.00)^2 = 85.51 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.923 \times 85.51 = 78.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0483 \times 110.65 \times (4.00)^2 = 85.51 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.923 \times 85.51 = 78.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S3) : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 85.51 = 64.13 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 78.90 = 61.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(S4) : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 85.51 = 64.13 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 78.90 = 61.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax(S3)} = M_{ax(S4)} = 0.5 M_{x(S3;S4)} = 42.75 \text{ KN.m} \\ M_{ay(Evj)} = M_{ay(S3;S4)} = 0.5 M_{y(S3;S4)} = 41.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultants des moments pour les deux modules d'élasticité instantanée et différée sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.7.** Calcul des moments à L'ELU et L'ELS pour S3 et S4.

|    |          | ELU   | ELS   |
|----|----------|-------|-------|
| S3 | $M_{tx}$ | 71.42 | 64.13 |
|    | $M_{ty}$ | 63.42 | 61.2  |
|    | $M_{ax}$ | 47.61 | 42.75 |
|    | $M_{ay}$ | 42.28 | 41.1  |
| S4 | $M_{tx}$ | 71.42 | 64.13 |
|    | $M_{ty}$ | 63.42 | 61.2  |
|    | $M_{ax}$ | 47.61 | 42.75 |
|    | $M_{ay}$ | 42.28 | 41.1  |

### Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec le moment maximal en travée et en appui en appliquant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (voir **Annexe 1**).

Les résultats sont résumés dans le Tableau 6.8

Avec :

$$- (S3): b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 0.9h = 45 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- (S3):  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 45 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**Tableau 6.8.** Ferrailage de la dalle pour S3 et S4.

|    |        | Sens | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\alpha$ | $Z$<br>(cm) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Esp<br>(cm) |
|----|--------|------|-----------------|-------|----------|-------------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| S3 | Travée | X-X  | 71.42           | 0.024 | 0.030    | 44.46       | 4.61                              | 5T14  | 7.70                              | 15          |
|    | Appui  | Y-Y  | 47.61           | 0.016 | 0.020    | 44.64       | 3.06                              | 6T12  | 6.79                              | 10          |
| S4 | Travée | X-X  | 71.42           | 0.024 | 0.030    | 44.12       | 4.61                              | 5T14  | 7.70                              | 15          |
|    | Appui  | Y-Y  | 47.42           | 0.016 | 0.020    | 44.42       | 3.06                              | 6T12  | 6.79                              | 10          |

**Espacement :**

$$\begin{cases} Esp(S3) \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow Esp(S3) \leq \min(135 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ Esp(S4) \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow Esp(S4) \leq \min(135 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sur travée :**

\* **Sens x-x et Sens y-y**

$$\begin{cases} S_{t(S3)} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (cv) \rightarrow \text{On opte } S_{t(S3)} = 15 \text{ cm} \\ S_{t(S4)} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (cv) \rightarrow \text{On opte } S_{t(S4)} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sur appui :**

\***Sens x-x et Sens y-y**

$$\begin{cases} S_{t(S3)} = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (cv) \rightarrow \text{On opte } S_{t(S3)} = 10 \text{ cm} \\ S_{t(S4)} = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (cv) \rightarrow \text{On opte } S_{t(S4)} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification nécessaires**

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{s\ min}^{adp}$$

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.433 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2 \dots cv \\ (S4) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5.434 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2 \dots cv \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

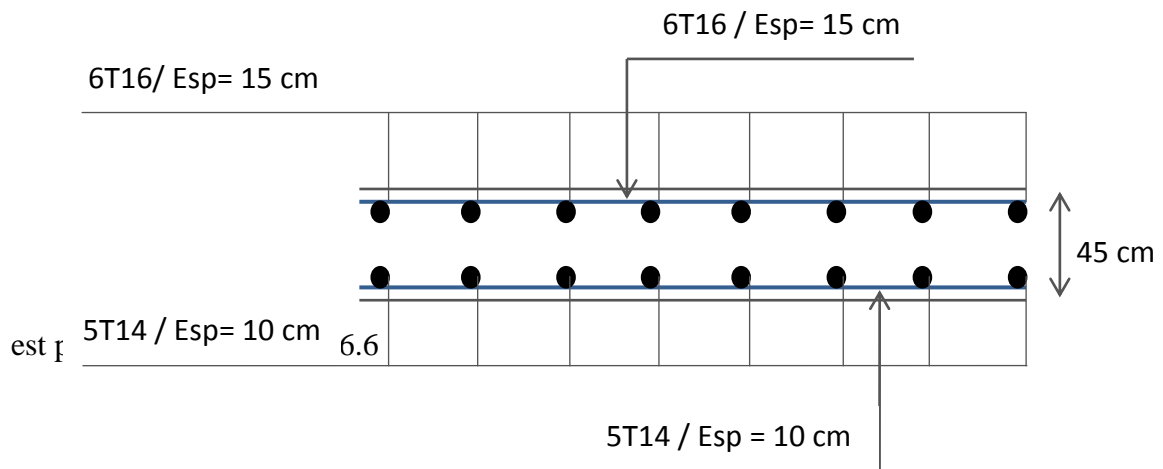
**Tableau 6.9.** Vérification des contraintes pour S3 et S4.

|    |        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | Vérification |
|----|--------|------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| S3 | Travée | X-X  | 64.13               | 9.74      | 218010.55               | 3.8                    | 15                           | 168.4                  | 201.63                       | C.V          |
|    | Appui  | Y-Y  | 42.75               | 9.12      | 253901.67               | 2.66                   | 15                           | 126.7                  | 201.63                       | C.V          |
| S4 | Travée | X-X  | 64.13               | 9.74      | 218010.55               | 2.86                   | 15                           | 168.4                  | 201.63                       | C.V          |
|    | Appui  | Y-Y  | 42.75               | 9.12      | 253901.67               | 2.19                   | 15                           | 126.7                  | 201.63                       | C.V          |

## Conclusion

Le radier présente le même ferrailage de la dalle dans les deux sites (S3 et S4).

La Figure 6.6 montre le ferrailage de la dalle du radier.



**Figure 6.6.** Ferrailage de la dalle du radier dans S3 et S4.

b) **Ferraillage des nervures**

Le moment est calculé par :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

- En travée :  $M_t = 0.85M_0$

- Sur appuis:  $M_a = 0.50M_0$

❖ **Calcul des armatures**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} (S3): b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.9h = 54 \text{ cm} \\ (S4): b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.9h = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

(Méthode de calcul voir annexe I)

\* **Sens X-X:**

$$[S3]: \{L_x = 4.00 \text{ m} ; P = 145.17 \text{ KN/m} ; M_0 = 290.34 \text{ KN.m} \}$$

\* **Sens Y-Y :**

$$[S3]: \{L_y = 4.20 \text{ m} ; P = 145.17 \text{ KN/m} ; M_0 = 320.09 \text{ KN.m} \}$$

**Tableau 6.10.** Ferraillage des nervures pour S3 et S4 dans le sens X.

|    |        | Sens | P<br>(KN/m) | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----|--------|------|-------------|-----------------|-------|----------|-----------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|
| S3 | Travée | X-X  | 153.71      | 261.307         | 0.13  | 0.17     | 50.32     | 14.92                             | 10T14 | 15.40                             |
|    | Appui  |      |             | 153.71          | 0.07  | 0.09     | 52.05     | 8.48                              | 6T14  | 9.24                              |
| S4 | Travée | X-X  | 153.71      | 261.307         | 0.13  | 0.17     | 50.32     | 14.92                             | 10T14 | 15.40                             |
|    | Appui  |      |             | 153.71          | 0.07  | 0.09     | 52.05     | 8.48                              | 6T14  | 9.24                              |

**Tableau 6.11.** Ferrailage des nervures pour S3 et S4 dans le sens Y.

|    |        | Sens | P<br>(KN/m) | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----|--------|------|-------------|-----------------|-------|----------|-----------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|
| S3 | Travée | Y-Y  | 153.71      | 288.141         | 0.13  | 0.18     | 49.92     | 16.54                             | 9T16  | 18.10                             |
|    | Appui  |      |             | 169.475         | 0.08  | 0.10     | 51.68     | 9.42                              | 6T16  | 12.06                             |
| S4 | Travée | Y-Y  | 153.71      | 288.141         | 0.13  | 0.18     | 49.92     | 16.58                             | 9T16  | 18.10                             |
|    | Appui  |      |             | 169.475         | 0.07  | 0.10     | 51.68     | 9.42                              | 6T16  | 12.06                             |

❖ **Vérification nécessaires**

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{min\ adp}$$

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 50 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \dots cv \\ (S4) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 50 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \dots cv \end{cases}$$

**Tableau 6.12.** Vérification des contraintes pour S3 et S4 dans le sens X.

|    |        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|----|--------|------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| S3 | Travée | X-X  | 170.85              | 13.65     | 452081.17               | 7.84                   | 15                           | 231.4               | 201.6                     | C.N.V        |
|    | Appui  |      | 100.50              | 12.28     | 302968.20               | 5.15                   | 15                           | 221.6               | 201.6                     | C.N.V        |
| S4 | Travée | X-X  | 170.85              | 13.65     | 452081.17               | 7.84                   | 15                           | 231.4               | 201.6                     | C.N.V        |
|    | Appui  |      | 170.50              | 12.65     | 302968.20               | 5.15                   | 15                           | 221.6               | 201.6                     | C.N.V        |

**Tableau 6.13.** Vérification des contraintes pour S3 et S4 dans le sens Y.

|      |        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $Y$<br>(cm) | $I$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|------|--------|------|---------------------|-------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| (S3) | Travée | Y-Y  | 188.36              | 14.62       | 524561.47                 | 8.17                   | 15                           | 218.9               | 201.63                    | C.N.V        |
|      | Appui  |      | 110.80              | 12.28       | 376593.82                 | 5.54                   | 15                           | 189.4               | 201.63                    | C.V          |
| (S4) | Travée | Y-Y  | 188.36              | 14.62       | 524561.47                 | 8.17                   | 15                           | 218.9               | 201.63                    | C.N.V        |
|      | Appui  |      | 110.80              | 12.28       | 376593.82                 | 5.54                   | 15                           | 189.4               | 201.63                    | C.V          |

### Remarque

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées pour les deux sites S3 et S4, donc il faut augmenter les sections de ferrillages.

**Tableau 6.14.** Ferrailage final des nervures pour S3 et S4 dans le sens X.

|      |        | Sens | Choix     | $A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | Esp (cm) |
|------|--------|------|-----------|--------------------------------|----------|
| (S3) | Travée | X-X  | 4T20+2T16 | 16.59                          | 25       |
|      | Appui  |      | 4T20      | 12.57                          | 15       |
| (S4) | Travée | X-X  | 4T20+2T16 | 16.59                          | 25       |
|      | Appui  |      | 4T20      | 12.57                          | 15       |

**Tableau 6.15.** Ferrailage final des nervures pour le (S3) et le (S4) sens Y

|      |        | Sens | Choix | $A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | Esp (cm) |
|------|--------|------|-------|--------------------------------|----------|
| (S3) | Travée | X-X  | 7T20  | 22                             | 25       |
|      | Appui  |      | 6T16  | 12.07                          | 15       |
| (S4) | Travée | X-X  | 7T20  | 22                             | 25       |
|      | Appui  |      | 6T16  | 12.07                          | 15       |



- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : \rightarrow T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{153.71 \times 4.20}{2} = 322.85KN \\ [S4] : \rightarrow T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{153.71 \times 4.20}{2} = 322.85 KN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : \rightarrow \tau_u = \frac{322.85 \times 10^3}{500 \times 540} = 1.19 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ [S4] : \rightarrow \tau_u = \frac{322.85 \times 10^3}{500 \times 540} = 1.19MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- **Armatures transversales**

- BAEL 91 modifier 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ [S4] : S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa \right) = 0.59 MPa \\ [S4] : \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa \right) = 0.59 MPa \end{array} \right.$$

- RPA99 (version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ [S4] : S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \\ [S4] : S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [S3] : \phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6 \text{ cm} \\ [S3] : \phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\{(Eij) : b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.9h = 54 \text{ cm}$$

Le choix et l’espacement des armatures transversales sont représentés dans les Tableaux 6.15 et 6.16.

**Tableau 6.16.** Espacement des armatures transversales pour S3 et S4.

|    | Sens | Section | Zone     | S <sub>t</sub> [RPA 99] (cm) | S <sub>t</sub> [BAEL 91] (cm) | S <sub>t</sub> Choisit (cm) |
|----|------|---------|----------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| S3 | X-X  | 50x60   | courante | 30                           | 40                            | 25                          |
|    | Y-Y  | 50x60   | nodale   | 15                           |                               | 15                          |
| S4 | X-X  | 50x60   | courante | 30                           | 40                            | 25                          |
|    | Y-Y  | 50x60   | nodale   | 15                           |                               | 15                          |

**Tableau 6.17.** Choix des armatures transversales pour S3 et S4.

|    | Sens | Section | Zone     | S <sub>t</sub> (cm) | ϕ <sub>t</sub> (mm) | A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> ) | Choix | A <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> ) |
|----|------|---------|----------|---------------------|---------------------|--------------------------------------------------|-------|--------------------------------------------------|
| S3 | X-X  | 50x60   | courante | 25                  | 10                  | 3.75                                             | 6T10  | 4.71                                             |
|    | Y-Y  | 50x60   | nodale   | 15                  |                     | 3.75                                             | 6T10  | 4.71                                             |
| S4 | X-X  | 50x60   | courante | 25                  | 10                  | 3.75                                             | 6T10  | 4.71                                             |
|    | Y-Y  | 50x60   | nodale   | 15                  |                     | 3.75                                             | 6T10  | 4.71                                             |

**Conclusion**

Le ferrailage des nervures de radier est le même dans les deux sites (S3 et S4).

Le ferrailage des nervures pour les deux sites et dans les deux sens (x et y) est présenté sur la Figures 6.7.

## AppuisTravée

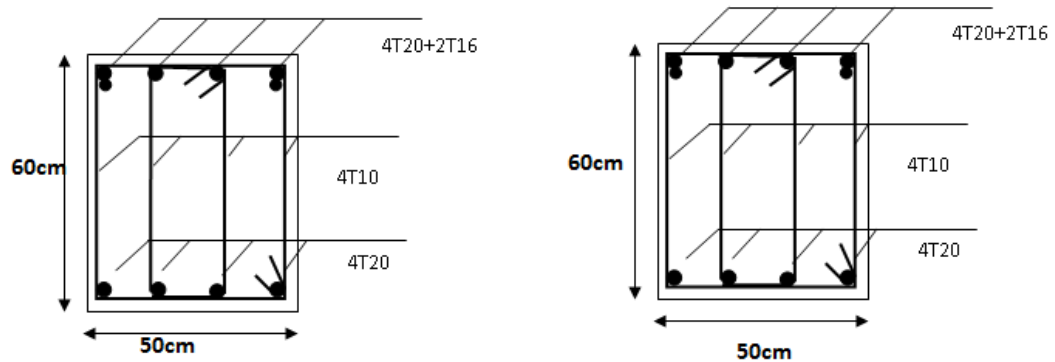


Figure 6.7 .Ferrailage des nervures pour S3 et S4.

### b) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 0.50$  m pour la structure en (S3et S4)

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

#### ❖ Evaluation des charges et surcharges

##### • ELU :

$$\begin{cases} q_{U(S3)} = 145.17 \text{ KN/m} \\ q_{U(S4)} = 145.17 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m.}$$

##### • ELS :

$$\begin{cases} q_{S(S3)} = 100.50 \text{ KN/m} \\ q_{S(S4)} = 100.50 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m.}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

##### • ELU :

$$\begin{cases} q_{U(S3)} = 145.17 \text{ KN/m} \\ q_{U(S4)} = 145.17 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m.}$$

##### • ELS :

$$\begin{cases} q_{S(S3)} = 100.50 \text{ KN/m} \\ q_{S(S4)} = 100.50 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m.}$$

### ❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec :

$$\begin{cases} [E_{S3}] : \rightarrow L = 50 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm} \\ [E_{S4}] : \rightarrow L = 50 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 40.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le Tableau 6.18 (Voir Annexe 1).

**Tableau 6.18.** Ferrailage de débord pour S3 et S4.

|    | L<br>(m) | P<br>(KN/m) | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----|----------|-------------|-----------------|-------|----------|-----------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|
| S3 | 0.5      | 145.17      | 18.14           | 0.043 | 0.056    | 50.20     | 1.03                              | 2T12  | 2.26                              |
| S4 | 0.5      | 145.17      | 18.14           | 0.040 | 0.051    | 50.20     | 1.03                              | 2T12  | 2.26                              |

### ❖ Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{min\ adp}$$

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \dots c.n.v \\ (S4) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \dots c.n.v \end{cases}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée pour les deux sites (S3 et S4), Donc on prend :

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_s = A_s^{min} = 4.89 \text{ cm}^2 \\ (S4) \rightarrow A_s = A_s^{min} = 4.89 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{r(S3)} = \frac{A_s}{4} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_{r(S4)} = \frac{A_s}{4} = 1.22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures longitudinales :

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_s^{choisit} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 \\ (S4) \rightarrow A_s^{choisit} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow Esp = 10 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$\begin{cases} (S3) \rightarrow A_r^{choisit} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2 \\ (S4) \rightarrow A_r^{choisit} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow Esp = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

- **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$\begin{cases} [S3] : \rightarrow T_u = P_u L = 145.17 \times 0.5 = 72.58 \text{ KN.m} \\ [S4] : \rightarrow T_u = P_u L = 145.17 \times 0.5 = 72.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} [S3] : \rightarrow \tau_u = \frac{72.58 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0.179 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ [S4] : \rightarrow \tau_u = \frac{72.58 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.179 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales sauf les armatures de construction.

- **Contrainte normale**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

**Tableau 6.19.** Vérification des contraintes du débord pour S3 et S4.

|    | L   | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | Vérification |
|----|-----|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| S3 | 0.5 | 25.12               | 7.48      | 106354.95               | 1.78                   | 15                           | 102.2                  | 240                          | C.V          |
| S4 | 0.5 | 25.12               | 7.48      | 106354.95               | 1.78                   | 15                           | 102.2                  | 240                          | C.V          |

Les contraintes dans l'acier et dans le béton sont vérifiées pour les deux structures.

#### 6.4.4. Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Ce voile a une grande rigidité à la base de caisson rigide et indéformable avec les planchers de RDC et les fondations.

### a) Pré dimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $e \geq 20\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0.1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures du voile ne doivent pas réduire sa rigidité.
- La longueur de recouvrement est de  $50 \varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

### b) Armatures verticales

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

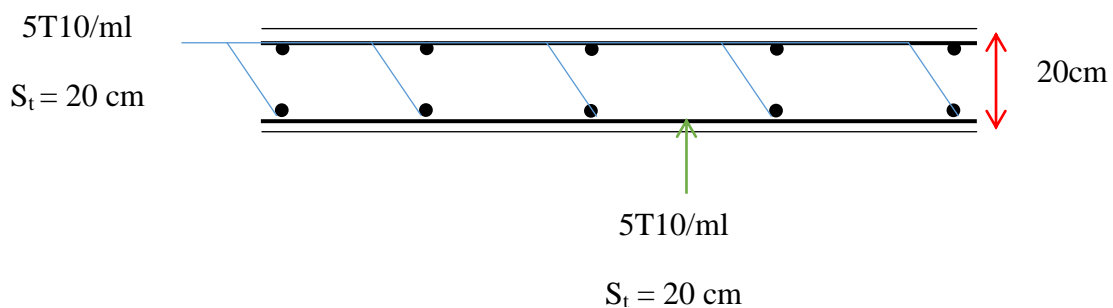
$$A_v = 5T10/ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm.}$$

### c) Armatures horizontales

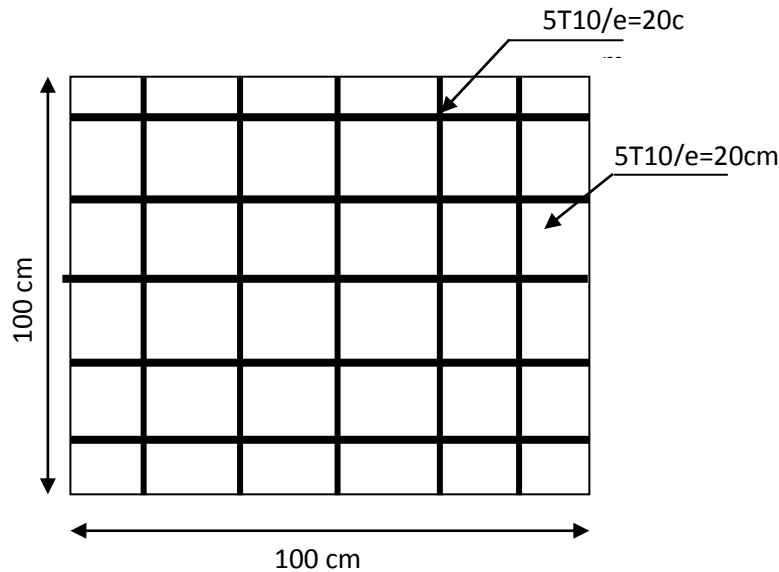
$$A_h = 0.1 \times \frac{e \times h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10/ml \text{ avec espacement } s = 20 \text{ cm}$$

Les Figures 6.12 et 6.13 présentent le ferrailage du voile périphérique.



**Figure 6.8.** Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique en S3,S4.



**Figure 6.9.** Ferrailage du voile périphérique en S3 et S4.

### 6.6.5. Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003, les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

#### a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S<sub>3</sub>, on doit disposer des longrines de (30x25) cm<sup>2</sup> et on doit en S<sub>4</sub>(30x30) .

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

$\alpha$  : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIb et un( $\alpha =12$ ) pour S<sub>3</sub> ; ( $\alpha =10$ ) en S<sub>4</sub>

$$N = 1168.89KN$$

$$F_{S3} = \frac{1168.89}{12} = 97.40 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

$$F_{S4} = \frac{1168.89}{10} = 116.889 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

### b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{S3} = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{97.40 \times 10^3}{348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{S4} = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{116.889 \times 10^3}{348} = 3.35 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min(S3)} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 25 \times 30 \cdot \frac{2.1}{400} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(S4)} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.73 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min(S3)} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(S4)} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On prend pour les deux site :  $A_s = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

### c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{852.12}{12} = 71.10 \text{ KN}$$



$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{852.12}{10} = 85.21 \text{KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{71.10 \times 10^3}{348} = 2.04 \text{cm}^2$$

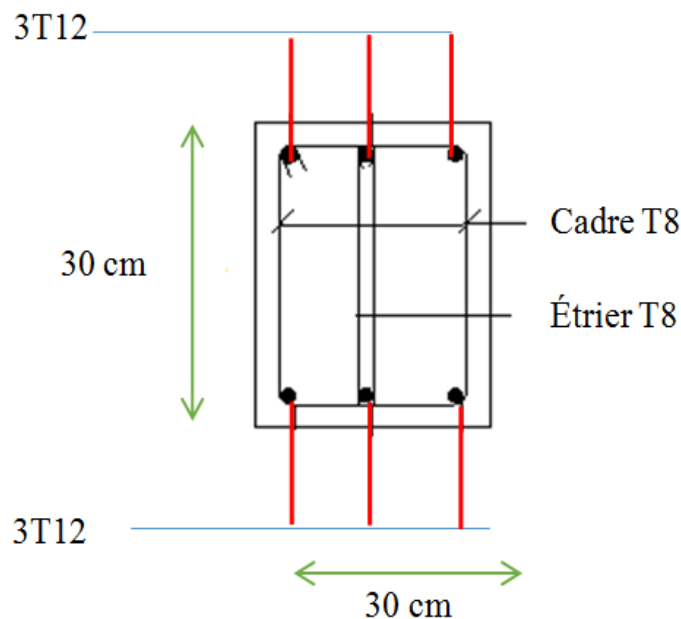
$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{85.21 \times 10^3}{348} = 2.44 \text{cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

#### d). Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003 par :  $S_t = \min(20\text{cm}; 15\phi_l)$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2) \text{cm} = 18 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{cm.}$$



**Figure 6.10.** Ferrailage de longrine en S3 et S4.

#### Commentaire

Le site n'a aucun effet sur le type est le calcul de ferrailage de fondation. Le bâtiment qui est situé au site meuble S3, présente le même ferrailage de fondation s'il est situé au site très meuble S4.

# Conclusion Générale

## **Conclusion générale**

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sur l'effet de site sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé, sont résumées dans les points suivants :

- \* Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- \* L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- \* Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- \* La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- \* L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- \* Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- \* Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.
- \* Pour le même bâtiment en béton armé, le passage d'un site meuble S3 à un site très meuble S4 n'a aucun effet sur les critères de stabilité exigés par le RPA 99/Version 2003, ainsi que le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux-poutres et voiles) et la fondation, est identique dans les deux sites.

# Références

## Références

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions Eyrolles, France, 330 p.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Y.Chérit. Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2<sup>ème</sup> Edition 2006, 310 p.
- Henry Thnier. Conception et calcul des structures de bâtiment (tome 1 et tome 2).
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 1 : Elément de calcul.
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 2 : Construction.
- Victor Davidovici. La Construction en Zone Sismique.
- Olivier Gagliardini. Cours de Béton Armé, IUP GCI3 option OS, Année 2004/2005.
- Eurocode 8. (1998). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (P06-030-1:2005-09, NA:2007-12, NA:2013-12, A1:2013-05).
- Neville A.M. (2000). Propriétés des bétons, Édition Eyrolles, 755 p.
- BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, éditions Eyrolles, France, 330 p.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Y.Chérit (2006). Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2<sup>ème</sup> Edition, 310 p.

## Annexe D- Démarche de modélisation par ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

### 1. Choix de l'unité (KN.m, Kgf.m, .....)

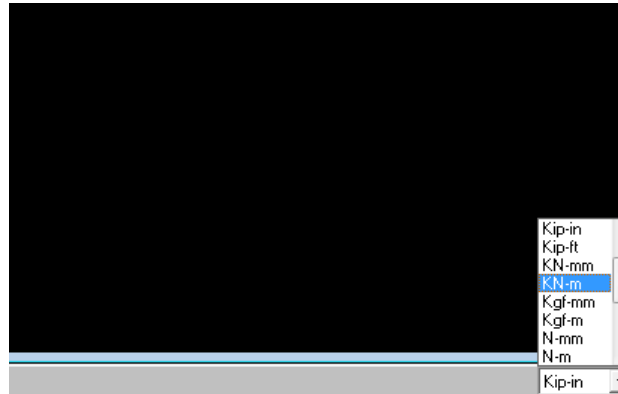


Figure 4.1 : Choix de l'unité

### 2. Création des axes (X et Y)

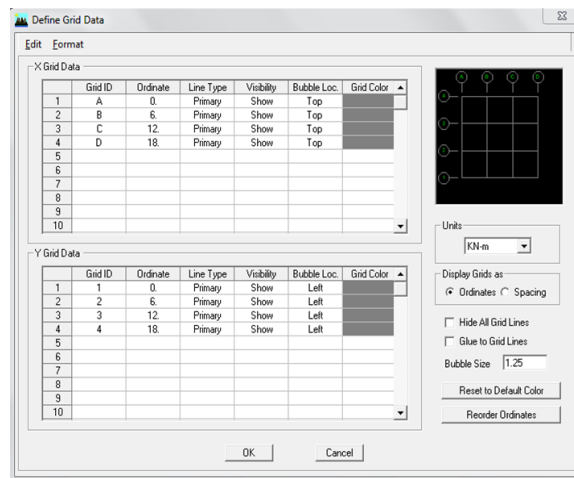


Figure 4.2 : Création des axes

### 3. Définition des éléments

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

### 4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux (masse volumique, poids Volumique, module d'élasticité instantané et coefficient de poisson).

**Material Name**: BETON25

**Display Color**: Color [Blue]

**Type of Material**:  Isotropic  Orthotropic

**Type of Design**: Design [Concrete]

**Analysis Property Data**

|                            |            |
|----------------------------|------------|
| Mass per unit Volume       | 2,5        |
| Weight per unit Volume     | 25         |
| Modulus of Elasticity      | 32164195   |
| Poisson's Ratio            | 0,2        |
| Coeff of Thermal Expansion | 9,900E-06  |
| Shear Modulus              | 13401747,9 |

**Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)**

|                                               |        |
|-----------------------------------------------|--------|
| Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub>  | 25000  |
| Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub>   | 400000 |
| Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub>    | 400000 |
| <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete |        |
| Shear Strength Reduc. Factor                  |        |

Buttons: OK, Cancel

**Figure 4.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux**

## 5. Définition des dimensions des éléments

- Eléments « **FRAME** » (poteaux, poutres),

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.

**Section Name**: POTEAU40x40

**Material**: BETON25

**Dimensions**

|            |     |
|------------|-----|
| Depth (t3) | 0,4 |
| Width (t2) | 0,4 |

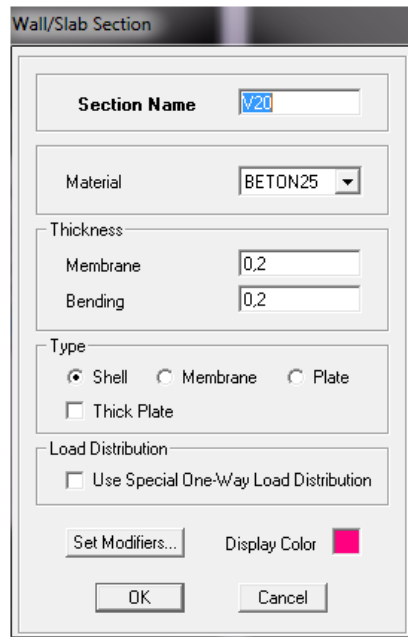
**Reinforcement Diagram**: A square section with four red dots representing reinforcement bars at the corners. Dimensions 2 and 3 are indicated on the diagram.

Buttons: Section Properties..., Set Modifiers..., Reinforcement..., Display Color [Cyan], OK, Cancel

**Figure 4.4 : Définition des poutres, poteaux**

- Élément « **SHELL** » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

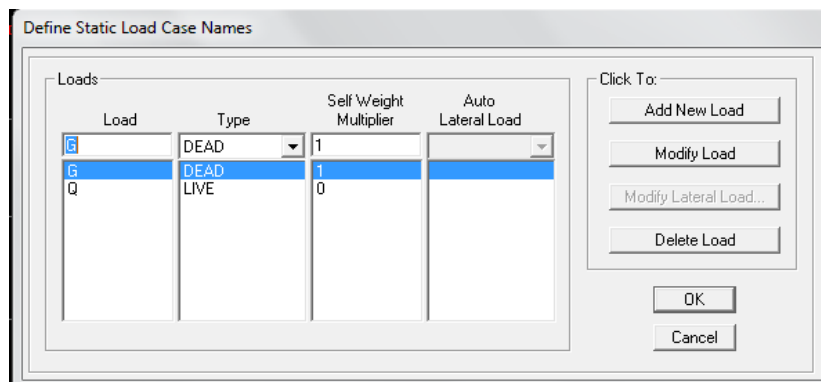
On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.



*Figure 4.5 : Définition des voiles*

## 6. Définition de type de charges

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

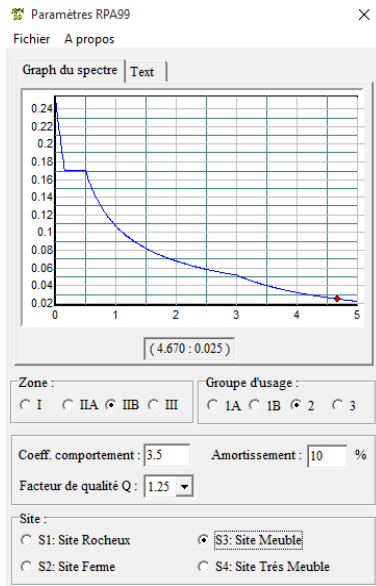


*Figure 4.6 : Définition de charge*

## 7. Introduction des données pour l'étude sismique

Le logiciel propose de soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.





Paramètres RPA99

Fichier A propos

Graph du spectre | Text

|       |       |
|-------|-------|
| 0.000 | 0.250 |
| 0.010 | 0.245 |
| 0.020 | 0.239 |
| 0.030 | 0.234 |
| 0.040 | 0.229 |
| 0.050 | 0.223 |
| 0.060 | 0.218 |
| 0.070 | 0.213 |
| 0.080 | 0.208 |
| 0.090 | 0.202 |
| 0.100 | 0.197 |
| 0.110 | 0.192 |
| 0.120 | 0.186 |
| 0.130 | 0.181 |
| 0.140 | 0.176 |

Précision : 0.01

Enregistrer

Zone :  I  IIA  IIB  III

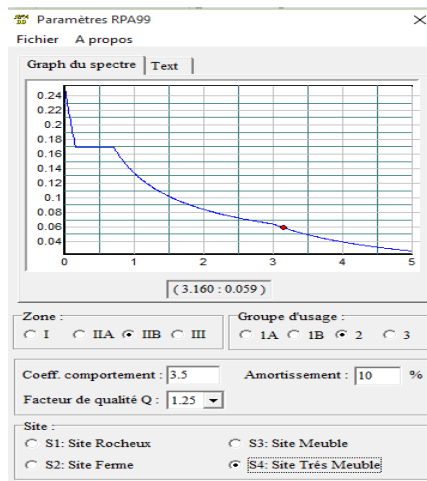
Groupe d'usage :  1A  1B  2  3

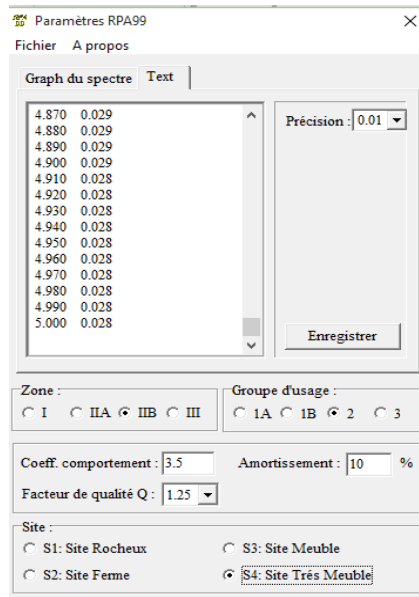
Coeff. comportement : 3.5 Amortissement : 10 %

Facteur de qualité Q : 1.25

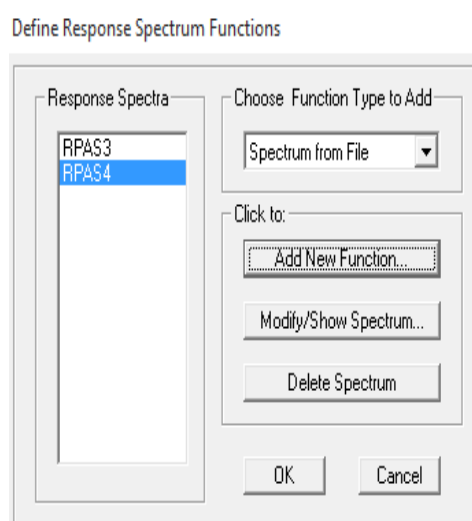
Site :  S1: Site Rocheux  S3: Site Meuble  S2: Site Ferme  S4: Site Très Meuble

Figure 4.7 : Spectre de repense site 3



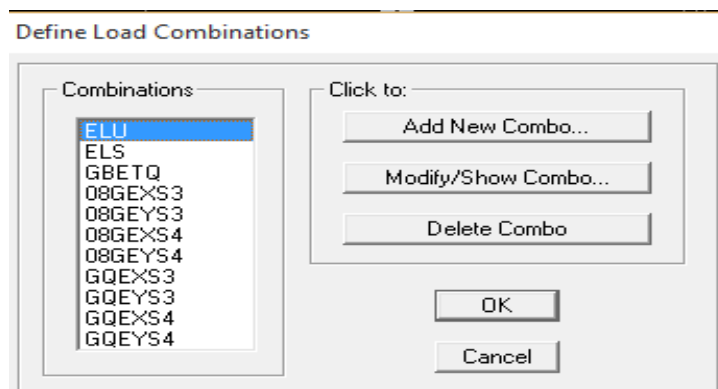


**Figure 4.8 : Spectre de repense site 4**



## 8. Définition des combinaisons des charges

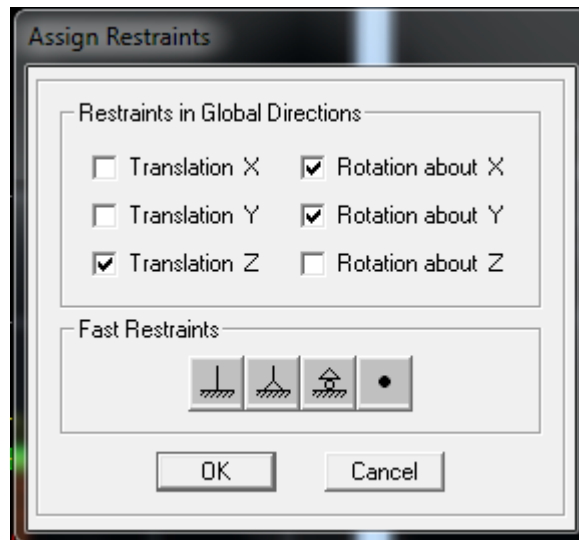
Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur.



**Figure 4.9 : Combinaisons de charge**

## 9. Condition aux limites

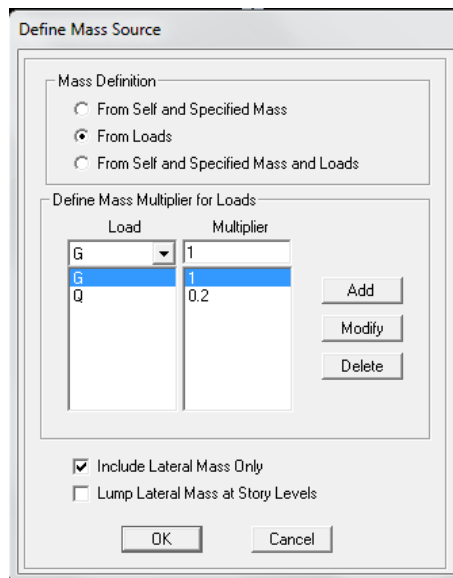
Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.



*Figure 4.10 : Système d'appuis*

## 10. Concentration des masses

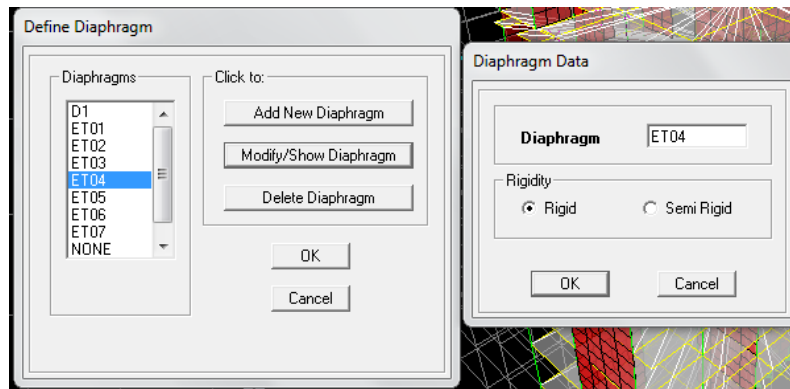
Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation).



*Figure 4.11 : Définition de masse*

## 11. Assignment de comportement de dalle

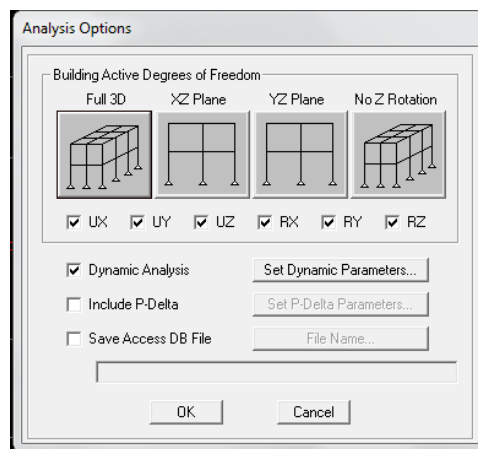
Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.



*Figure 4.12 : Introduction des diaphragmes*

## 12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).



*Figure 4.13 : Analyse*

## Annex B-Ferrailage des voiles

- 5.4.5.Ferrailage des voiles:

Les voiles sont ferrailés par la combinaison: 0.8G+E

### 5.4.5.1 Premier type : VL1

➤ Calcul de VL1 pour (S3) :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:  $A = 0.6\text{m}^2$

$V = 1.153\text{ m}$

$V' = 1.397\text{ m}$

$I = 0.377\text{ m}^4$

$N = F_z = 1393.06\text{ KN}$

$M = 1794.9\text{KN.m}$

➤  $T = 297.47\text{KN}$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1393.06}{0.6} + \frac{1794.9 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = 7.811\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1393.06}{0.6} - \frac{1794.9 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = -3.167\text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée.

➤ Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)

$N = 1832.84\text{ KN}$

$M = 1796.92\text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1832.84}{0.6} + \frac{1796.62 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = 8.549\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1832.84}{0.6} - \frac{1796.62 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = -2.439\text{MPa}$$

$\sigma_1 = 8.549\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$  .....condition vérifier.

$\sigma_2 = 2.439\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$  ..... condition vérifier.

➤ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{3.167}{3.167 + 7.811} \times 2.6$$

$X = 0.750\text{m}$

$Y = L - X = 2.6 - 0.750 = 1.85\text{ m}$

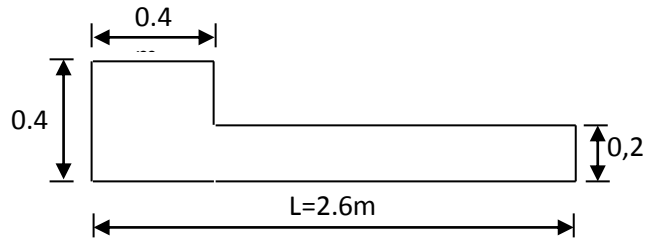
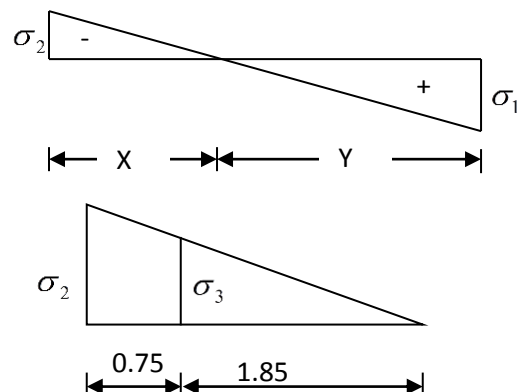


Figure 5.9. Vue en plan du voile plein en L LL.



Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-3.167 \times (0.750 - 0.4)}{0.750} = -1.477 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left( \frac{3.167 + 1.477}{2} \right) \cdot 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 371.52 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{371.52 \times 10}{400} = 9.288 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X-b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 1.477 \times (0.75 - 0.4) \times 0.2 \times 10^3 = 51.695 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{51.695 \times 10}{400} = 1.292 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 9.288 + 1.292$$

$$A_t = 10.58 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de  $A_{vj}$  :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 297.47 \times 10}{400} \times \frac{0.75}{2.6} = 3.303 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 10.58 + 3.303 = 13.883 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA 2003 :**

$$A_{Total} = 13.883 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,2 \times 0.75 \times 10^4 = 3.00 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 297.47 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2600} = 0.889 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.889 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2:**

$$\tau_b = 0.889 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5.00cm^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6.25cm^2$        $S_h = 25cm$

**N.B :** Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

• **Ferraillage de la 2<sup>eme</sup> partie**

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot a \cdot X = \frac{1}{2} \times 3.167 \times 0,20 \times 0.75 \times 10^3 = 237.525KN$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = \frac{237.525 \times 10}{400} = 5.938cm^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_{v3} + A_{vj} = 5.938 + 3.303 = 9.241cm^2$$

**D'après le RPA 2003 [1]**

$$A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X = 0.2\% \cdot 0.20 \times 0.75 \times 10^4 = 2.8cm^2$$

$$A_{Total} = 9.241cm^2 > A_{min} = 2.8cm^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30cm; 30cm) = 30cm$$

▪ **Choix d'armature :**

- ◆ **le poteau :** on prend  $A_p = 4T14 + 8T12 = 15.21 cm^2$ .
- ◆ **la zone voile :**  $A_{v_{extrémité}} = 2(2T12) = 4.52 cm^2$ .     $e = 10 cm$
- ◆ **La zone courante :**  $A_c = 2(7T12) = 7.85 cm^2$ .     $e = 20 cm$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1.85 - 0.75) \times 10^4 = 4.4cm^2$$

### 5.4.5.2. Deuxième Type : Voile pleine en U :

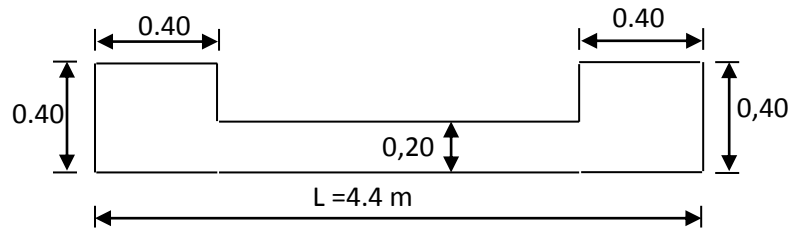


Figure 5.10. Vue en plan du voile plein en U.

#### ➤ Calcul de VL1 pour (S3) :

$$A = 1.04\text{m}^2$$

$$V = 2.20\text{m}$$

$$V' = 2.10\text{m}$$

$$I = 2.061\text{ m}^4$$

$$N = 4653.98\text{KN}$$

$$M = 5415.62\text{KN.m}$$

$$T = 1052.39\text{ KN}$$

#### ✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{4653.98}{1.04} + \frac{5415.62 \times 2.20}{2.061} \right] \cdot 10^{-3} = 9.967\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{4653.98}{1.04} - \frac{5415.62 \times 2.20}{2.061} \right] \cdot 10^{-3} = -1.017\text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent  $\longrightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée.

#### ✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$N = 1879.77\text{KN}$$

$$M = 5128.29\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1879.77}{1.04} + \frac{5128.29 \times 2.20}{2.061} \right] \times 10^{-3} = 6.35\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1879.77}{1.04} - \frac{5128.29 \times 2.20}{2.061} \right] \times 10^{-3} = -3.61\text{MPa}$$



$$\sigma_1 = 6.35 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = -3.61 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

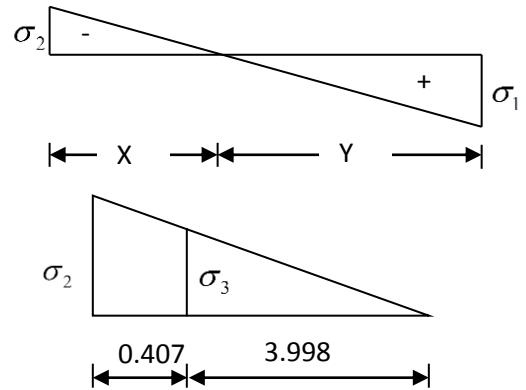
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{1.017}{9.967 + 1.017} \times 4.40 = 0.407 \text{m}$$

$$Y = L - X = 4.40 - 0.407 = 3.99 \text{m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-1.017 \times (0.407 - 0,4)}{0.407} = -0.017 \text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{1.017 + 0.017}{2} \right) \cdot 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 82.72 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{82.72 \times 10}{400} = 2.068 \text{cm}^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0.17 \times (0.407 - 0.4) \times 0,2 \times 10^3 = 0.119 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{0.119 \times 10}{400} = 0.002 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 12.62 + 8.03$$

$$A_t = 20.65 \text{cm}^2$$

▪ **Calcul de  $A_{vj}$  :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\overline{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1052,39 \times 10}{400} \times \frac{0,407}{4,4} = 3,747 \text{cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 2.070 + 3.747 = 5.817 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 35.33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,2 \times 0.407 \times 10^4 = 1.628 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

▪ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 1052,39 \times 10}{200 \times 0,9 \times 4400} = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 1,86 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5,00 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$        $S_h = 25 \text{ cm}$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a \cdot (Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (3,99 - 0,407) \times 10^4 = 13,76 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature :**

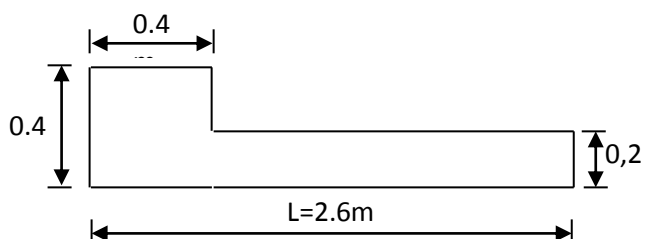
- **Les poteaux :**  $8T12 + 4T14 = 15,21 \text{ cm}^2$
- **La zone extrémité :**  $2(2T10) = 3,14 \text{ cm}^2$  ;  $e = 10 \text{ cm}$ .
- **La zone courante :**  $2(9T10) = 14,14 \text{ cm}^2$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

**V.3.3. Premier type : VL1**

➤ Calcul de VL1 pour (S4) :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec:  $A = 0,6 \text{ m}^2$



**Figure 5.11. Vue en plan du voile plein en L LL.**

$$\begin{aligned}
V &= 1.153 \text{ m} \\
V' &= 1.397 \text{ m} \\
I &= 0.377 \text{ m}^4 \\
N &= 1217.34 \text{ KN} \\
M &= 847.255 \text{ KN.m}
\end{aligned}$$

$$T = 304.26 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1217.34}{0,6} + \frac{847.255 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = 4.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1217.34}{0.6} - \frac{847.255 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = -0.562 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)**

$$N = 1845.66 \text{ KN}$$

$$M = 1842.86 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1845.66}{0.6} + \frac{1842.86 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = 8.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1845.66}{0,6} - \frac{1842.86 \times 1.153}{0.377} \right] \cdot 10^{-3} = -2.56 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 8.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  ..... condition vérifier.

$\sigma_2 = 2.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  ..... condition vérifier.

➤ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{0.562}{0.562 + 4.62} \times 2.6$$

$$X = 0.28 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2.6 - 0.28 = 2.32 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

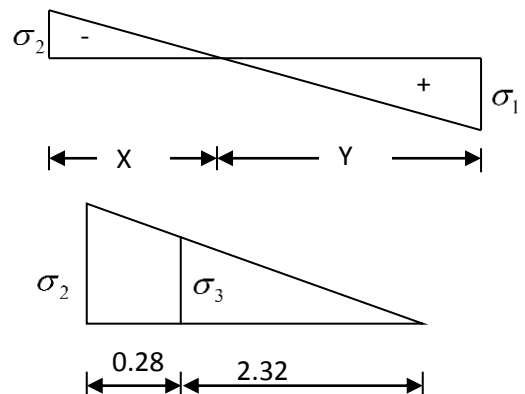
$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-0.562 \times (0.28 - 0.4)}{0.28} = -0.24 \text{ MPa}$$

➤ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left( \frac{0.562 + 0.24}{2} \right) 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 64.16 \text{ KN}$$



$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{64.16 \times 10}{400} = 1.604 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0.24 \times (0.28 - 0.4) \times 0.2 \times 10^3 = 306.24 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{2.88 \times 10}{400} = 7.656 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 1.604 + 7.656$$

$$A_t = 9.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 304.26 \times 10}{400} \times \frac{0.28}{2.6} = 2.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 9.26 + 2.99 = 12.25 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA 2003 :**

$$A_{Total} = 12.25 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \times 0.2 \times 0.28 \times 10^4 = 1.12 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 304.26 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2600} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2:**

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2$        $S_h = 25 \text{ cm}$

**N.B :** Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

• **Ferraillage de la 2<sup>eme</sup> partie**

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot a \cdot X = \frac{1}{2} \times 0.562 \times 0.20 \times 0.28 \times 10^3 = 15.736 \text{ KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = \frac{15.736 \times 10}{400} = 0.393 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_{v3} + A_{vj} = 0.393 + 1.261 = 1.654 \text{ cm}^2$$

**D'après le RPA 2003 [1]**

$$A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X = 0.2\% \cdot 0.20 \times 0.28 \times 10^4 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{Total} = 1.654 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

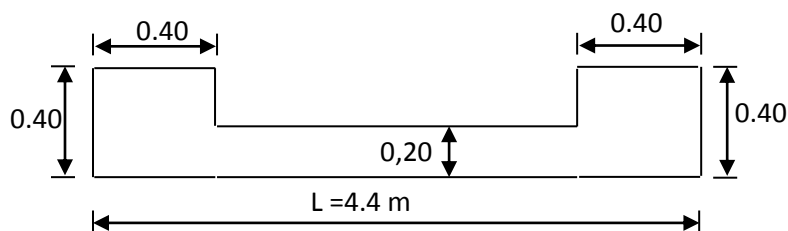
- ◆ **le poteau** : on prend  $A_p = 4T14 + 8T12 = 15.21 \text{ cm}^2$ .
- ◆ **la zone voile** :  $A_{v_{extrémité}} = 2(2T12) = 4.52 \text{ cm}^2$ .  $e = 10 \text{ cm}$
- ◆ **La zone courante** :  $A_c = 2(7T12) = 7.85 \text{ cm}^2$ .  $e = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0.2\% \cdot a(Y - X) = 0.2\% \times 0.2 \times (2.32 - 0.28) \times 10^4 = 8.16 \text{ cm}^2$$

**V.3.4. Deuxième Type : Voile pleine en U :**



**Figure 5.12.** Vue en plan du voile plein en U.

➤ Calcul de VL1 pour (S4) :

$$A = 1.04\text{m}^2$$

$$V = 2.20\text{m}$$

$$V' = 2.10\text{m}$$

$$I = 2.061 \text{ m}^4$$

$$N = 4653.98\text{KN}$$

$$M = 5145.62\text{KN.m}$$

$$T = 1055.61 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{4653.98}{1.04} + \frac{5145.62 \times 2.20}{2.061} \right] \cdot 10^{-3} = 9.96\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{4653.98}{1.04} - \frac{5145.62 \times 2.20}{2.061} \right] \cdot 10^{-3} = -0.89\text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent → Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$$N = 1888.32\text{KN}$$

$$M = 5148.28\text{KN.m}$$

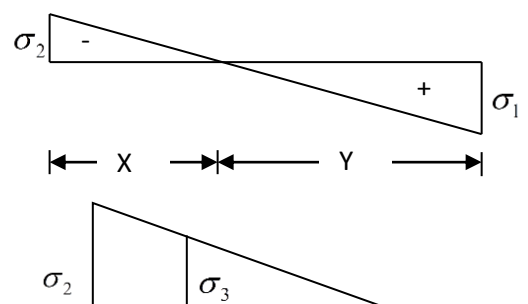
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1888.32}{1.04} + \frac{5148.28 \times 2.20}{2.061} \right] \times 10^{-3} = 7.31\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1879.77}{1.04} - \frac{5148.28 \times 2.20}{2.061} \right] \times 10^{-3} = -3.67\text{MPa}$$

$\sigma_1 = 7.31\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$  .....condition vérifier.

$\sigma_2 = -3.67\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$  .....condition vérifier.

✓ **Longueur de la zone tendue :**



$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{0.89}{9.96 + 0.89} \times 4.40 = 0.36m$$

$$Y = L - X = 4.40 - 0.36 = 4.04m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-0.89 \times (0.36 - 0.4)}{0.36} = -0.049MPa$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{0.89 + 0.049}{2} \right) \cdot 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 75.12KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{75.12 \times 10}{400} = 1.878cm^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0.049 \times (0.36 - 0.4) \times 0.2 \times 10^3 = 0.196.KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{0.196 \times 10}{400} = 0.0049cm^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 1.878 + 0.0049$$

$$A_t = 1.882cm^2$$

▪ **Calcul de  $A_{vj}$  :** On a :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 1055.61 \times 10}{400} \times \frac{0.36}{4.4} = 3.23cm^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 1.882 + 3.32 = 5.202cm^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 5.202 cm^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.2 \times 0.36 \times 10^4 = 1.44cm^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

▪ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 1055,61 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4400} = 1,86 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,86 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 1,86 \text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5,00 \text{cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{cm}^2$        $S_h = 25 \text{cm}$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{cm}; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (4,04 - 0,36) \times 10^4 = 14,72 \text{cm}^2$$

▪ **Choix d'armature :**

- **Les poteaux :**                       $8T12 + 4T14 = 15,21 \text{cm}^2$
- **La zone extrémité :**       $2(2T10) = 3,14 \text{cm}^2$  ; e = 10 cm.
- **La zone courante :**       $2(9T10) = 14,14 \text{cm}^2$  ; e = 20 cm



# ORGANIGRAMME -1-

## Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

### Cas général

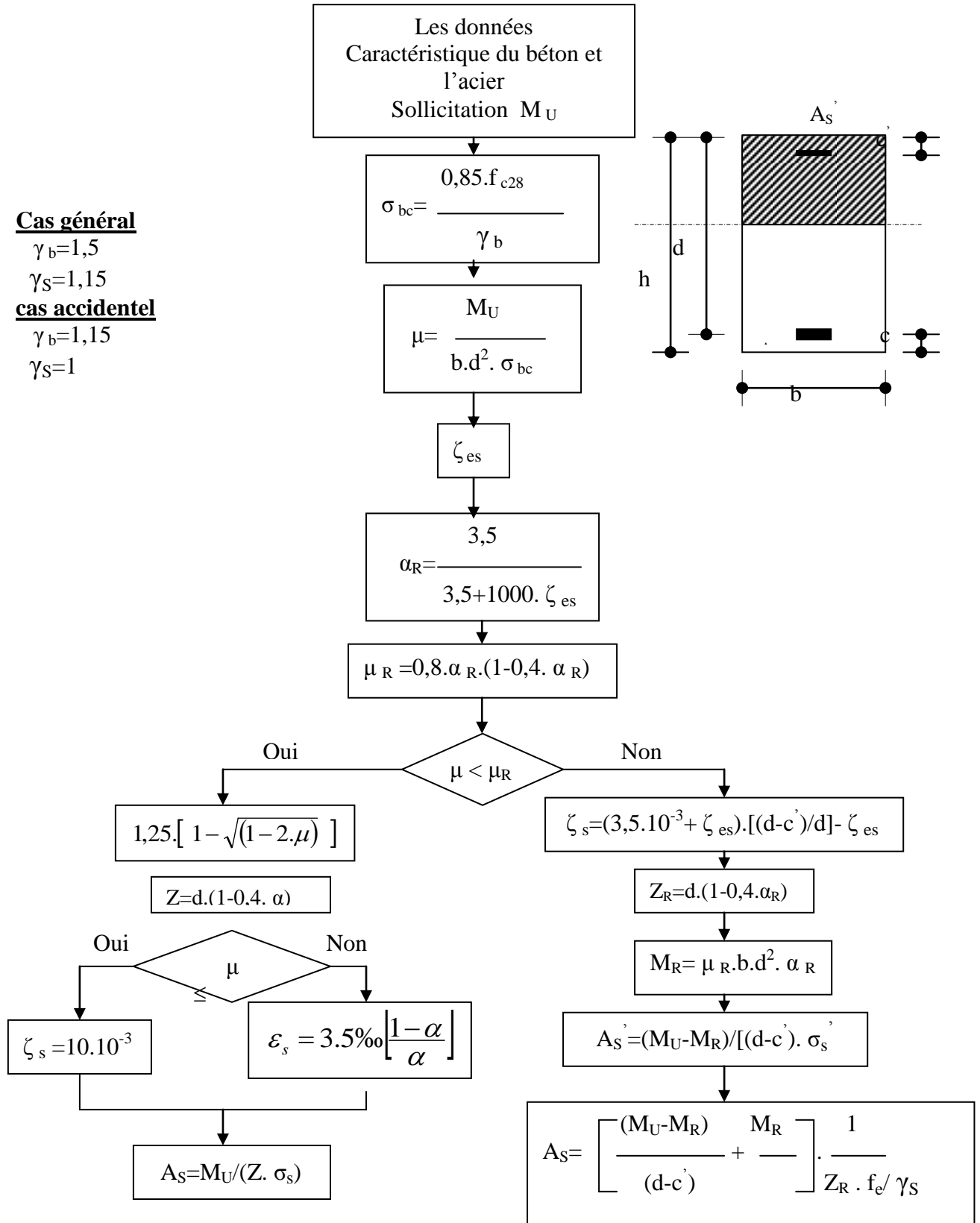
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

### cas accidentel

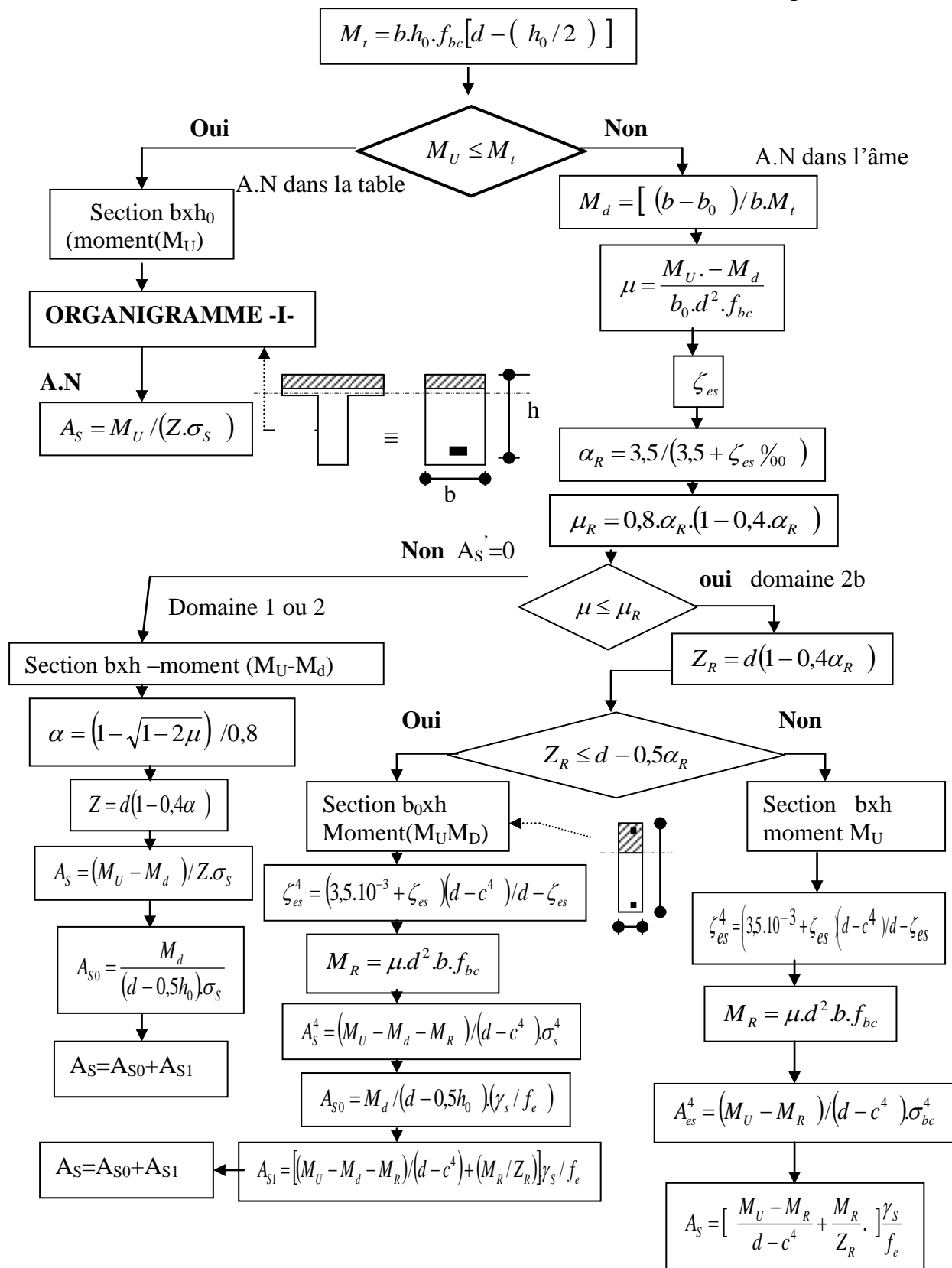
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



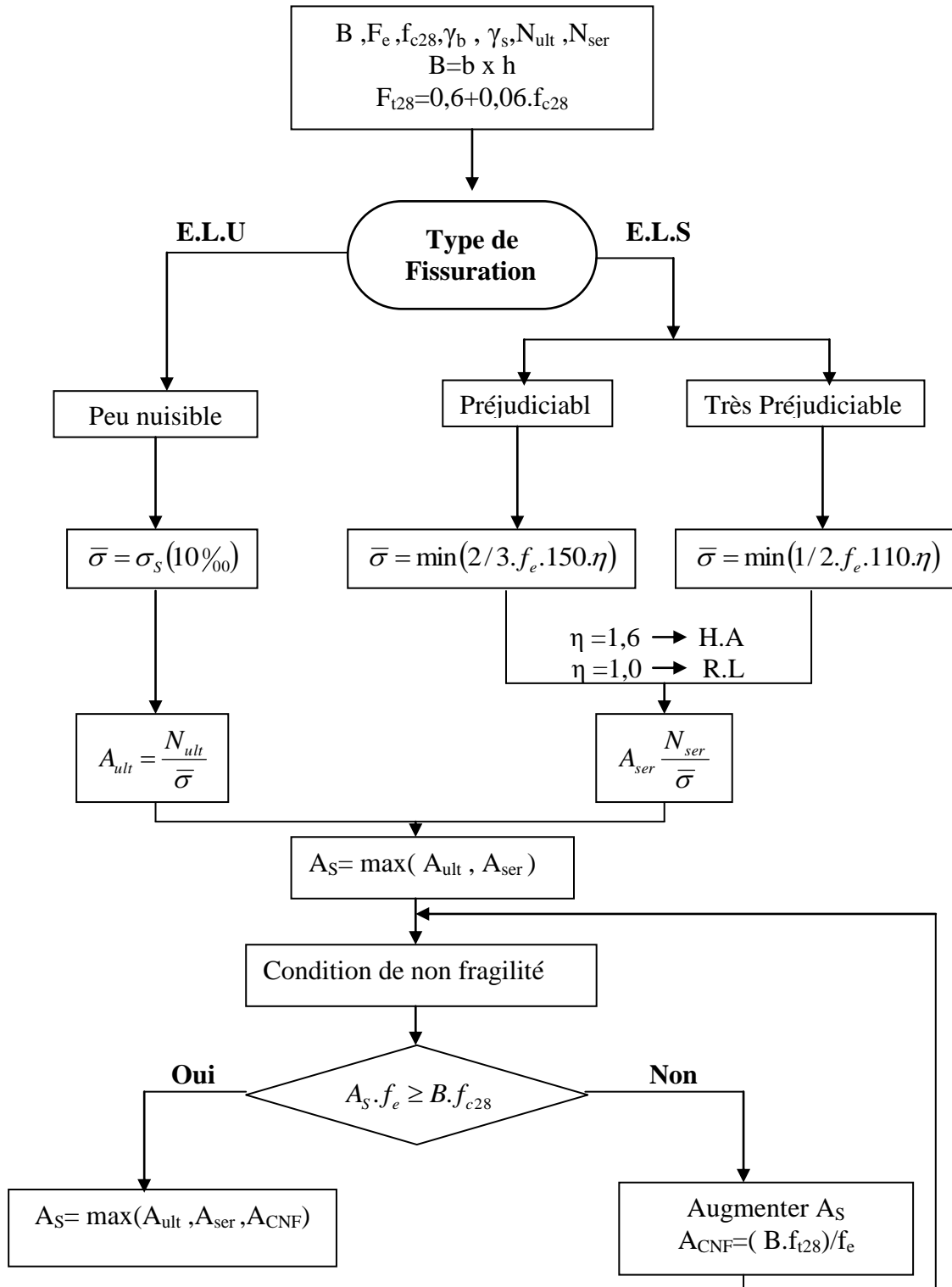
## Organigramme -2-

### Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



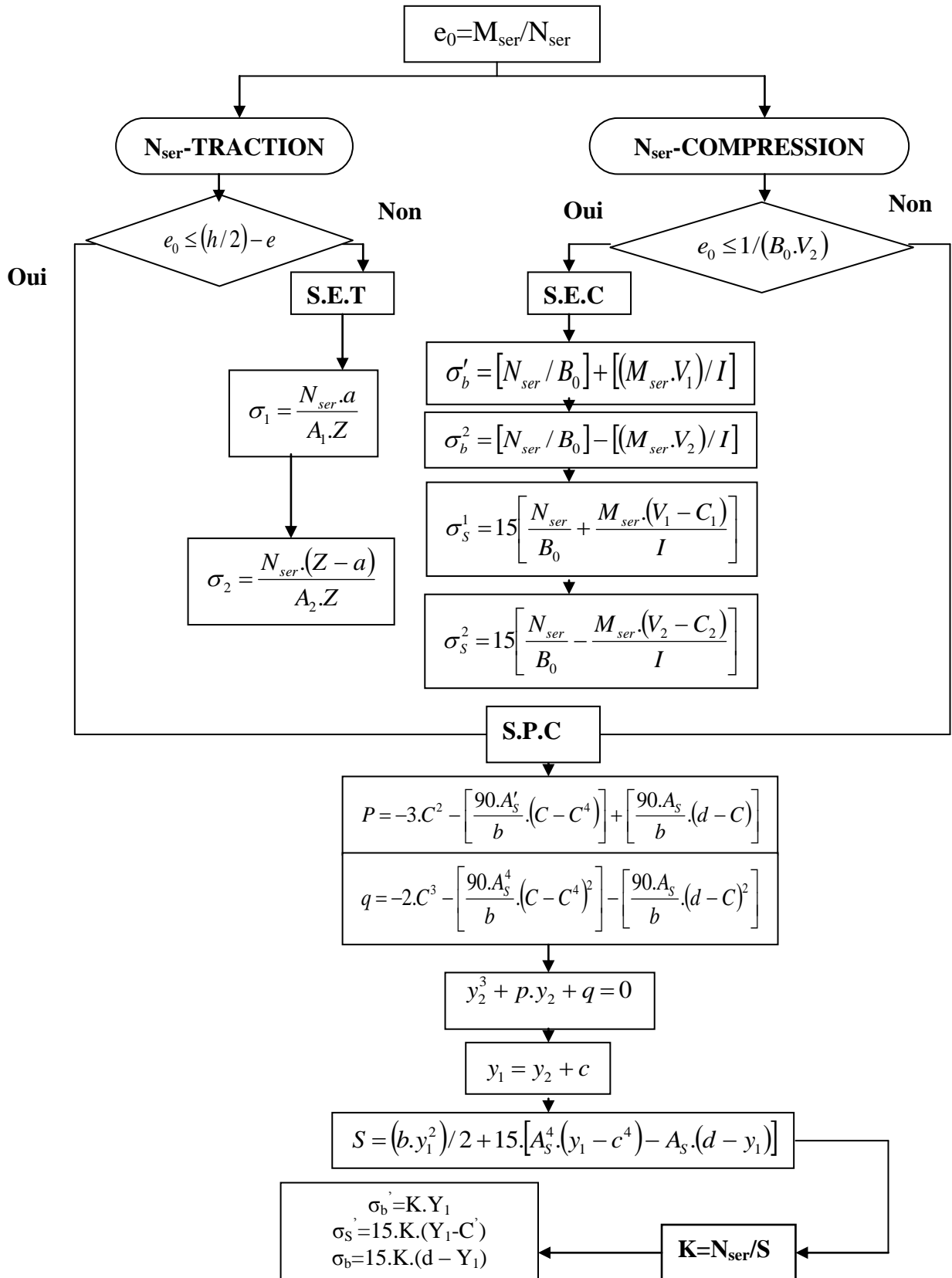
## ORGANIGRAMME -3-

### Traction simple



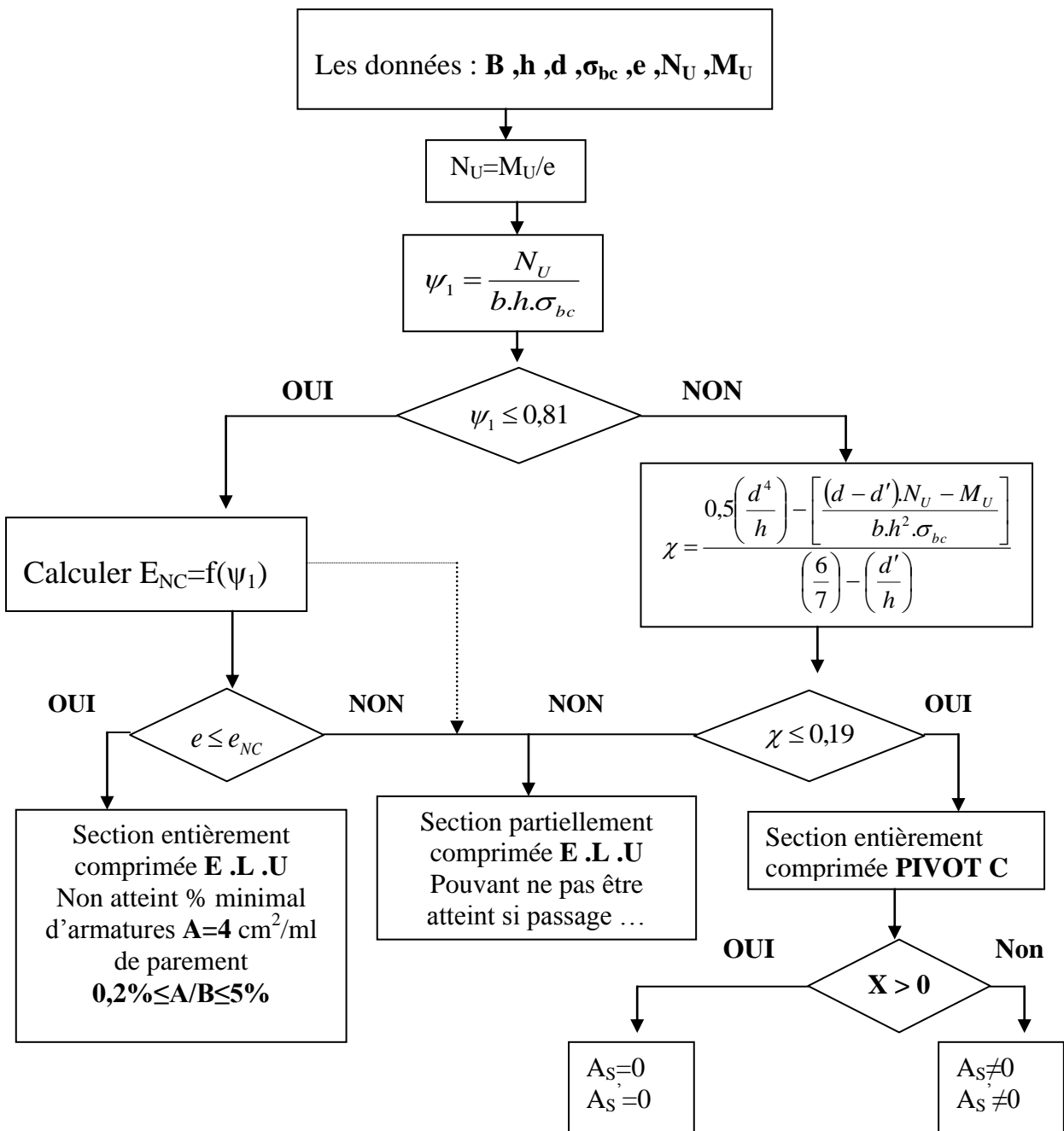
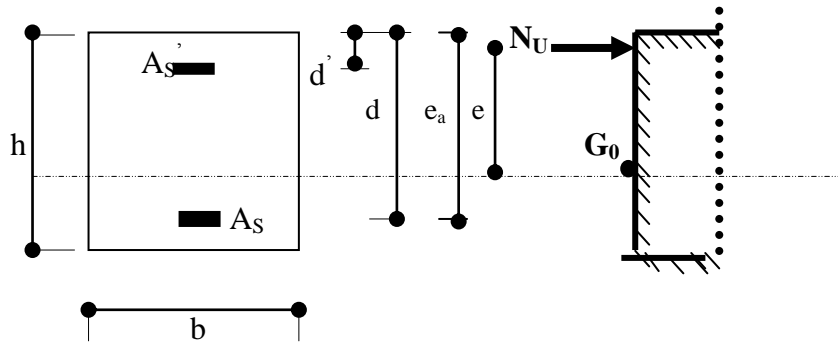
# ORGANIGRAMME-4-

## Flexion composee à E.L.



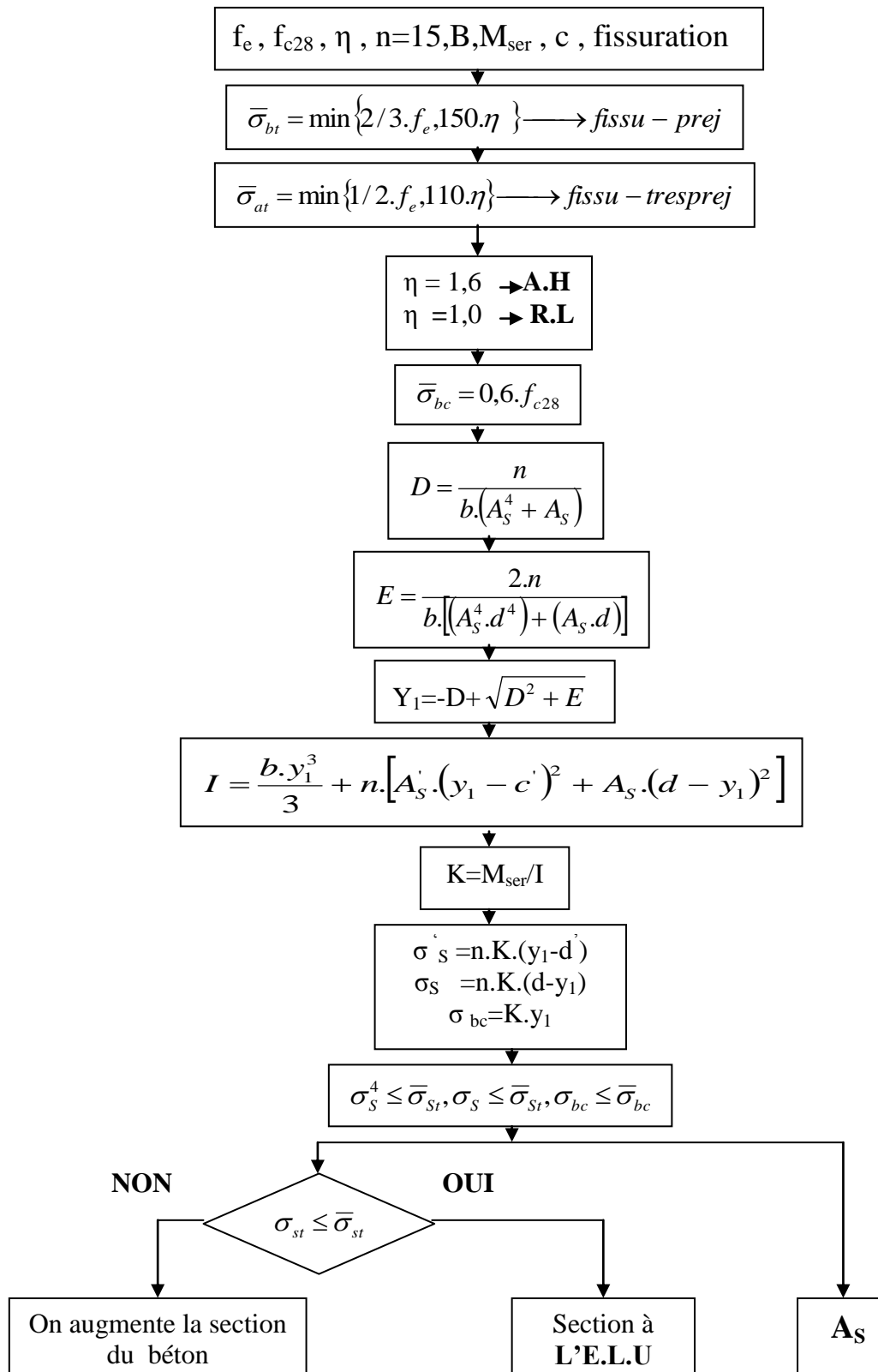
## Organigramme -5-

### Calcul d'une section rectangulaire A l'E.L.U en flexion composée



## Organigramme -6-

### Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



## Organigramme -7-

### Calcul des armatures d' une poutre soumise

#### A l'effort tranchant

