

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Djilali Bounaama KHEMIS MILIANA



Faculté des Sciences et Technologie
Département de Technologie
Mémoire de fin d'étude
Pour l'Obtention du Diplôme de Master
En Génie Civil
Spécialité : Structures
Thème



*Etude d'un bâtiment(R+9+1SSL) à usage socio-administratif
contreventé par plusieurs systèmes de contreventement*

• Réalisé par :

- *BELALIA Yousra*
- *BENYETTOU Hadjer*

• En cadré par :

- *Dr. BENYAMINA Smain*

Année Universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr Benyamina Smain** de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail*

En fin, tous nous amis, amies, et ceux qui ont contribues de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail qui ne sera pas réalisé sans l'aide de
« Allah » le tout puissante :*

*A ma très chère mère : safia qui a été à mes côtés et ma
soutenu durant toute ma vie, et mon cher père ben aicha qui
sacrifié tout sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes
parent que dieu les gardes.*

A mes très chère frères : abderrezak, ayoub

A ma très chère sœur : hanane

A tout ma famille sans exception

A mes très chère amies : nour el houda , fatiha

A tous mes amies A La promotion 2020.

En fin, je remercie mon amie mon binôme hadjer

Qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

yousra

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail qui ne sera pas réalisé sans l'aide de

« Allah » le tout puissante :

*A ma très chère mère : Kheira qui a été à mes côtés et ma
soutenu durant toute ma vie, et mon cher père abd elkader qui
sacrifié tout sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,*

merci mes parent

A mes très chère frères : Habib, abd el Karim, Ibrahim et redwane

A ma très chères sœurs : Fatima Zahra, Zineb et Kaltoum

A tout ma famille sans exception

A mes très chère amies : nour el houda , fatiha

A tous mes amies A La promotion 2020.

En fin, je remercie mon amie mon binôme youssra

Qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Hadjer

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز هيكل عمارة سكنية ذات (طابق ارضي +9 طوابق + طابق سفلي) الواقعة في مدينة الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (3). قياس وتسليح العناصر الهيكلية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر سنة 99 نسخة معدلة سنة 2003. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة ابعاد بواسطة ايتابس .تم تصميم ارضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات .تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما ان التحرك الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة .تسليح العناصر الهيكلية (الاعمدة والعارضات) تم بواسطة سكوتاك .اما الجدران الخرسانية المسلحة والعناصر الغير الهيكلية

الكلمات المفتاحية خرسانية. تعزيز. الحساب. ديناميكية . قاعدة اساسية

ESUME

Le présent mémoire étudie une structure d'un bâtiment d'habitation en (Rez-de-chaussée+9 étages +s/sol) situé ALGER. Qui est classée en zone sismique III. Le pré dimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99** et le **RPA99 version2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles. Le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des éléments non structuraux a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : béton, ferrailage, calcul, dynamique, fondation

ABSTRACT

This project presents a stability study of a structure consisting of a basement, ground floor and nine floor G + 9 +SS, in the state of Algerian . This zone was classified in seismic zone III according to the Algerian seismic rules to RPA99 2003 standard. The study of dynamic behavior under the influence of seismic activity was carried out using the **ETABS** program. Indeed, to ensure a good dynamic behavior of a building, the good behavior of reinforced walls is more important than the number of walls. The support elements (columns, beams, sails) were implemented by the **SOCOTEC** reinforcement program and the secondary elements were manufactured manually. As long as the jogging soles do not check the stability of the building, it is chosen as the general rule.

Key words: concrete, reinforcement, calculation, dynamic, foundation

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| I.1. Introduction. | 03 |
| I.2. Présentation de l'ouvrage | 03 |
| I.3. Caractéristiques géométriques | 03 |
| I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux | 05 |
| I.5. Caractéristiques du sol | 09 |
| I.6. Hypothèses de calcul | 09 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

| | |
|--|----|
| II.1. Introduction | 10 |
| II.2. Pré dimensionnement des planchers | 10 |
| II.3. Evaluation des charges et surcharges | 12 |
| II.4. Pré dimensionnement des poutres | 16 |
| II.5. Pré dimensionnement des poteaux | 18 |
| II.6. Pré dimensionnement des voiles | 25 |

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments non structuraux

| | |
|---------------------------|----|
| III.1. Acrotère | 27 |
|---------------------------|----|

| | |
|---|----|
| III.2. Plancher en corps creux | 34 |
| III.3. Etude de la dalle machine | 60 |
| III.4. Balcons | 66 |
| III.5. Escaliers | 72 |
| III.6. Etude de la poutre palière | 85 |

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

| | |
|--|-----|
| IV.1. Introduction. | 90 |
| IV.2. Objectifs de l'étude dynamique | 90 |
| IV.3. Calcul dynamique du bâtiment | 91 |
| IV.4. Interprétation des résultats | 95 |
| IV.5. Conclusion. | 126 |

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|---------------------------------------|-----|
| V.1. Introduction | 128 |
| V.2. Ferrailage des poteaux | 128 |
| V.3. Ferrailage des poutres | 138 |
| V.4. Ferrailage des voiles | 151 |

Chapitre V : Etude des Fondation

| | |
|---|-----|
| VI.1. Introduction | 173 |
| VI.2. VI.2. Etude des fondations | 173 |
| VI.3. Etude de la longrine | 189 |
| VI.4. Etude de Voile périphérique | 191 |
| Conclusion | 193 |

Référence

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : vue en plan | 04 |
| Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton a ELU..... | 07 |
| Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformations à L'ELS | 07 |
| Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U | 08 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

| | |
|---|----|
| Figure II.1. plancher à corps creux | 11 |
| Figure II.2 : Dispositions des poutrelles | 11 |
| Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux | 13 |
| Figure II.4. Coupe du plancher étage courant à corps creux | 13 |
| Figure II.5. Constituants d'un mur extérieur | 14 |
| Figure II.6. Constituants d'un mur intérieur | 15 |
| Figure II.7. Coupe de voile en élévation | 25 |
| Figure II. 8. coupe de voile en plan | 26 |

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments non structuraux

| | |
|--|----|
| Figure III.1. Acrotère | 27 |
| Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère | 27 |
| Figure III.3. Diagrammes des efforts à l'ELU. | 28 |
| Figure III.4. Section de l'acrotère | 29 |
| Figure III.5. Dimension de l'acrotère | 31 |
| Figure III.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère | 33 |
| Figure.III.7. Dimension des poutrelles | 34 |
| Figure III.8. Disposition constructive des armatures des poutrelles | 52 |

| | |
|--|----|
| Figure III.9. Disposition constructive des armatures de la table de compression | 54 |
| Figure III.10 . Disposition constructive des armatures de la dalle pleine | 60 |
| Figure III.11. Ferrailage de la dalle machine | 66 |
| Figure III.12. Dimensions du balcon | 67 |
| Figure III.13. Schéma statique du balcon | 67 |
| Figure III.14. Diagramme des efforts internes | 68 |
| Figure III.15. Ferrailage de balcon | 72 |
| Figure III.16. Vue en 3D de l'escalier de l'étage courant | 73 |
| Figure III.17. Schéma statique l'escalier | 74 |
| Figure III.18. Schéma statique de l'escalier (partie AB) à ELU. | 76 |
| Figure III.19. Diagramme des moments et des efforts tranchants | 78 |
| Figure III.20. Schéma statique de l'escalier (partie AB) à ELS | 78 |
| Figure III.21. Diagramme des moments et des efforts tranchant | 80 |
| Figure III.22. Ferrailage final d'escalier | 85 |
| Figure III.23 : Chargement de poutre palière | 86 |
| Figure III.24: Ferrailage de la poutre palière. | 89 |

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1. Spectre de réponse d'après RPA | 95 |
| Figure IV.2. Premier modèle par ETABS. | 95 |
| Figure IV.3. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 1 | 96 |
| Figure IV.4. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 2 | 96 |
| Figure IV.5. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 3. | 97 |
| Figure IV.6 : Deuxième modèles par ETABS. | 102 |
| Figure IV.7 : Deuxième modèles mode 1. | 102 |
| Figure IV.8 Deuxième modèles mode 2. | 103 |
| Figure IV.9 : Deuxième modèles mode 3. | 103 |
| Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre. | 111 |

| | |
|---|-----|
| Figure. IV.11. Schéma du renversement | 113 |
| Figure. IV.12. Troisième modèle par ETABS. | 115 |
| Figure. IV.13. Troisième modèle mode 1. | 115 |
| Figure. IV.14. Troisième modèle mode 2. | 115 |
| Figure. IV.15. Troisième modèle mode 3. | 116 |

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| Figure V.1. Ferrailage des poteaux | 138 |
| Figure.V.2. arrêt de barres forfaitaire. | 147 |
| Figure V.3. Ferrailage des poutres porteuse 30*40. | 149 |
| Figure V.4. Ferrailage des poutres non porteuse 30*35. | 150 |
| Figure V.5. Vue en plan | 153 |
| Figure V.6. Vue en plan du voile Vx1 plein en L | 153 |
| Figure V.7. Vue en plan du voile plein en U. | 157 |
| Figure V.8. Vue en plan du voile Vy3 plein en L | 163 |
| Figure V.9. Schéma ferrailage de voile en L | 171 |
| Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile en forme U | 171 |
| Figure V.11. Ferrailage de l'ascenseur | 171 |

Chapitre V : Etude des Fondation

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux | 176 |
| Figure VI.2 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée. | 178 |
| Figure VI.3. Contraintes sous le radier | 180 |
| Figure VI.4. Ferrailage des nervures sens x-x, sens y-y. | 187 |
| Figure VI.5. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y. | 188 |
| Figure VI.6. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y | 188 |
| Figure VI.7. Ferrailage longrine | 191 |
| Figure.VI.8. Ferrailage du voile périphérique. | 192 |

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 Caractéristiques des Aciers. | 08 |
|--|----|

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

| | |
|--|----|
| Tableau .II.1 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible | 12 |
| Tableau. II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux. | 13 |
| Tableau. II. 3: Évaluation des charges revenant au plancher SSOL en dalle pleine | 14 |
| Tableau .II.4 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs | 14 |
| Tableau .II.5 : Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs. | 15 |
| Tableau .II.6 : Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine | 15 |
| Tableau .II.7 : Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine | 16 |
| Tableau .II.8 : Surface des poteaux sollicités. | 19 |
| Tableau. II.9 : Dégression des surcharges. | 22 |
| Tableau. II.10 : pré-dimensionnement des poteaux centraux. | 24 |
| Tableau .II.11 : pré-dimensionnement des poteaux. | 24 |

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments non structuraux

| | |
|--|----|
| Tableau III.1 : Caractéristiques de l'acrotère..... | 29 |
| Tableau III.2 : Les types des poutrelles..... | 35 |
| Tableau III.3 : Évaluation des charges et surcharge avant le coulage ... | 36 |
| Tableau III.4: Évaluation des charges et surcharge après le coulage..... | 39 |
| Tableau III.5 : vérification des conditions et les Méthodes retenues..... | 40 |
| Tableau III.6 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1..... | 41 |
| Tableau III.7 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1..... | 41 |
| Tableau III.8 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1..... | 42 |
| Tableau III.9 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°1..... | 42 |
| Tableau III.10: Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°1..... | 42 |

| | |
|---|----|
| Tableau III.11 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°1 | 43 |
| Tableau III.12 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2..... | 43 |
| Tableau III.13 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2..... | 43 |
| Tableau III.14 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2..... | 44 |
| Tableau III.15 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3..... | 44 |
| Tableau III.16 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3..... | 44 |
| Tableau III.17 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3..... | 45 |
| Tableau III.18 : Valeurs maximales des sollicitations..... | 45 |
| Tableau III.19 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.. .. | 46 |
| Tableau III.20 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis | 46 |
| Tableau III.21 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS..... | 48 |
| Tableau III.22 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche | 50 |
| Tableau III.23 : Ferrailage de la dalle pleine..... | 55 |
| Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 58 |
| Tableau III.25 : Vérification de la flèche..... | 59 |
| Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x) | 62 |
| Tableau III.27 :Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y | 62 |
| Tableau III.28 :Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis..... | 63 |
| Tableau III.29 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens..... | 65 |
| Tableau III.30 : Combinaison des charges. | 68 |
| Tableau III.31 : Calcul des efforts interne | 68 |
| Tableau III.32 : Ferrailage du balcon | 69 |
| Tableau III.33 : Vérification des contraintes du balcon | 70 |
| Tableau III.34 : charges à l'ELU et l'ELS | 76 |
| Tableau III.35 : Ferrailage de l'escalier | 81 |
| Tableau III.36 : Vérification des contraintes à l'E.L.S | 83 |
| Tableau.III.37 : Vérification du la flèche de l'escalier | 84 |

| | |
|---|----|
| Tableau III.38: Ferraillage de la poutre palière | 87 |
| Tableau III.39: Vérification à L'E.L.S | 88 |

Chapitre IV : ETUDE DINAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure | 94 |
| Tableau IV.2. Pourcentage de participation massique du Premier modèle | 97 |
| Tableau IV.3 : Vérification des périodes du Premier modèle | 98 |
| Tableau IV.4 : Calcul de la force sismique du Premier modèle | 99 |
| Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du Premier Modèle | 100 |
| Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étages Sens x-x du Premier modèle | 101 |
| Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étages Sens y-y du Premier Modèle. | 101 |
| Tableau IV.8 : Pourcentage de participation massique du modèle finale | 104 |
| Tableau IV.9: Pourcentage de participation massique du Deuxième modèle R=4. | 104 |
| Tableau IV.10: Pourcentage de participation massique du Deuxième modèle R=5. | 105 |
| Tableau IV.11: Vérification des périodes du deuxième modèle R=3.5 | 105 |
| Tableau IV.12: Vérification des périodes du deuxième modèle R= 4 | 106 |
| Tableau IV.13: Vérification des périodes du deuxième modèle R= 5 | 106 |
| Tableau IV.14 : Calcul de la force sismique du Deuxième modèle R=3.5 | 106 |
| Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=3.5 | 106 |
| Tableau IV.16 : Calcul de la force sismique du deuxième modèle R=4 | 107 |
| Tableau IV.17: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=4 | 107 |
| Tableau IV.18: Calcul de la force sismique du deuxième modèle R=5 | 107 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV.19: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=5 | 107 |
| Tableau IV.20: Détermination de l'excentricité | 108 |
| Tableau IV.21: Vérification des charges verticale à la base pour R=3.5 | 108 |
| Tableau IV.22 : Vérification des charges verticale à la base pour R=4 | 109 |
| Tableau IV.23 : Vérification des charges verticale à la base pour R=5 | 109 |
| Tableau IV.24 : Vérification des déplacements inter-étages Sens x-x du deuxième modèle R=3.5 | 110 |
| Tableau IV.25 : Vérification des déplacements inter-étages Sens y-y du deuxième modèle R=3.5 | 110 |
| Tableau IV.26 : Vérification l'effet p- Δ du deuxième modèle R=3.5 Sens x-x | 111 |
| Tableau IV.27. Vérification l'effet p- Δ du deuxième modèle R=3.5 Sens y-y | 112 |
| Tableau IV.28 : Vérifications des Sollicitations normales du deuxième modèle | 112 |
| Tableau. IV.29: vérification du renversement | 114 |
| Tableau. IV.30: vérification du renversement | 114 |
| Tableau IV.31 : Pourcentage de participation massique pour R=4 et R=5 | 116 |
| Tableau IV.32 : Vérification des périodes | 117 |
| Tableau IV.33 : Calcul de la force sismique pour R=4 | 117 |
| Tableau IV.34 : Calcul de force sismique pour Troisième modèle R=5 | 117 |
| Tableau IV.35: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour Troisième modèle R=4 | 117 |
| Tableau IV.36 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour Troisième modèle R=5 | 117 |
| Tableau IV.37: Détermination de l'excentricité | 118 |
| Tableau IV.38: Vérification des charges verticale à la base | 118 |
| Tableau IV.39: Vérification des efforts horizontale à la base | 119 |
| Tableau IV.40: Vérification des efforts horizontale à la base | 119 |

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.41: Vérification des charges verticale à la base | 119 |
| Tableau IV.42: Vérification de la portance vis-à-vis l'effort horizontal | 120 |
| Tableau IV.43 : Vérification des déplacements inter étages Troisième modèle Sens x-x pour R=4 | 121 |
| Tableau IV.44 : Vérification des déplacements inter étages Troisième modèle Sens y-y pour R=4 | 121 |
| Tableau IV.45 : Vérification des déplacements inter étages de Troisième modèle Sens x-x pour R=5 | 121 |
| Tableau IV.46 : Vérification des déplacements inter étages de Troisième modèle Sens y-y pour R=5 | 122 |
| Tableau IV.47: Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens x-x pour R=4 | 122 |
| Tableau IV.48 : Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens y-y pour R=4 | 122 |
| Tableau IV.49 : Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens x-x pour R=5 | 123 |
| Tableau IV.50 : Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens y-y pour R=5 | 123 |
| Tableau IV.51 : Vérifications des Sollicitations normales du Troisième modèle pour R=4 | 124 |
| Tableau IV.52 : Vérifications des Sollicitations normales du Troisième modèle pour R=5 | 124 |
| Tableau. IV.53. vérification du renversement de Troisième modèle pour R=4 | 125 |
| Tableau. IV.54. vérification du renversement de Troisième modèle pour R=4 | 125 |
| Tableau. IV.55 : vérification du renversement de Troisième modèle pour R=5 | 125 |
| Tableau. IV.56 : vérification du renversement de Troisième modèle pour R=5 | 126 |

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| Tableau. V.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) | 129 |
| Tableau. V.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$). | 129 |

| | |
|--|-----|
| Tableau. V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) | 130 |
| Tableau. V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) | 130 |
| Tableau. V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) | 130 |
| Tableau. V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) | 131 |
| Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux | 131 |
| Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux | 132 |
| Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux | 132 |
| Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. | 133 |
| Tableau V. 11 : Espacements maximales selon RPA99 | 134 |
| Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux | 135 |
| Tableau V.13 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure | 137 |
| Tableau V.14 : Ferrailage des poutres principales (situation durable) | 139 |
| Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle) | 140 |
| Tableau V.16 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle) | 141 |
| Tableau V.17 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable) | 141 |
| Tableau. V.18: Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle) | 142 |
| Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres principal | 143 |
| Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres secondaires | 143 |
| Tableau V.21 : Vérification de la condition de non fragilité | 144 |
| Tableau V.22 : Vérification des poutres principales | 144 |
| Tableau V.23 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS | 145 |
| Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement | 145 |
| Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales | 146 |
| Tableau V.26 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche | 148 |
| Tableau V.27 : Les données | 154 |
| Tableau V.28 : Les données | 157 |
| Tableau V.29 : Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x | 160 |

| | |
|---|-----|
| Tableau V.30 : Calcul des contraintes | 160 |
| Tableau V.31 : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x | 161 |
| Tableau V.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x | 161 |
| Tableau V.33 : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x | 162 |
| Tableau V.34 : Choix d'armature des voiles | 162 |
| Tableau V.35 : les données | 163 |
| Tableau V.36 :Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y | 167 |
| Tableau V.37 : Calcul des contraint | 168 |
| Tableau V.38 : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y | 168 |
| Tableau .V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y | 169 |
| Tableau .V.40 : Choix d'armature des voiles | 169 |
| Tableau .V.41 : Caractéristique de l'ascenseur | 170 |
| Tableau .V.42 : Choix d'armature du voile | 170 |

Chapitre VI : Etude de fondation

| | |
|---|-----|
| Tableau .VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations | 174 |
| Tableau. VI.2 : Sections des semelles filantes | 175 |
| Tableau .VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU | 181 |
| Tableau .VI.4 Vérification des contraintes à l'ELS | 181 |
| Tableau .VI.5 .Calcul des moments à l'ELU | 183 |
| Tableau .VI.6 .Calcul des moments à l'ELS | 183 |
| Tableau .VI.7 .Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier | 184 |
| Tableau .VI.8 .Vérification des contraintes | 184 |
| Tableau .VI.9 .Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y | 185 |
| Tableau.VI.10 .vérification des contraintes à l'ELS | 185 |

| | |
|--|-----|
| Tableau.VI.11. revenir vérification des contraintes à l'ELS | 186 |
| Tableau .VI.12. Ferraillage final des nervures | 186 |
| Tableau .VI.13 Espacement des armatures transversales | 187 |
| Tableau .VI.14. Choix des armatures transversales | 187 |
| Tableau .VI.15. Ferraillage du débord | 189 |
| Tableau .VI.16. Vérification des contraintes du débord | 189 |

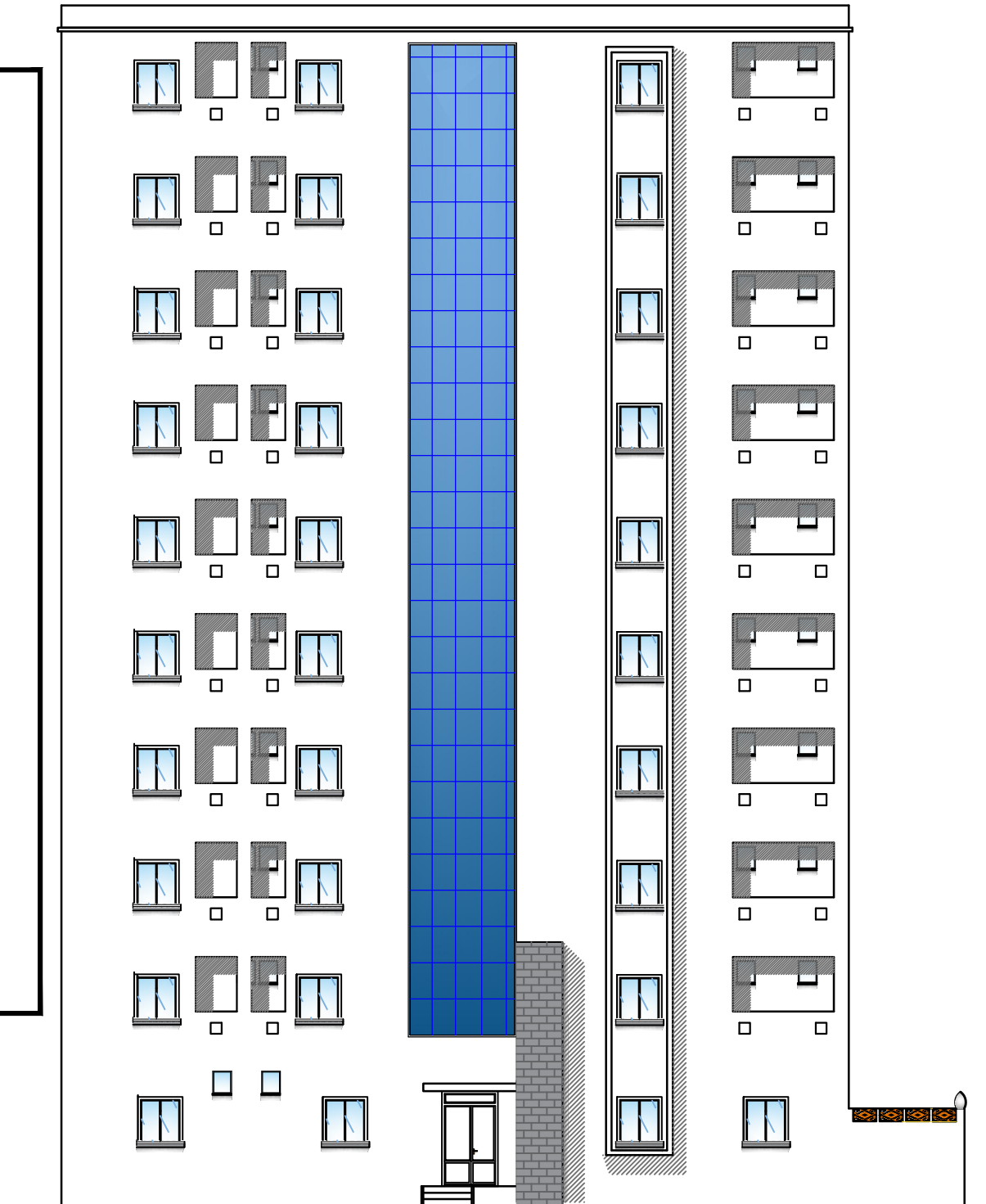
Liste des symboles

- × A : Coefficient d'accélération de zone,.
- × A_s : Aire d'une section d'acier.
- × A_t : Section d'armatures transversales.
- × B : Aire d'une section de béton.
- × \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- × \bar{q} : Capacité portante admissible.
- × Q : Charge d'exploitation.
- × γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- × γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- × σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- × σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- × $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- × $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- × τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- × τ : Contrainte tangentielle.
- × β : Coefficient de pondération.
- × σ_{sol} : Contrainte du sol.
- × σ_m : Contrainte moyenne.
- × G : Charge permanente.
- × ξ : Déformation relative.
- × V_0 : Effort tranchant a 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.

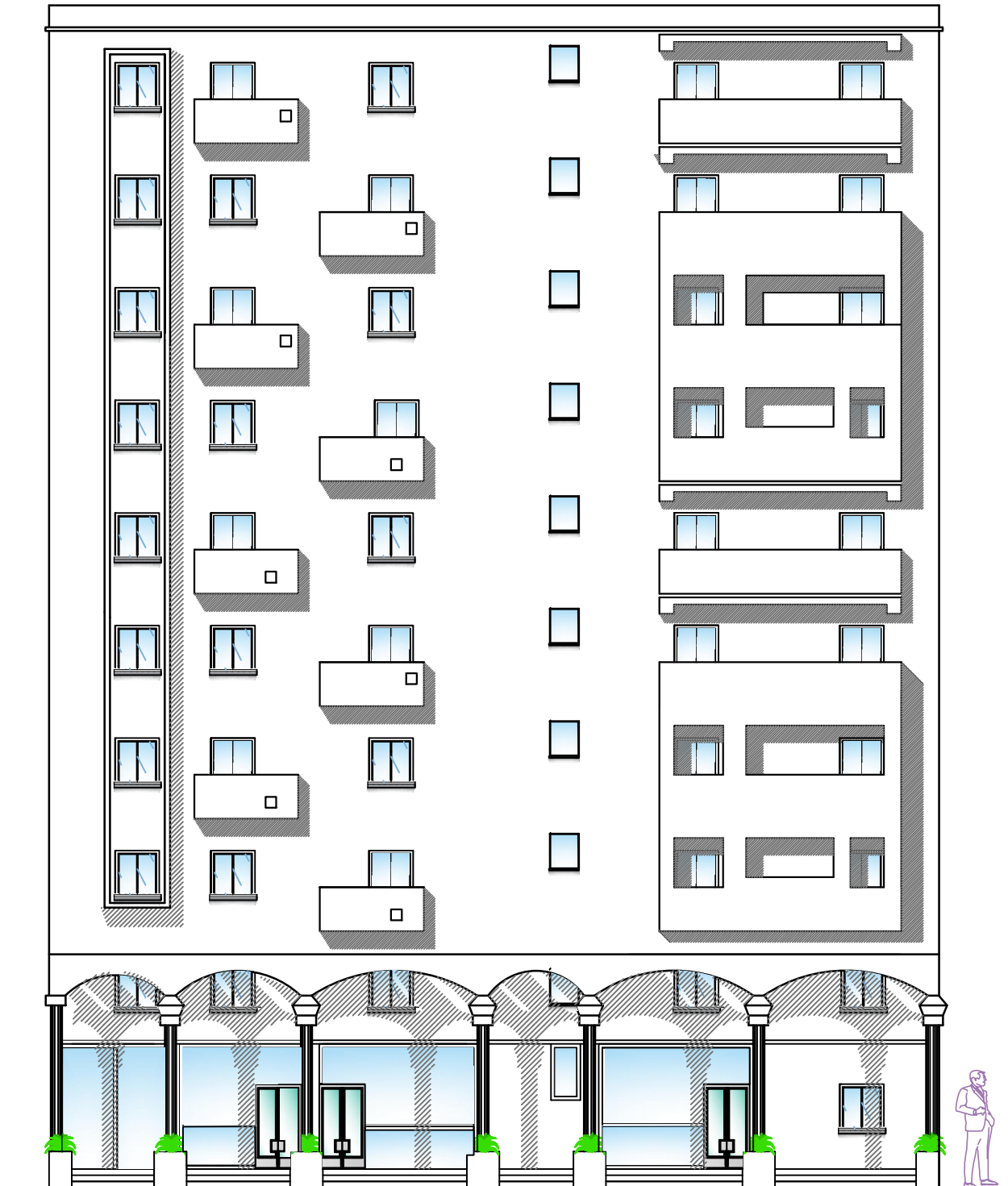
- × λ : Elancement.
- × e : Epaisseur
- × D : Fiche d'ancrage.
- × L : Longueur ou portée.
- × L_f : Longueur de flambement.
- × d : Hauteur utile.
- × F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- × M_u : Moment à l'état limite ultime.
- × M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- × M_t : Moment en travée.
- × 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.
- × I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- × I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les 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.
- × f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- × f_{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.
- × δ : 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

PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

FACADE EST

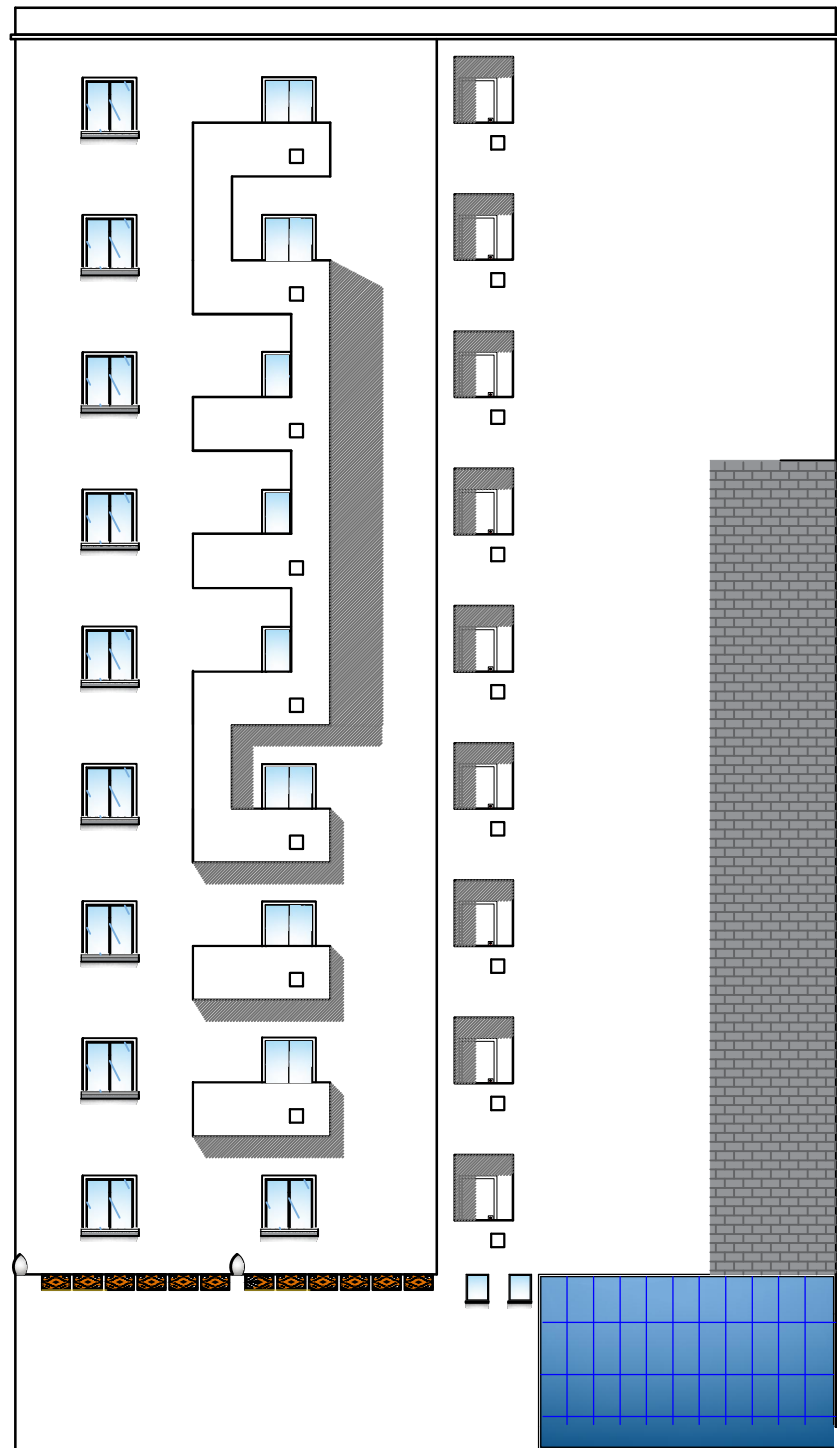


FACADE OUEST

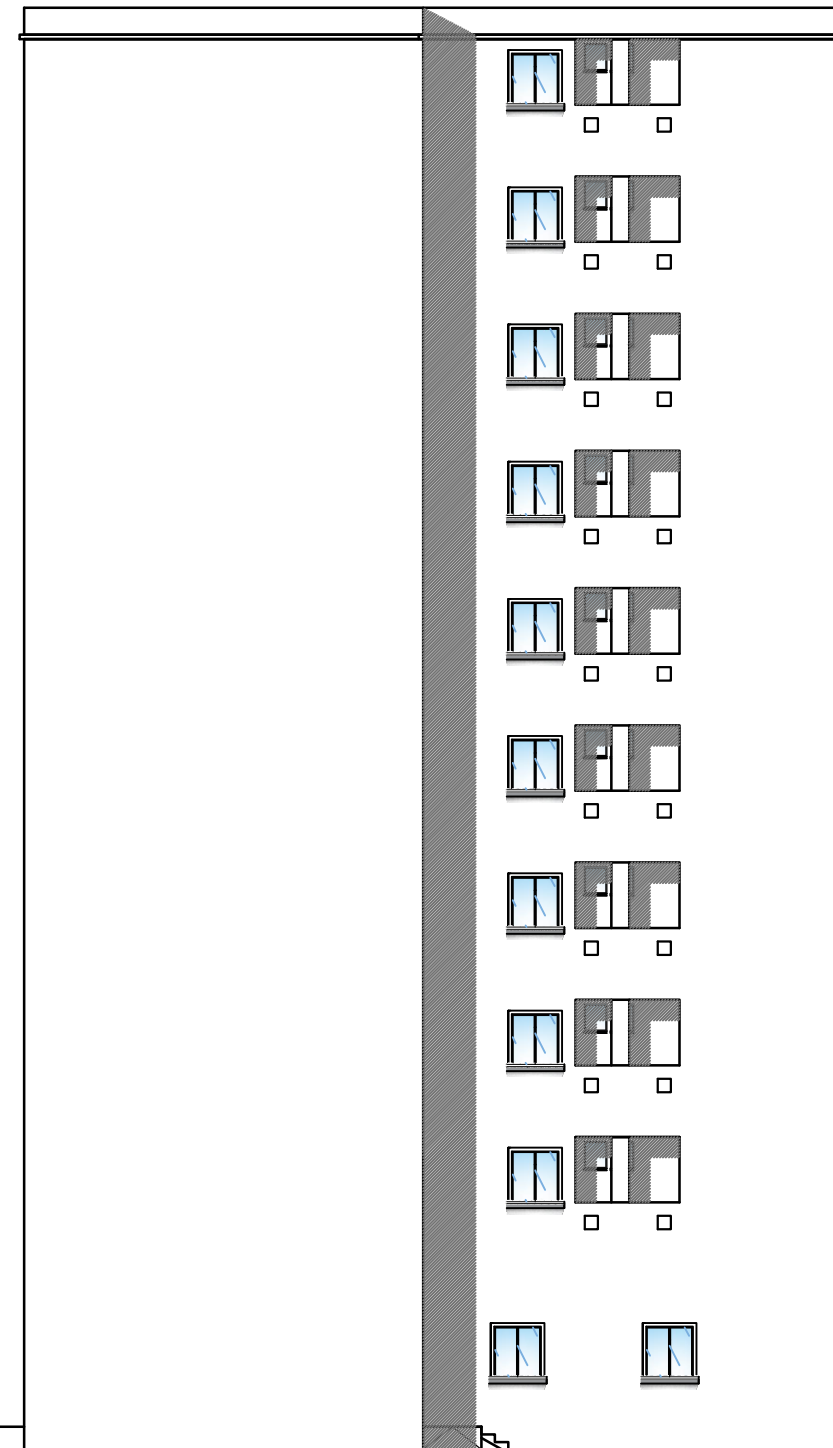


PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

FACADE NORD



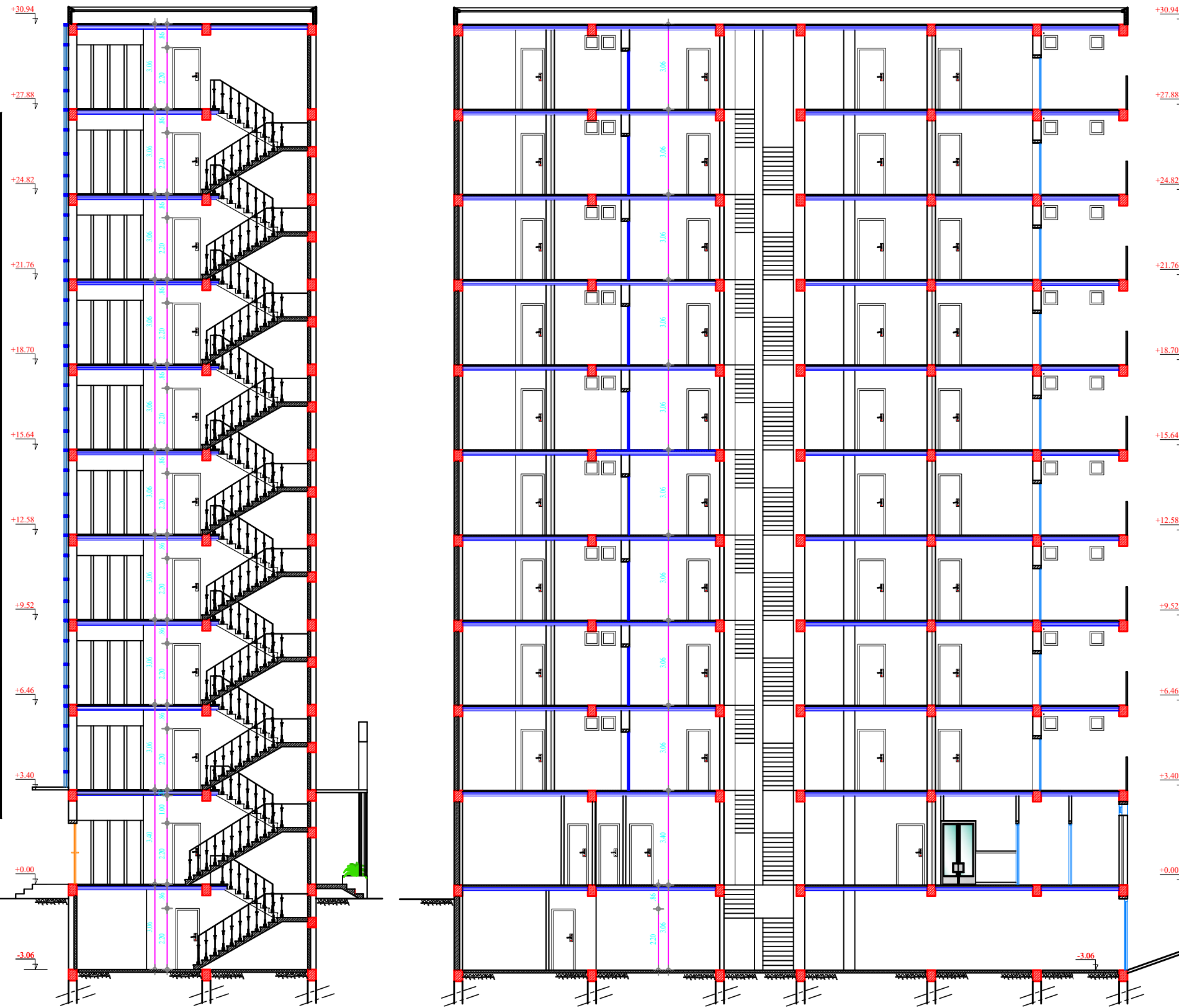
FACADE SUD



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

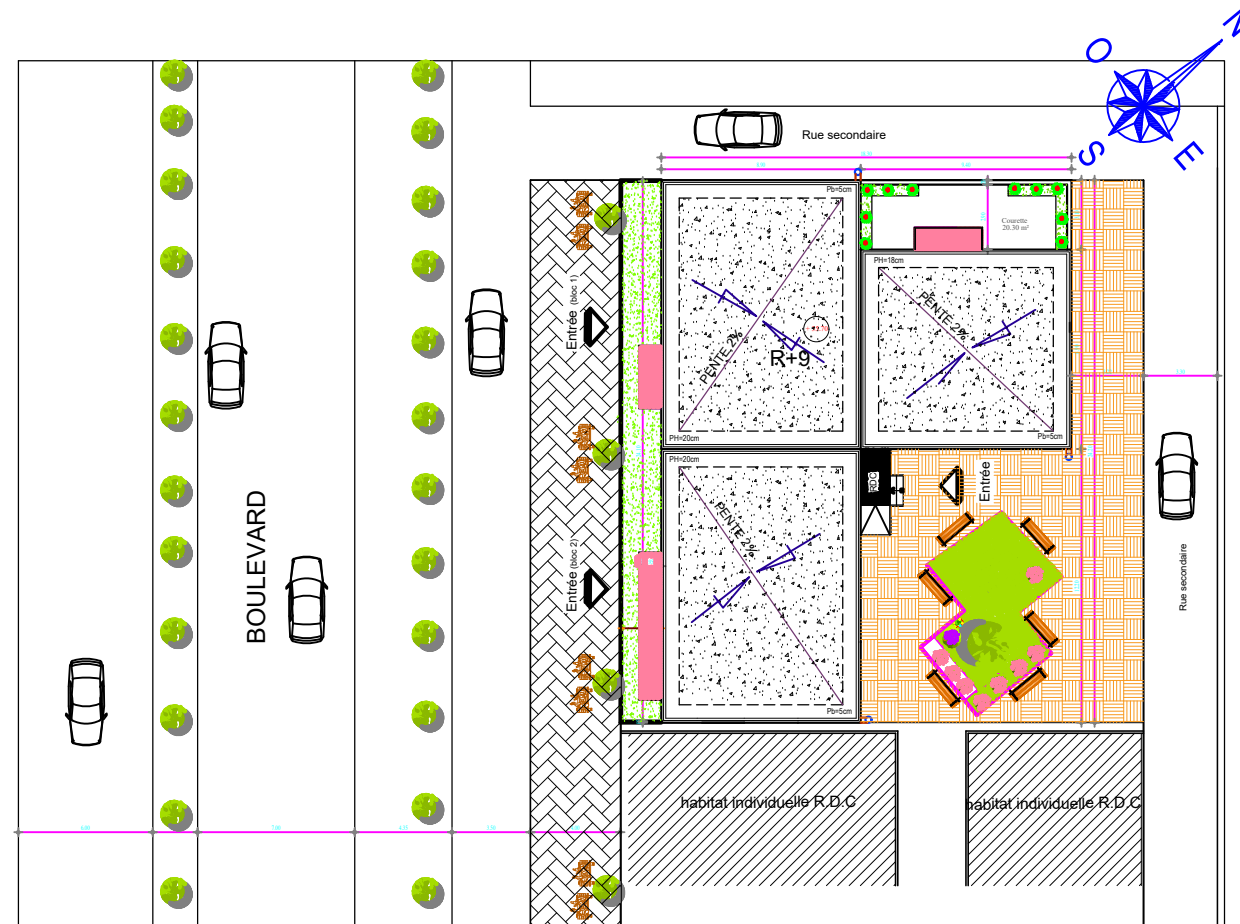
COUPE AA

COUPE BB



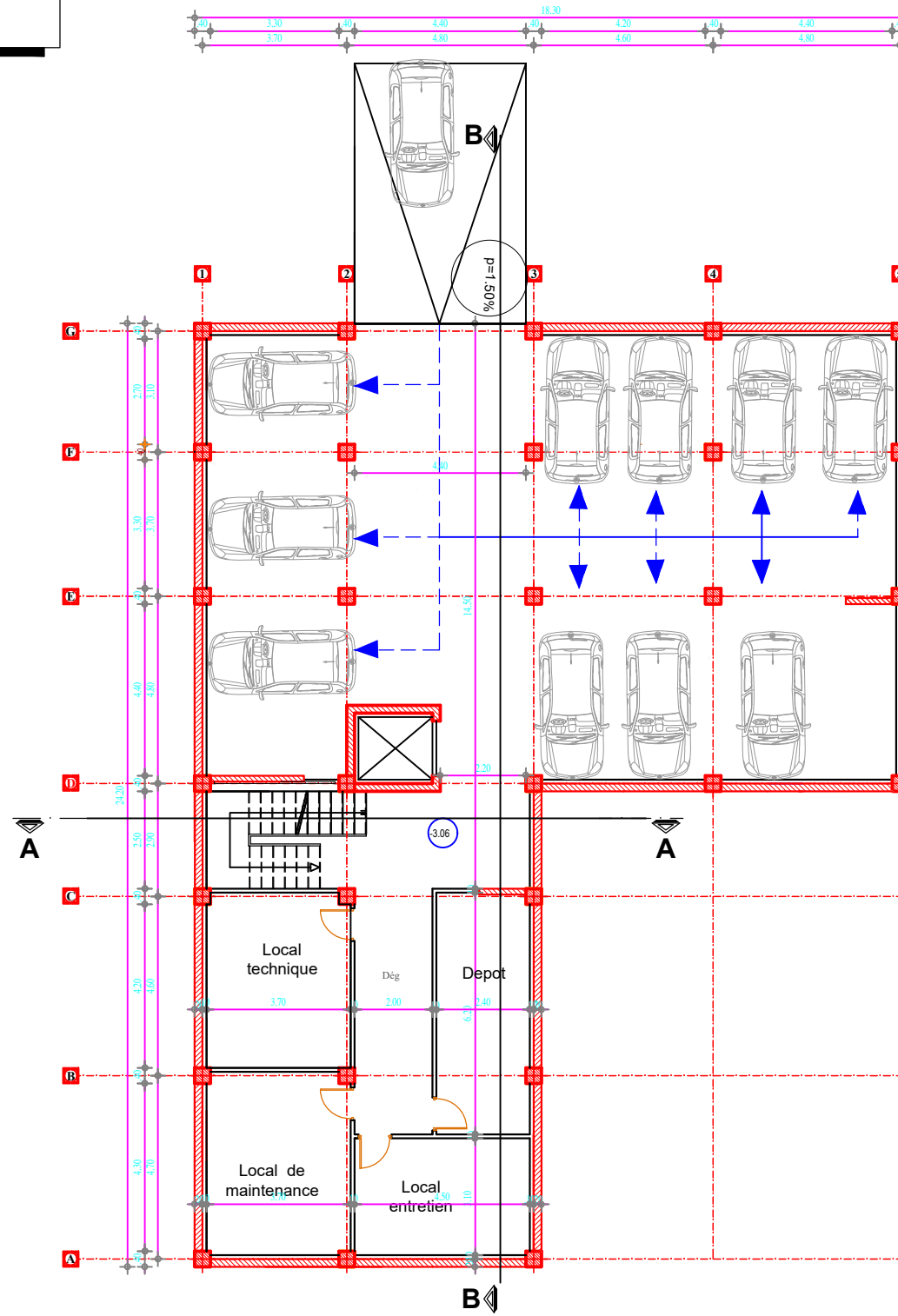
PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

PLAN DE MASSE



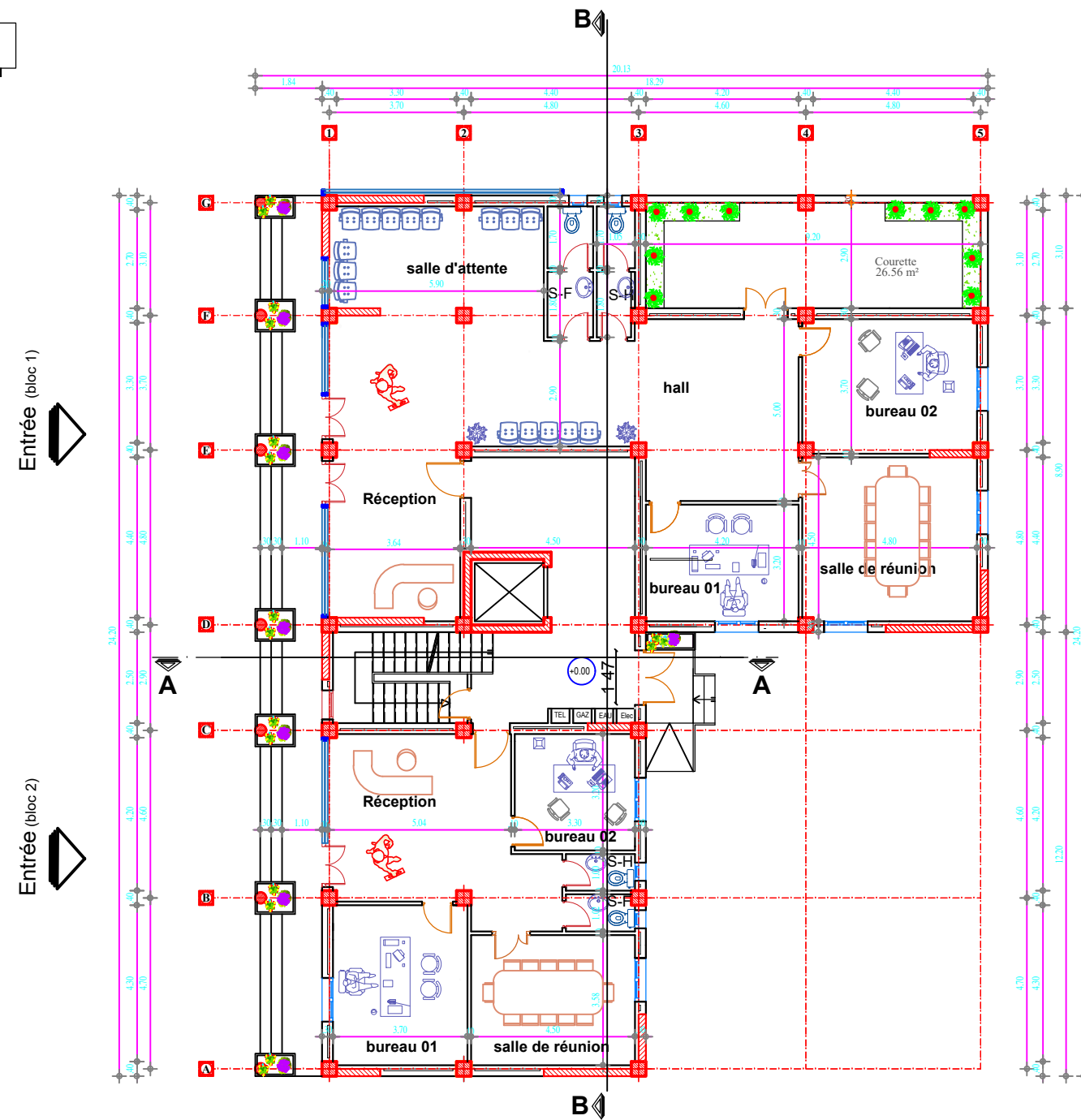
PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

PLAN DU SOUS SOL



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

PLAN DU RDC

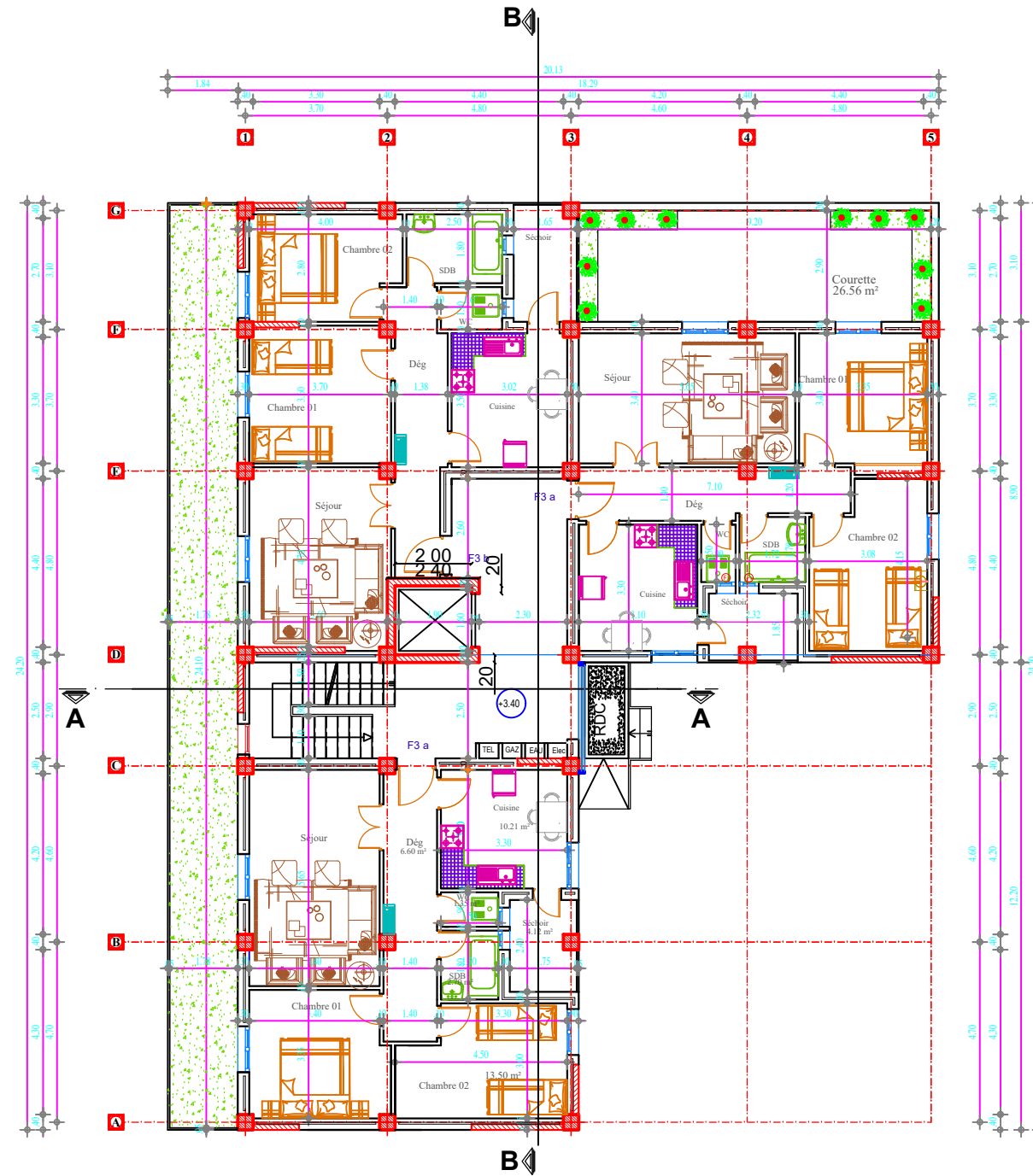


PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

PLAN 1 ER ETAGE

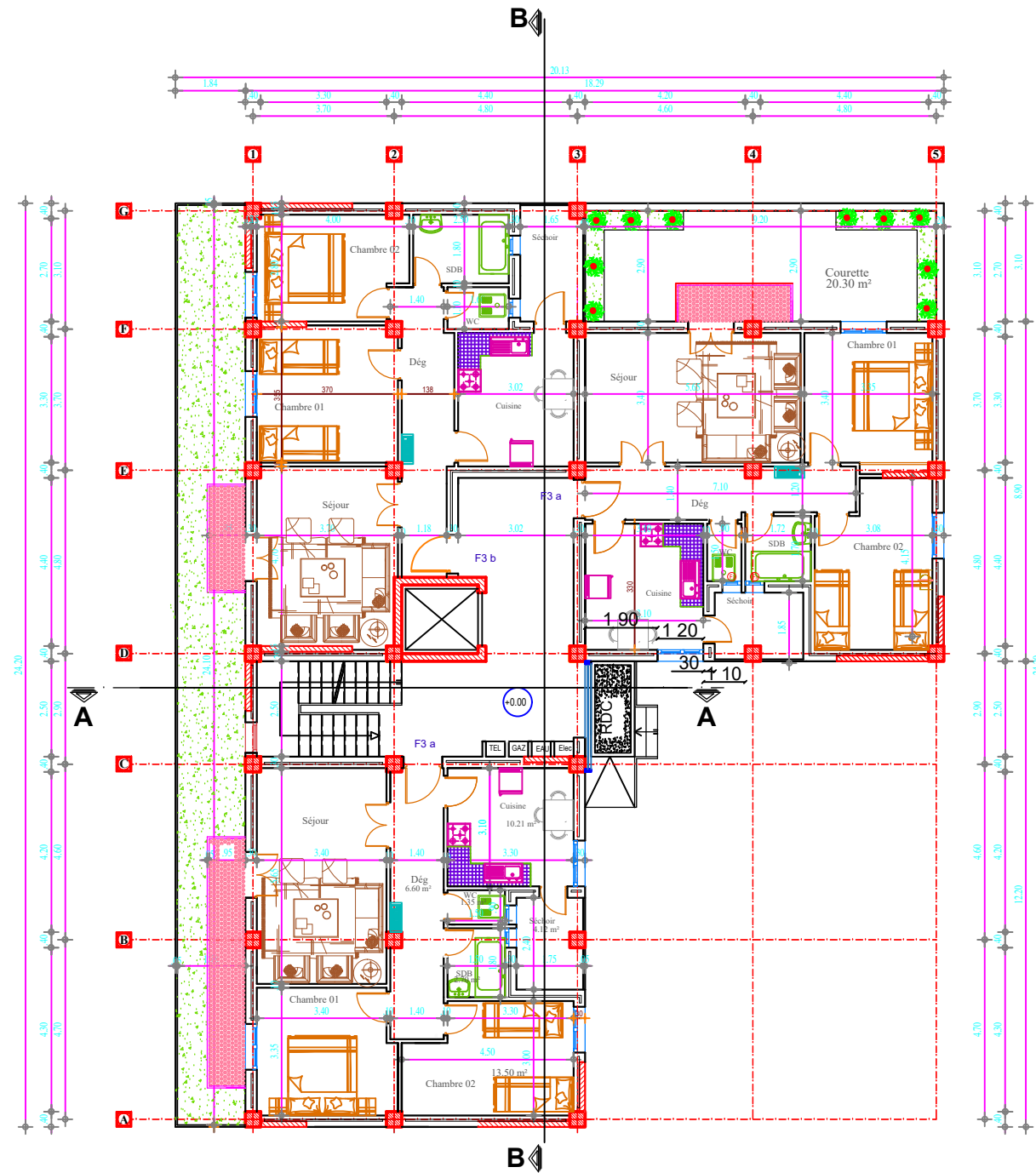
I
N
S
T
I
T
U
T

D'
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

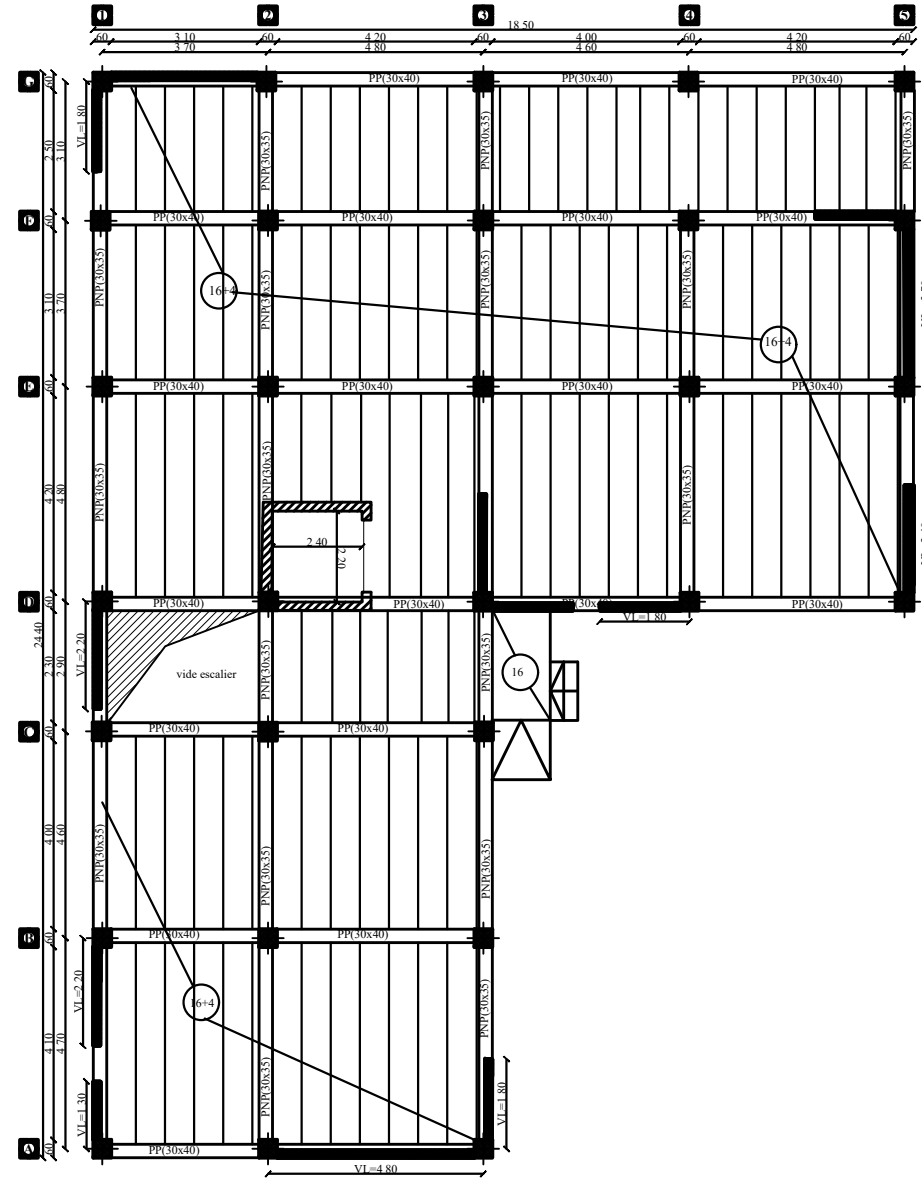
PLAN ETAGE COURANT



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV: +3.40

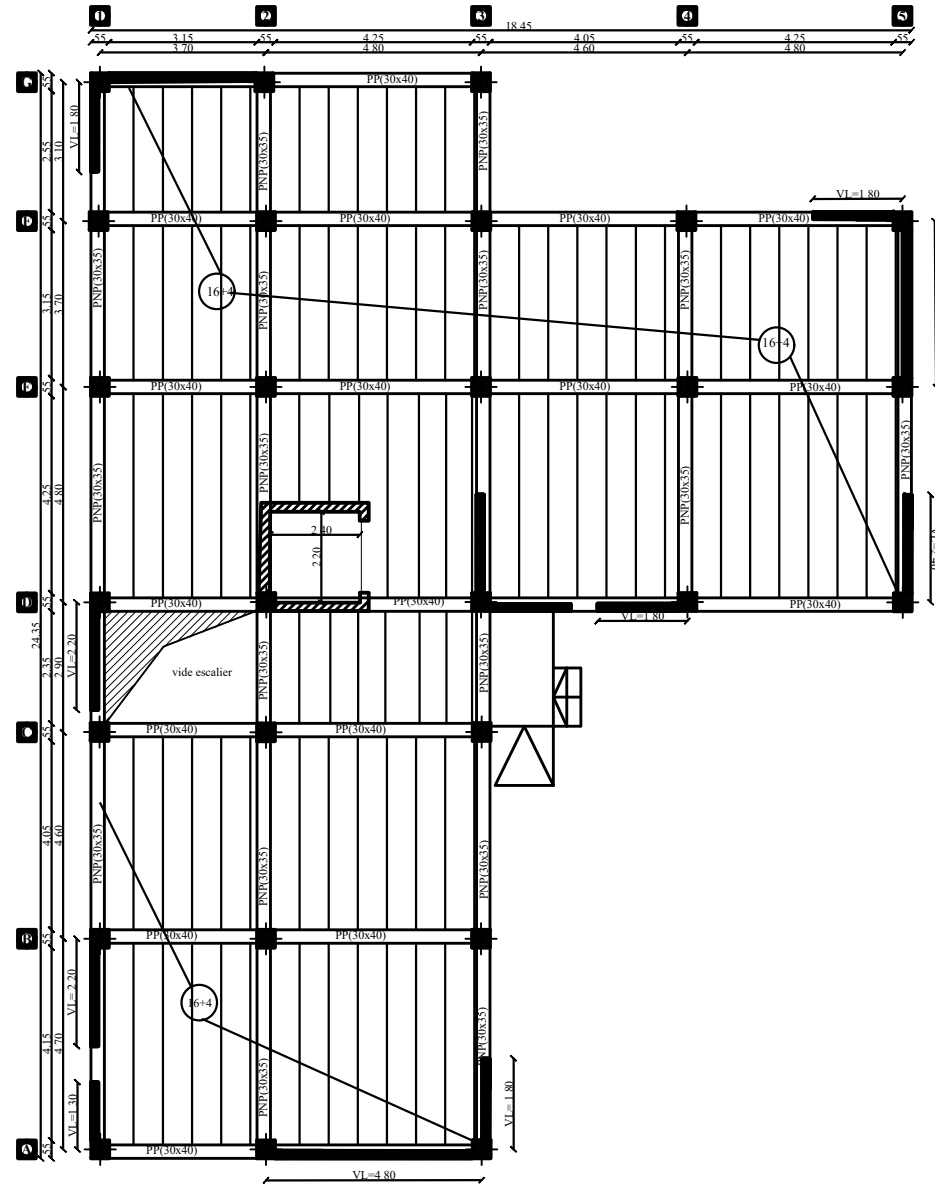
I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV:+6.46M

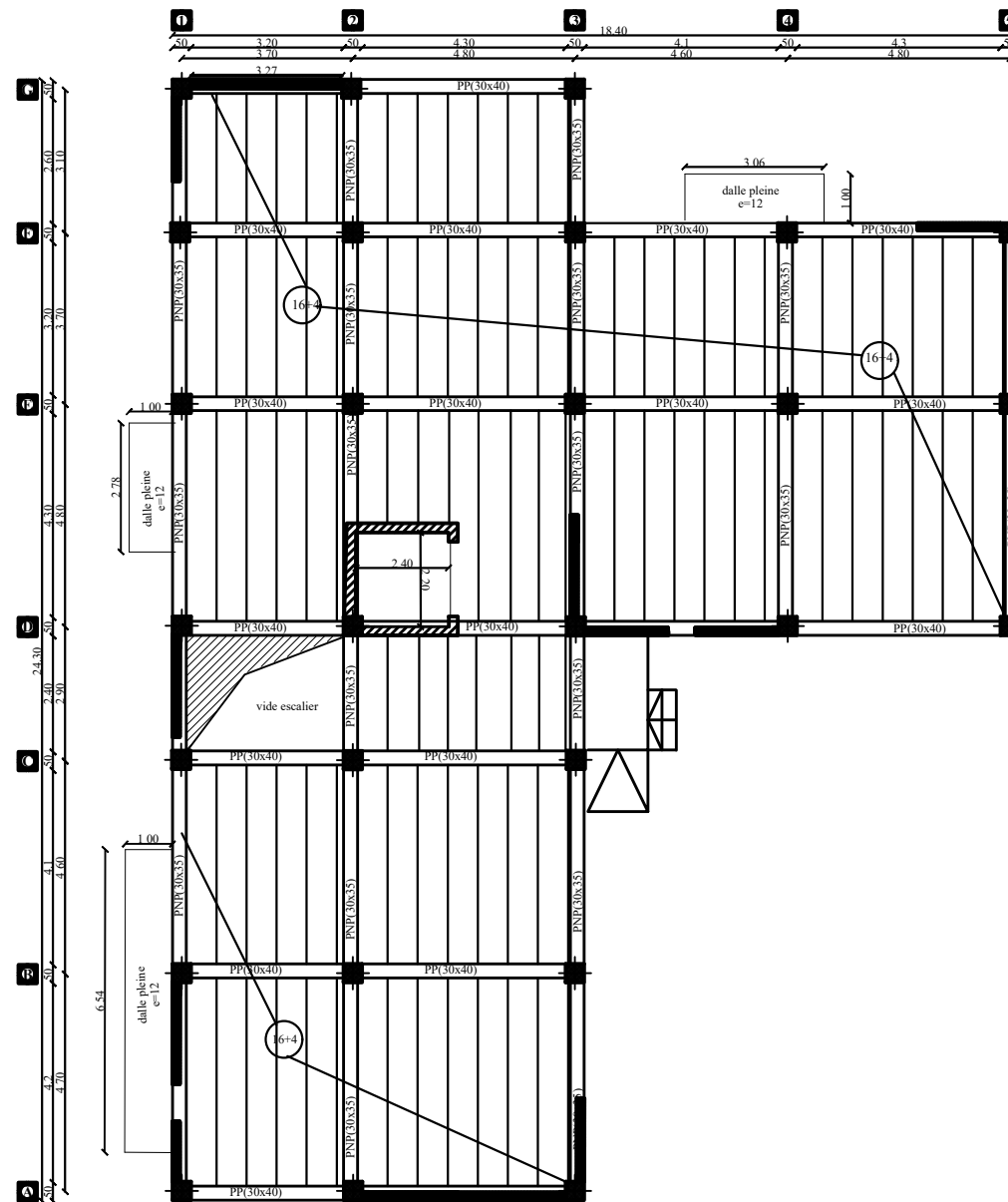
I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV:+9.52 M

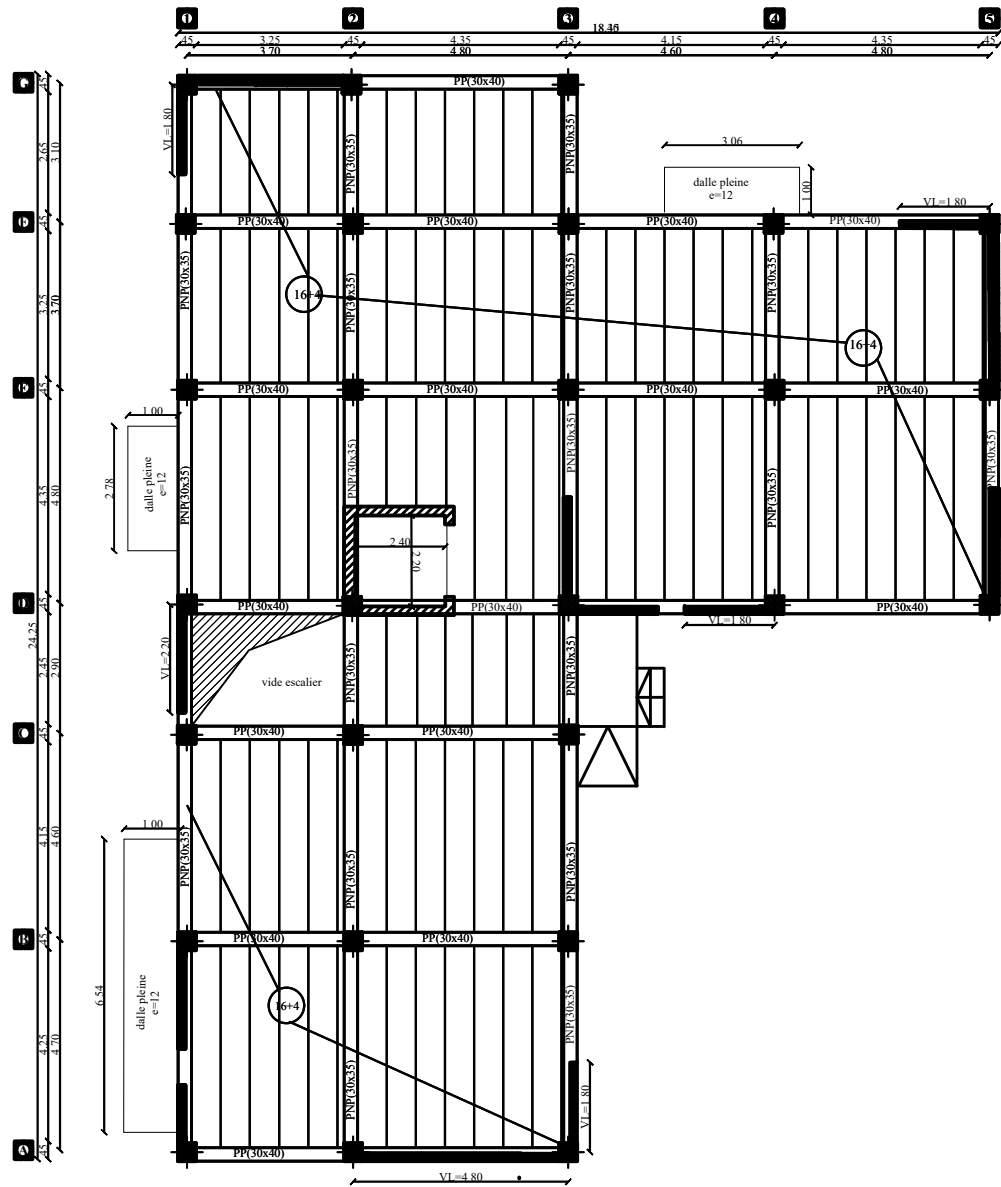
I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV:+12.58;+15.64 M

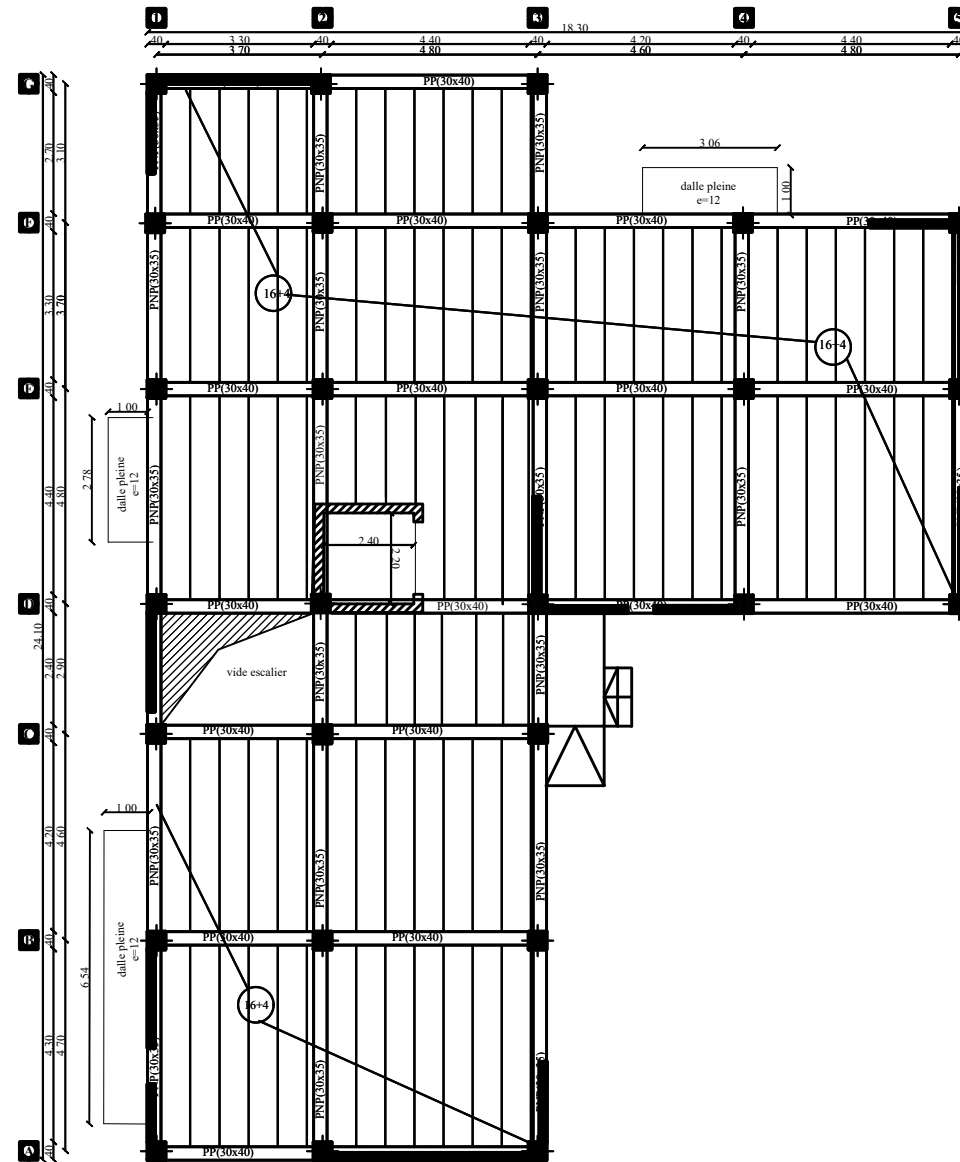
I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV:+12.58;+15.64 M

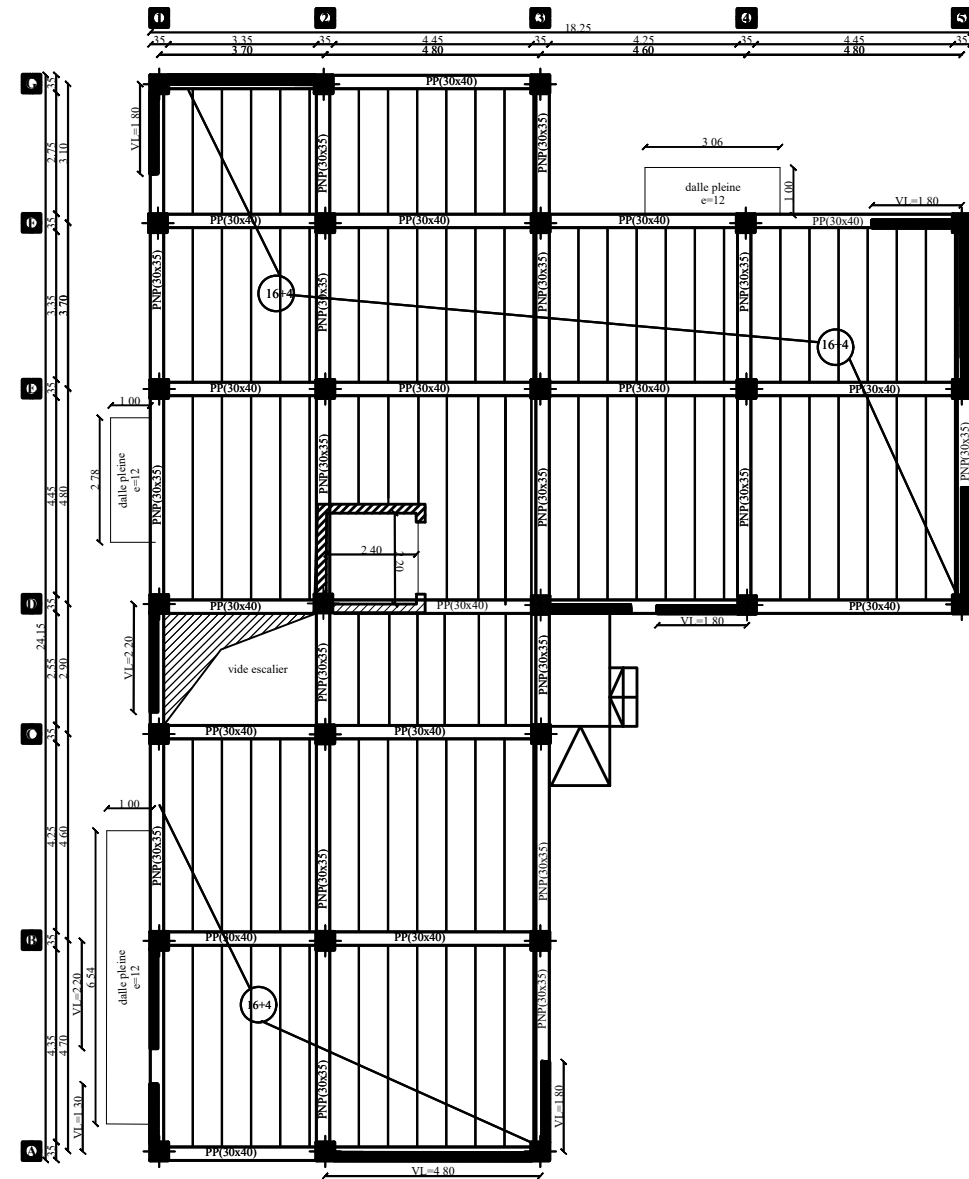
I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



PROJET SOCIO-ADMINISTRATIF

COFF-FERR PLANCHER NIV: +24.82; +27.88; 30.94 M

I
N
S
T
I
T
U
T
,
A
R
C
H
I
T
E
C
T
U
R
E



Généralités

Le génie civil représente toutes les techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la construction, de l'exploitation et de la réhabilitation des travaux de construction et des infrastructures urbaines, qu'ils parviennent à satisfaire aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public. Et la protection de l'environnement. Très variés, leurs réalisations sont principalement réparties dans le domaine de l'intervention. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il comprend les travaux publics et le bâtiment.

Chaque séisme d'importance élevée important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas bien conçue. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement des structures pour construction rigide.

Objectif de travail

Chaque étude de projet du bâtiment a pour but :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie: sert à diminuer les coûts du projet
- Le Confort

Plan des chapitres

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+09+1SS) à usage multiple (d'habitation, service et parking), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le Premier chapitre consiste à la présentation d'ouvrage , la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser

Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que (les poteaux, les poutres et les voiles).

Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des éléments non structuraux tel que (l'acrotère, les escaliers et les planchers....etc.)

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons sur l'étude dynamique du bâtiment contreventée par plusieurs de contreventement

Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre

Introduction générale

Le chapitre VI consiste à faire calculer le ferrailage des fondations
On terminera le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9+1SSL) à usage multifonctionnel (parking, service et habitation,).

L'ouvrage proposé est un ouvrages courants ou d'importance moyenne groupe 2 sera implanté à ALGER classé zone de sismicité élevée (zone III) selon la réglementation en vigueur (RPA99, 2003) [3]

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation en forme irrégulière en élévation, cette structure est composée de :

- Sous-sol à usage parking
- Rez-de-chaussée à usage de service.
- 1^{ère} étage, 2^{ème} et 3^{ème} 9^{ème} étage a usage d'habitation

I.3. Caractéristiques géométriques

I.3.1 Dimensions en élévation

| | |
|-------------------------------|--------------|
| ➤ Hauteur totale de structure |31.54m |
| ➤ Hauteur de sous-sol | 3.06 m |
| ➤ Hauteur de rez-de-chaussée | 3.40 m |
| ➤ Hauteur de l'étage courant | 3.06m |
| ➤ Hauteur d'acrotère | 0.6 m |

I.3.2 Dimensions en plan

| | |
|--------------------------|---------------|
| ➤ Longueur totale (x-x') | 18.29m |
| ➤ Largeur totale (y-y') | 24.20 m |

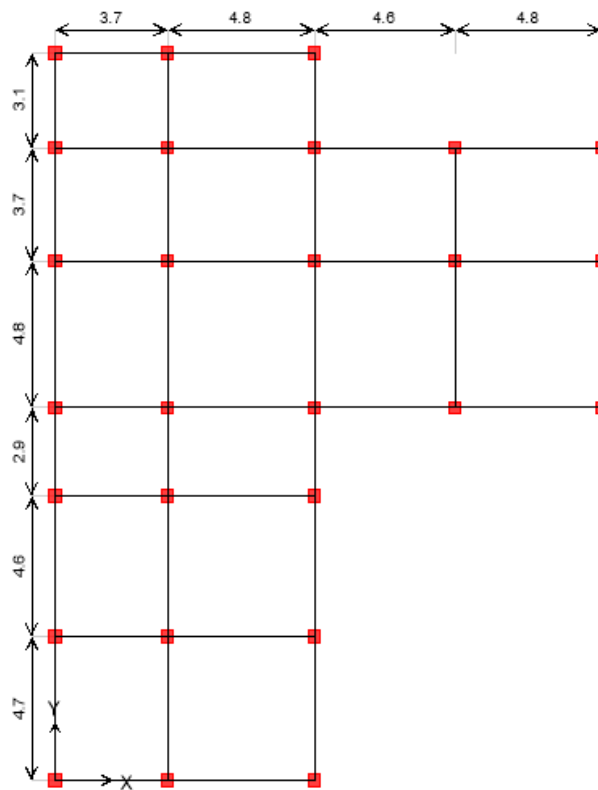


Figure I.1 : vue en plan

I.3.3 Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens et des voiles ou niveau des cages d'ascenseurs

a. Plancher

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux pour RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine (la dalle du sous-sol, balcon).

b.poutres

- ✘ Les poutres principales (PP) sont suivant l'axe x-x
- ✘ Les poutres secondaires (PNP) sont suivant l'axe y-y

c. Escalier

La structure comporte deux cages d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et un palier.

d. Maçonnerie

- Mur extérieur façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e. L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

e. Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

f. Ascenseur

L'ascenseur est de type 500 kg (moyen) de 5 personnes.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) [1] et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99version 2003*) [3] et *CBA93* [2].

I.4.1. Béton

a. Composition du béton

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ♦ 350 kg de ciment
- ♦ 400 L de sable $D_s < 5$ mm
- ♦ 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25$ mm
- ♦ 175 L d'eau de gâchage

b. Résistance du béton

B.1. Résistance du béton à la compression C.B.A93^[2] [Art: A.2.1.1.1]

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$j \leq 28 \text{ jour} \rightarrow f_{c28} = \frac{j}{(4,76 + 0,83 j)} \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$j \leq 28 \text{ jour} \rightarrow f_{c28} = \frac{j}{(4,76 + 0,95 j)} \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$28 \leq j \leq 60 \text{ jour} \rightarrow f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la compression est déterminée sur des éprouvettes cylindriques de dimension 16×32 .

B.2. Résistance du béton à la traction C.B.A93^[2] [Art: A.2.1.1.2]

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,10 \text{MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » C.B.A93^[2] [Art.A.2.1.2.1]

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » C.B.A93^[2] [Art.A.2.1.2.2]

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{MPa} \\ E_{vj} = 10818,90 \text{MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à

- * L'ELS : $\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations CBA 93[2][Art: A.2.1.3]
- * L'ELU : $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations.

e. Poids volumique

Nous adoptons la valeur $\rho = 25 \text{kN/m}^3$

f. les contraintes limites de calcul

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

C'est un état au de la duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

θ : Durée chargement

γ_b : Coefficient de sécurité,

$\gamma_b=1,5$ cas des situations durables ou transitoires,

$\gamma_b=1,15$ cas des situations accidentelles.

0,85 : est un coefficient de minoration pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

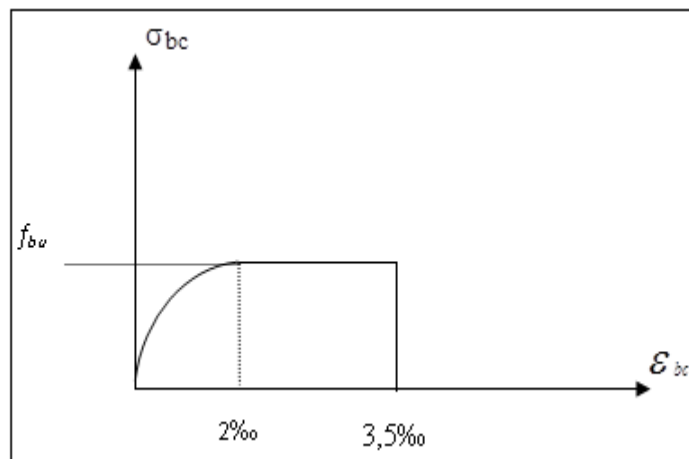


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à ELU.

f.2 États limites de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton,
- L'état limite de service d'ouverture des fissures,
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 25\text{MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

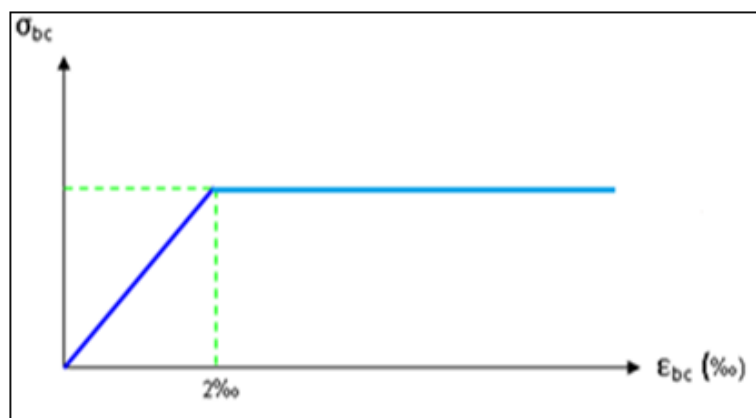


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformations à L'ELS.

I.4.2 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I.4.2.1 Les limites élastiques

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le (BAEL 1991) ^[1] dans le tableau suivant :

Tableau I.1 Caractéristiques des Aciers

| Type | Désignation | Limite élastique (Mpa) | Allongement | Contrainte de rupture (Mpa) |
|-------------------------|----------------------------|------------------------|-------------|-----------------------------|
| Rond lisse | FeE22 | 215 | 22 | 380 – 390 |
| | FeE24 | 235 | 25 | 410 – 490 |
| Barre à haute adhérence | FeE400 | 400 | 14 | 490 |
| Fils très filés lisse | $\varnothing > 6\text{mm}$ | 500 | 14 | 580 |

Pour notre projet on utilise à trois types de nuance d'acier:

- ❖ Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales Des éléments de la structure).
- ❖ Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles).
- ❖ Treillis soudés de nuance Te500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux)

I.4.2.2 Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPA.}$$

I.4.2.3 État Limite Ultime (ELU)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après

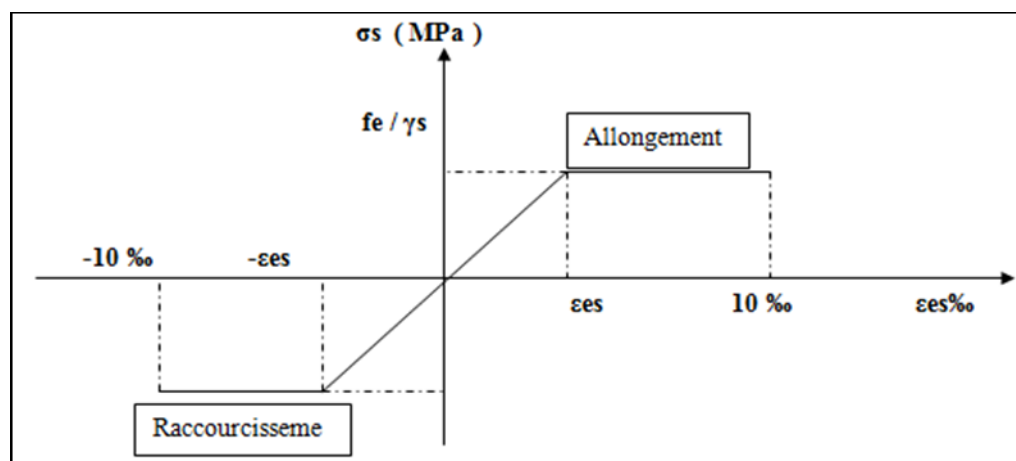


Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U

Avec :

σ_s Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivant : $\sigma_s \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris: $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

$\varepsilon_s = \Delta L/L$ allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.4.2.4 État Limite service (ELS)

- ✗ Fissuration peu nuisible pas de vérification
- ✗ Pour une fissuration préjudiciable $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right] (\text{MPa})$
- ✗ Pour une fissuration très préjudiciable $\sigma_s \leq \sigma = \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right] (\text{MPa})$

Avec : η = coefficient de fissuration tel que

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

I.5. Caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance
- La nature du sol : Site meuble de catégorie (S3)

I.6. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- Pour les armatures de l'acier:
 - ✗ longitudinales : on a choisi le «feE400» H.A MPafe= 400
 - ✗ transversales : on a choisi le : «feE235 » R.L
 - ✗ treillis soudés (de la dalle de compression) : «feE500» H.A MPafe=500

CHAPITRE II

***Prédimensionnement
des éléments structuraux***

II.1. Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99-2003 [3]** et du **CBA93[2]**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- plancher en corps creux
- plancher en dalle pleine

II.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{MAX}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{MAX}}{20}$$

ht : la hauteur total de plancher

L_{MAX} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

L = 440 cm

$$\frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \quad 17,6cm \leq h_t \leq 22cm$$

Choix final

L'épaisseur de la dalle choisit : $ht=16+4=20cm$

- ❖ d=16 cm (hauteur de corps creux)
- ❖ e=04 cm (épaisseur de dalle de compression).

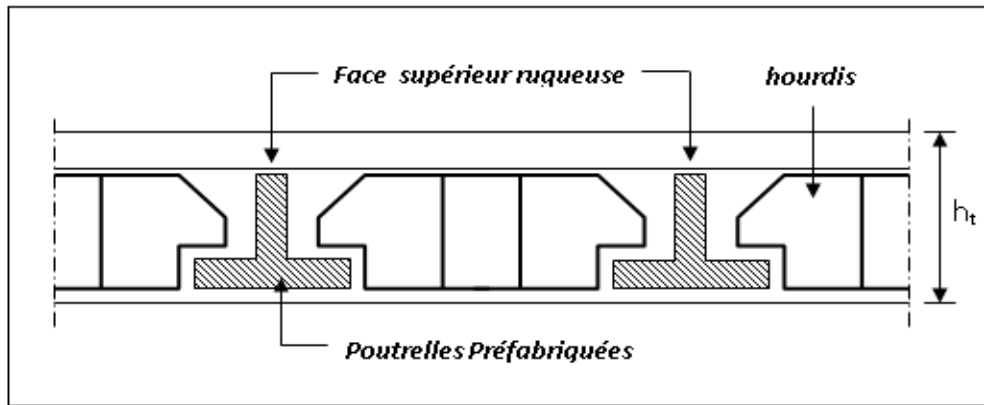


Figure II.1 : plancher à corps creux.

× **Disposition des poutrelles :**

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont:

- ↳ **Critère de la petite portée:** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ↳ **Critère de continuité:** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit:

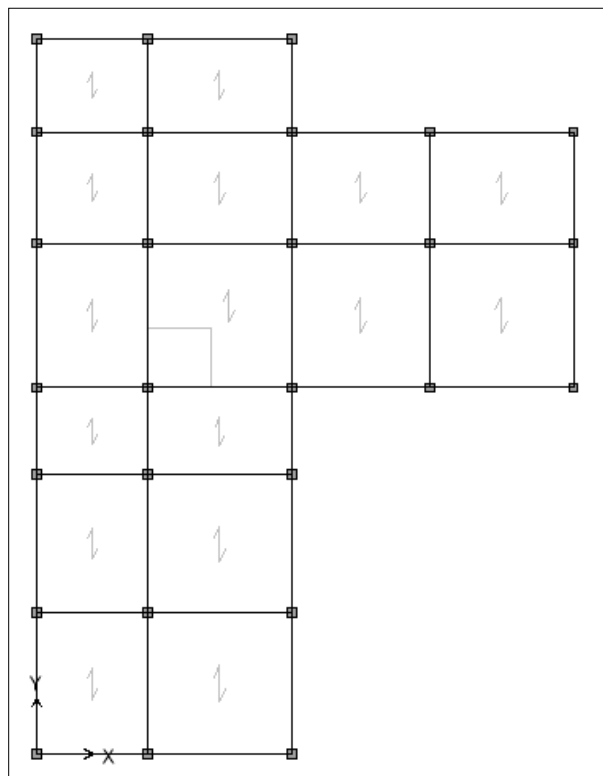


Figure II.2 : Dispositions des poutrelles

II.2.2. Dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis

Ce type d'éléments travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles, ou murs)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance,

$$L_x = 4.40 \text{ m} \quad L_y = 4.40 \text{ m} \quad \alpha = L_x/L_y = 1 > 0,4$$

a) Résistance au feu :

- ✓ $e \geq 07 \text{ cm}$pour une heure de coupe-feu
- ✓ $e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe-feu
- ✓ $e \geq 14 \text{ cm}$pour trois heures de coupe-feu

On adopte ; $e = 11 \text{ cm}$

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm**.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur, **a = 16cm**

c) Résistance la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis ; $L_x / 35 < e < L_x / 30$
- ✓ Dalle reposant sur trois aux quatre appuis ; $L_x / 50 < e < L_x / 40$

L_x ; est la petite portée du panneau le plus sollicité,

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à, $L_x = 440 \text{ cm}$

$$\frac{440}{50} = 8.8 \leq e \leq \frac{440}{40} = 11 \text{ (cm)} \quad \text{l'épaisseur est limitée à } \mathbf{11 \text{ cm}}$$

Le choix de l'épaisseur des dalles pleines, $e \geq \max(11; 11; 16) \text{ cm} \Rightarrow e = \mathbf{16 \text{ cm}}$

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

Tableau II.1: Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

| N | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Gravillon de protection | 0.04 | 20 | 0.80 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.2 |
| 4 | Liège (isolant) | 0,04 | 4 | 0,16 |
| 5 | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | - | 2.85 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente G | | | | 6.33 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 1 |

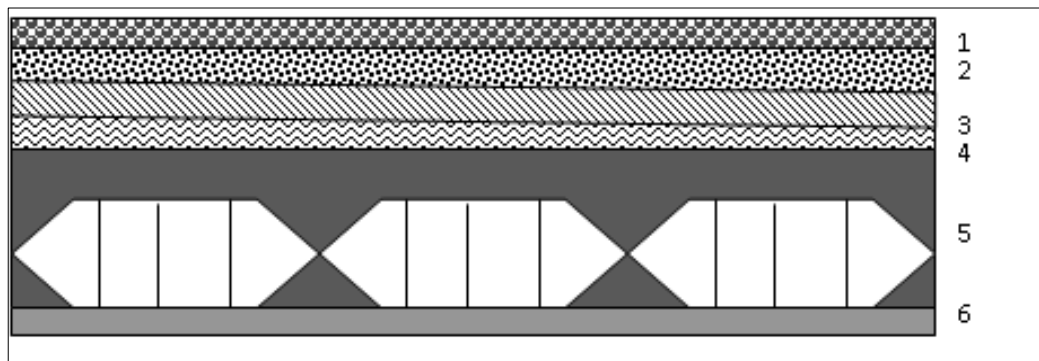


Figure II.3 : Coupe du plancher terrasse à corps creux

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT ET RDC

Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

| N | Composante | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|---|-------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | - | 2.85 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloison de distribution | 0.10 | - | 1,00 |
| Charge permanente G | | | | 5,39 |
| Charge d'exploitation Q :étage courant (habitation) | | | | 1.5 |
| Charge d'exploitation Q :RDC (bureau) | | | | 2.5 |

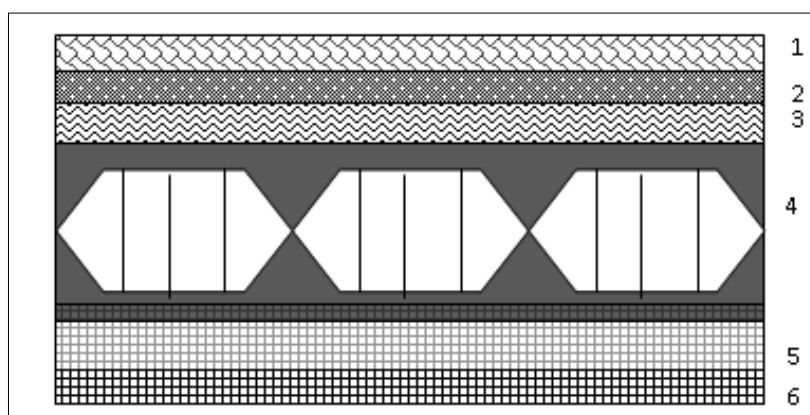


Figure II.4. Coupe du plancher étage courant à corps creux

II.3.3. Plancher Sous SOL

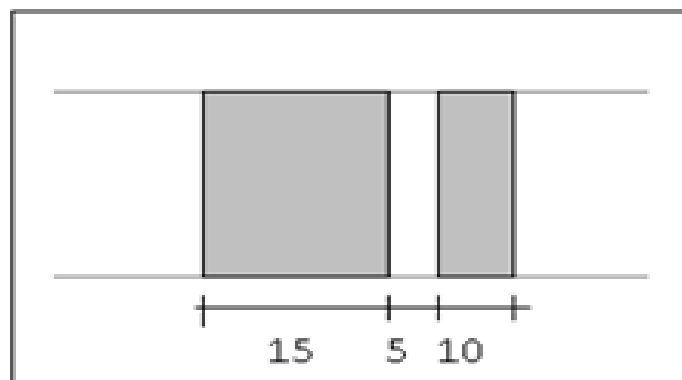
Les charges permanentes sur le plancher S/SOL en dalle pleine donnée comme la suite :

Tableau .II.3 : Évaluation des charges revenant au plancher S/SOL en dalle pleine

| N | Matériaux | Epaisseur(m) | Densité (KN/m3) | Poids (KN/m ²) |
|-------------------------|--------------------------|--------------|--------------------|-------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.04 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.04 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher en dalle pleine | 0.16 | 25 | 4 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanente G | | | | 4.82 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 2.5 |

II.3.4. Maçonnerie❖ **Murs extérieurs** : Double cloison**Tableau II.4** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

| N | Matériaux | Epaisseur(m) | Densité (KN/m3) | Poids (KN/m ²) |
|--------|------------------------|--------------|--------------------|-------------------------------|
| 1 | Brique creux extérieur | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 2 | Brique creux intérieur | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 4 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 5 | L'âme d'air | 0.1 | / | / |
| Totale | | | | 2.36 |

**Figure II.5.** Constituants d'un mur extérieur

❖ Murs intérieurs :

Tableau II.5 Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs.

| N | Matériaux | Epaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------|------------------|--------------|--------------------------------------|----------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Briques creuse | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Totale | | | | 1.3 |

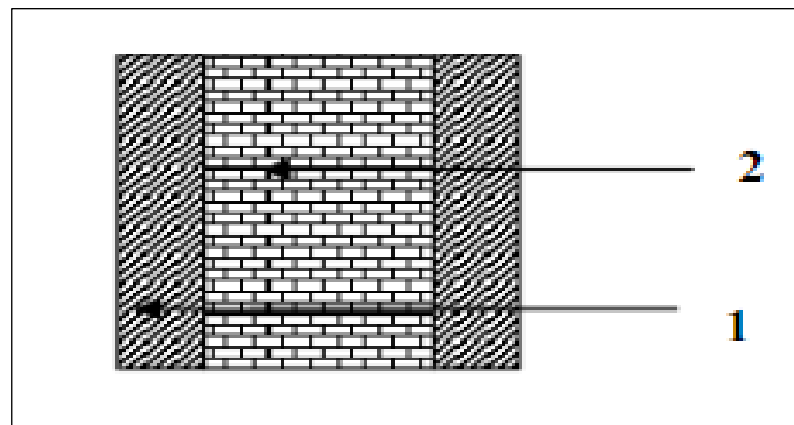


Figure II.6. Constituants d'un mur intérieur

II.3.5.Balcon

Tableau II.6 :Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

| N | Composante | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|-------------------------|------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Dalle pleine | 0.12 | 25 | 4 |
| 2 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Charge permanente G | | | | 5.2 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 3.5 |

II.3.6. l'escalier

❖ Palier :

Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

| N | Composante | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|-------------------------|------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Dalle pleine | 0.16 | 25 | 4 |
| 5 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Charge permanente G | | | | 5.7 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 2.5 |

II.4. Pré-dimensionnement des Poutres

Une poutre est un élément horizontal, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil. Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **CBA93[2]** et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des **RPA99 v2003[3]**.

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

A. Selon le formulaire de béton armé :

✖ 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 :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

B. Selon le R.P.A 99 (version2003)[3] :

- 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 hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (porteuses)
- Poutres secondaires (non porteuses)

II-4-1) Poutre principale (porteuses)

✱ **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 [1]**

On a : $L=4.80$ m

$L_{MAX}=4.80-0.40= 4.40$ m

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33cm \leq h \leq 44cm \Rightarrow h = 40cm$$

$$12cm \leq b \leq 28cm \Rightarrow b = 30cm$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40)$ cm²

✱ **Vérification selon le RPA :**

$b = 30cm \geq 20cm$ vérifiée

$h = 40 cm \geq 30cm$ vérifiée

$$\frac{h}{b} = 1,333 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

II-4-2) poutre secondaire (non porteuses)

On a: $L=4.80$ m

$L_{MAX} =4.80-0.40= 4.40$ m

✱ **selon le BAEL91 modifié 99 [1]:**

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33cm \leq h \leq 44cm \Rightarrow h = 35cm$$

$$10.5cm \leq b \leq 24.5cm \Rightarrow b = 30cm$$

✱ **Vérification selon le RPA (Zone sismique III) :**

$b = 30cm \geq 20cm$ vérifiée

$h = 35cm \geq 30cm$ vérifiée

$$\frac{h}{b} = 1.166 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

II-4-3) Poutres palières

✱ **Vérification selon le BAEL91 modifié 99[1] :**

On a : $L=2.90$ m

$L_{MAX} =2.90-0.40= 2.5$ m

$$\frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10}$$

$$16.66cm \leq h \leq 25cm \Rightarrow h = 30cm$$

$$9cm \leq b \leq 21cm \Rightarrow b = 30cm$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 30)$ cm²

✱ **Vérification selon le RPA (Zone sismique III) :**

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée

$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée

$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ vérifiée

II.4.4.Conclusion

Le choix final des dimensions des poutres est le suivant :

- Poutres principale : **(30 x 40) cm²**.
- Poutre secondaire : **(30 x 35) cm²**.
- Poutre palière : **(30 x 30) cm²**.

II.5.Pré-dimensionnement Des Poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera Un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

I.5.1 Étapes de pré dimensionnement

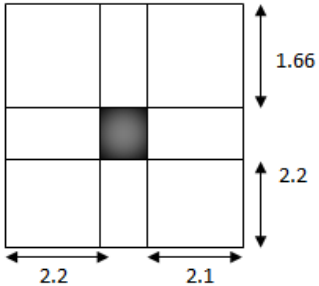
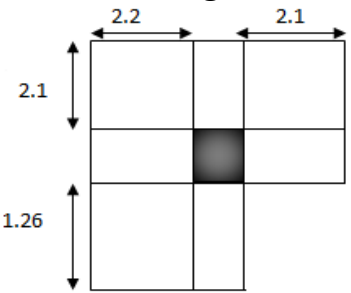
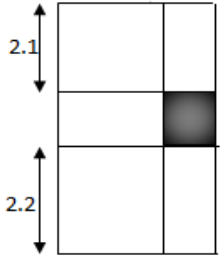
Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau,
- Évaluation 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]

✓ Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après

Tableau II.8 : Surface des poteaux sollicités

| Surface offerte (m ²) | | |
|--|--|--|
| Poteau central (E-3)  | Poteau d'angle (D-3)  | Poteau de rive (B-3)  |
| 16.56m² | 12.21m² | 9,35m² |

✓ **Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau**

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

Poteau central :

La surface de poteau : $S_1 = 16.56 \text{ m}^2$

➤ **Charges permanente**

1) Charges permanente

Niveau 9(T)

Poids plancher terrasse $G_{PT}=6,33 \times 16.56=104.82\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29\text{KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64\text{KN}$

$N_{G9} =138.3\text{KN}$

Niveau 8

Poids revenant 9^{eme}Niveau $G_1=138.3 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P= 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$

$N_{G8}=261.04\text{KN}$

Niveau 7

| | |
|--|---|
| Poids revenant 8 ^{ème} Niveau | $G_2=261.04 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G7}=383.78 \text{ KN}$ **Niveau 6**

| | |
|--|---|
| Poids revenant 7 ^{ème} Niveau | $G_2=383.78 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G6}=506.52 \text{ KN}$ **Niveau 5**

| | |
|--|---|
| Poids revenant 6 ^{ème} Niveau | $G_2=506.52 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G5}=629.26 \text{ KN}$ **Niveau 4**

| | |
|--|---|
| Poids revenant 5 ^{ème} Niveau | $G_2=629.26 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G4}=752 \text{ KN}$ **Niveau 3**

| | |
|--|---|
| Poids revenant 4 ^{ème} Niveau | $G_2=752 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G3}=874.74 \text{ KN}$

Niveau 2

| | |
|--------------------------------|---|
| Poids revenant 3eme Niveau | $G_2=874.74 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G2}=997.48 \text{ KN}$ **Niveau 1**

| | |
|--------------------------------|---|
| Poids revenant 2eme Niveau | $G_2=997.48 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_{G1}=1120.22 \text{ KN}$ **Niveau Rdc**

| | |
|--------------------------------|---|
| Poids revenant 1ere Niveau | $G_2=1120.22 \text{ KN}$ |
| Poids plancher courant | $G_{PT}=5,39 \times 16.56=89.26 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 3=12 \text{ KN}$ |

 $N_{GRDC}=1244.32 \text{ KN}$ **Niveau SSol**

| | |
|--------------------------------|---|
| Poids revenant Rdc Niveau | $G_2=1244.32 \text{ KN}$ |
| Poids plancher s sol | $G_{PT}=4.82 \times 16.56=79.82 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres porteuse | $G_{PP}=0,40 \times 0,3 \times 3.85 \times 25=11.55 \text{ KN}$ |
| Poids des poutres non porteuse | $G_{PNP}=0,35 \times 0,3 \times 4.3 \times 25=11.29 \text{ KN}$ |
| Poids du poteau | $P_P=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.66=10.64 \text{ KN}$ |

 $N_G=1357.62 \text{ KN}$ **I.5.2. Loi de dégression des charges d'exploitation**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la formule (9) Donnée par (DTR B.C.2.2) :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots \dots (9)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ , , Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

- N_Q = S x Q

Tableau. II.9 : Dégression des surcharges

| Niveau des planchers | Surcharge | Σ surcharge | Σsurcharge (Q) (kN/m ²) | N _Q (KN) |
|----------------------|-----------------|---|-------------------------------------|---------------------|
| T | Q ₀ | Σ ₀ =Q ₀ | 1 | 16.56 |
| P8 | Q ₁ | Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁ | 2,5 | 41.4 |
| P7 | Q ₂ | Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂) | 3,85 | 63.76 |
| P6 | Q ₃ | Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃) | 5,05 | 83.63 |
| P5 | Q ₄ | Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄) | 6,10 | 101.02 |
| P4 | Q ₅ | Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅) | 7,00 | 115.92 |
| P3 | Q ₆ | Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆) | 7,75 | 128.34 |
| P2 | Q ₇ | Σ ₇ =Q ₀ +0,71(Q ₁ +.....Q) | 8,50 | 140.76 |
| P1 | Q ₈ | Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈) | 9,28 | 153.68 |
| RDC | Q ₉ | Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉) | 10,72 | 177.52 |
| SSOL | Q ₁₀ | Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀) | 12.05 | 199.55 |

I.5.3 Pré dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

λ: Elancement 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 ($B = a \times b$).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

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

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99[1]** »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

✓ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003[3] »**

Pour une **zone sismique III**, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

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

h_e : Hauteur d'étage.

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

Tableau II.10 : pré-dimensionnement des poteaux centraux

| Niveaux | N_G (kN) | N_Q (kN) | N_u (kN) | Br (cm ²) | $a=b$ (cm) ($Br^{1/2}+2$) | RPA (cm ²) | Choix (cm) |
|---------|---------------|---------------|---------------|----------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------|
| 9 | 138.3 | 16.56 | 211.55 | 139.62 | 13.81 | 30x30 | 30x30 |
| 8 | 261.04 | 41.4 | 414.50 | 273.57 | 18.53 | 30x30 | 30x30 |
| 7 | 383.78 | 63.76 | 613.74 | 405.07 | 22.12 | 30x30 | 30x30 |
| 6 | 506.52 | 83.63 | 809.25 | 534.11 | 25.11 | 30x30 | 30x30 |
| 5 | 629.26 | 101.02 | 1001.03 | 660.68 | 27.70 | 30x30 | 30x30 |
| 4 | 752 | 115.92 | 1189.08 | 784.79 | 30.01 | 30x30 | 35x35 |
| 3 | 874.74 | 128.34 | 1373.41 | 906.45 | 32.10 | 30x30 | 35x35 |
| 2 | 997.48 | 140.76 | 1557.74 | 1028.11 | 34.06 | 30x30 | 35x35 |
| 1 | 1120.22 | 153.68 | 1742.82 | 1150.26 | 35.91 | 30x30 | 40x40 |
| RDC | 1244.32 | 177.52 | 1946.11 | 1296.31 | 38.00 | 30x30 | 40x40 |
| SSOL | 1357.62 | 199.55 | 2132.11 | 1407.19 | 39.51 | 30x30 | 40x40 |

- Finalement on adopte les sections suivantes

Tableau II.11: pré-dimensionnement des poteaux

| Etage | SSOL/RDC/ 1 ^{ère} | 2 ^{ème} /3 ^{ème} /4 ^{ème} | 5 ^{ème} /6 ^{ème} /7 ^{ème} /8 ^{ème} /9 ^{ème} |
|---------|----------------------------|--|--|
| Section | 40x40 | 35x35 | 30x30 |

II.6. Les Voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par **RPA99/2003 (art 7.7.1)[3]**, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (Séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le **RPA99/2003 (art 7.7.1) [3]** un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4 e$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire

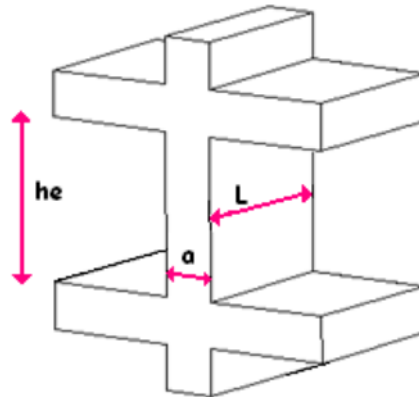


Figure II.7: Coupe de voile en élévation

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

II.6.1. Les voiles de contreventement

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du **[RPA99/A.7.7.1][3]**

✓ **Première condition :**

$$L \geq 4 a$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

✓ **Deuxième condition :**

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

a_{\min} : Epaisseur minimal du voile.

✓ **Troisième condition :** Condition de rigidité aux extrémités

Dans notre structure on trouve :

$$a \geq \max (15 \text{ cm}; h_e/20)$$



Figure II.8 : coupe de voile en plan

❖ **Pour Rdc**

$$h_e = 3,40 - 0,40 = 3 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 \Rightarrow 3 / 20 = 15 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm**

❖ **Etages courent**

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 \Rightarrow 2,66 / 20 = 13,3 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm**

II.3.4.2. Voiles périphériques de sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003[3].

- $a_{\min} = 20 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq h_e / 25$ [RPA99/7.7.1]

Donc :

$$a \geq \max (20\text{cm}; h_e/25)$$

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 25 \Rightarrow 2,66 / 25 = 10,64 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm**

CHAPITRE III

***Prédimensionnement
des éléments non
structuraux***

III.1. ACROTÈRE

III.1.1 introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur : $b= 100cm$
- hauteur : $H=60cm$
- épaisseur : $e=10cm$

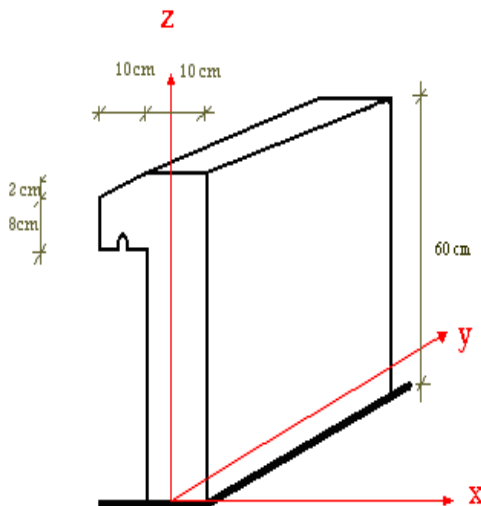


Figure III.1 : Acrotère

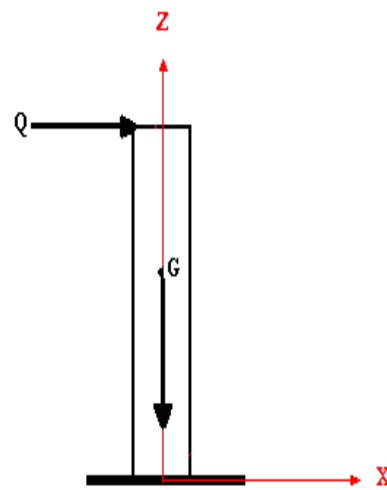


Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES

Charge permanente

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1)/2 = 0,069 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times s = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/m}$$

Revêtement en ciment : ($e=2 \text{ cm}$, $\rho=18 \text{ KN/m}^3$)

$$G = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 0,02 = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$G=G_1+G_2=1,725+0,504=2,229 \text{ KN/m}$$

Charge exploitation

$$Q=1,00\text{kN/m}$$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p= 4.A.C_p.W_p \dots\dots\dots \text{ Selon l'article 6.2.3 RPA [3]}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA [3] .Tableau 4.1)

(Groupe d'usage 2, Zone III, A= 0,25)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (RPA [3]Tableau 6.1)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2.229 = 1.783 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = 1.783 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$G=2.229\text{KN/m}$$

$$F_p=1.783\text{KN}$$

III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

- $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,229 = 3,009 \text{ KN}$
- $M_u = 1,5 \times F_p \times H = 1,5 \times 1.783 \times 0,6 = 1.6 \text{ KN m}$
- $T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1.783 = 2.67 \text{ KN}$

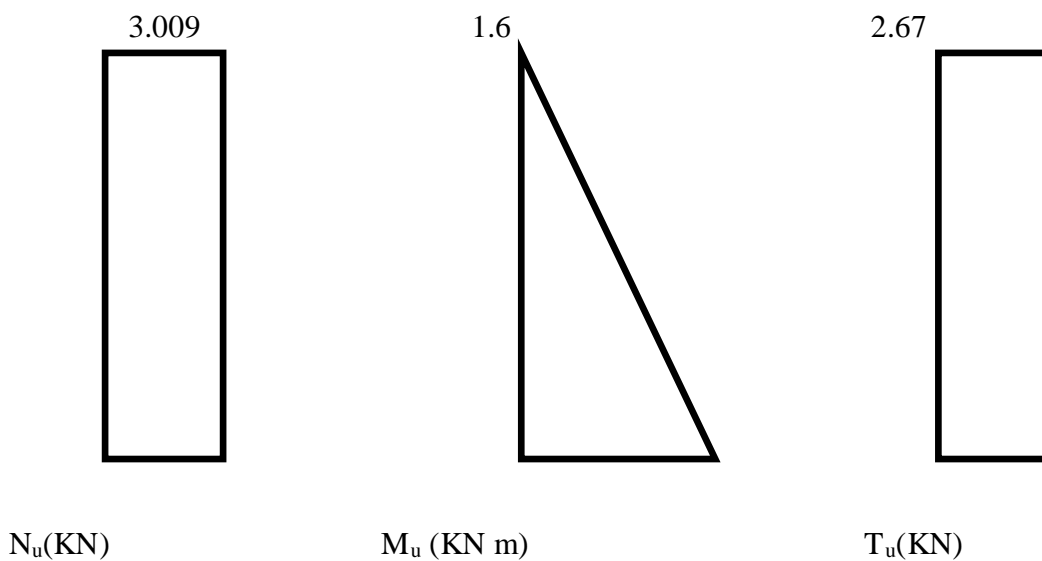


Figure III.3 : diagrammes des efforts à l'ELU

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,229 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Fp \times h = 1,783 \times 0,6 = 1,07 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Fp = 1,783 \text{ KN}$$

III.1.4.ferraillage de l'acrotère :

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'acrotère.

| H (cm) | b (cm) | fc28(Mpa) | σbc(Mpa) | c=c1 (cm) | fe(Mpa) | d = 0,9 h | d' = h - d |
|--------|--------|-----------|----------|-----------|---------|-----------|------------|
| 10 | 100 | 25 | 14.17 | 2 | 400 | 9 cm | 1 cm |

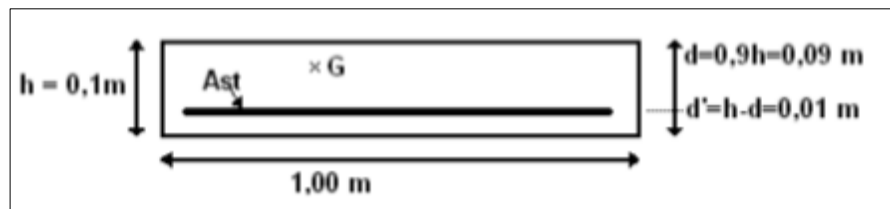


Figure III.4 : section de l'acrotère

↪ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.6}{3.009} = 0.53 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c_1 = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c_1 \implies \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

↪ **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = Mu - Nu \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 1.509 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.509 \times 10^{-3}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.17} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_R = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z_R = d \times (1 - 0.4 \times \alpha_R) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.089 \text{ m} = 8.9 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,186 \text{ Pivot A} \iff \zeta = 10\% \iff$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma} = 48.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma} = 40.07 \text{ mm}^2$$

Donc:

- ✗ $A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$
- ✗ $A_{s2} = 0.40 \text{ cm}^2$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL91 modifié 99 » [1]

On doit vérifier la section minimale imposée par la règle du millième et par la condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte finalement pour 6T8 = 3,02 cm²

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6 armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte finalement pour 4T8 = 2,01 cm²

$$\text{Un espacement } s_t = (60 - 5) / 3 = 18 \text{ cm}$$

On prend **S_t = 20 cm**

III.1.7 Vérification a L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,07}{2,229} = 48cm$$

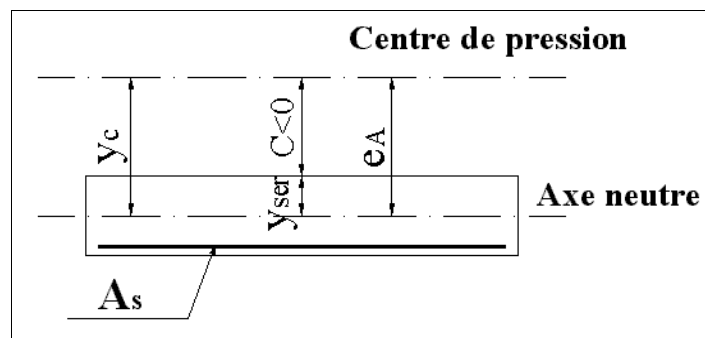


Figure III.5 : Dimension de l'acrotère

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

✱ Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52cm$$

On a : $C = d - e_A = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$

✱ Calcul distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y_c »

D'après le BAEL1991

On doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n \cdot (c - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -5534.337cm^2 \\ q = -2c^3 - 6n \cdot (c - c')^2 \cdot \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 150459.239cm^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2.47 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,95 \Rightarrow \varphi = 161,81^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 86$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.52$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.63$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 34.89$$

La solution qui convient est : $y_c = 50.63\text{cm}$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 50,63 - 43 = 7.63\text{cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 7,63\text{cm} \\ y_c = 50,63\text{cm} \end{cases}$

✱ **Le moment d'inertie n=15**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 14863.07\text{cm}^4$$

✱ **Vérification des contraintes**

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.229}{14863.07} \times 50.63 \right) \times 7.63 = 0.058\text{KN} / \text{cm}^2 = 0.58\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\begin{cases} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé} \end{cases}$$

$$\left\{ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201.63 \text{MPa.} \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}) \right.$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 1.6 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma'_s = 6.41 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

III.1.8. vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 5 \text{MPa} \} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.67 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,029 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{MPa}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

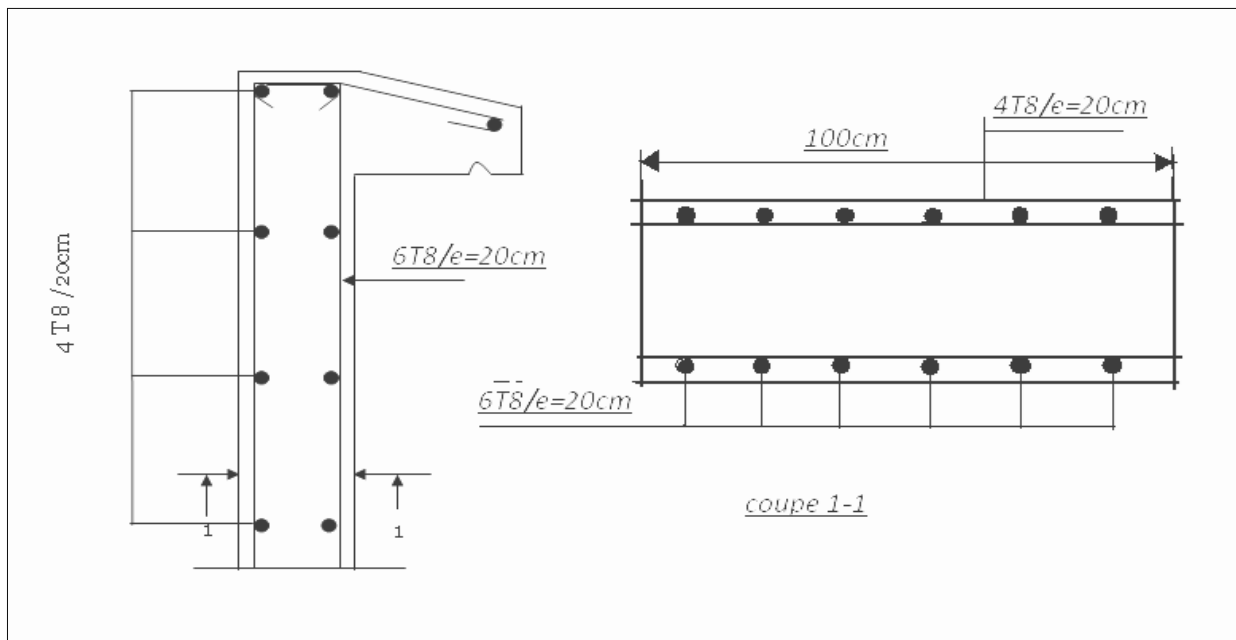


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1 PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.2.1.1.LES POUTRELLES :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou réalisés sur chantier ; leur calcul est associé celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rives

a) Pré dimensionnement :

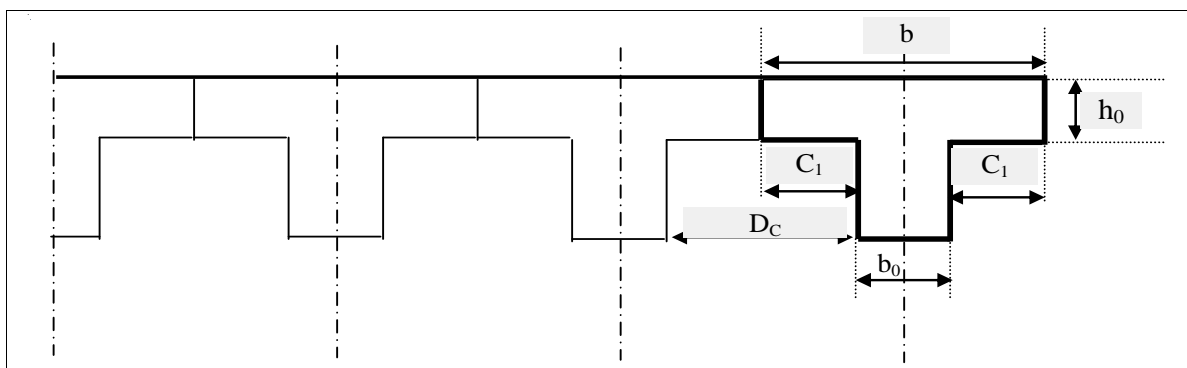


Figure.III.7 : Dimension des poutrelles.

On a : $h_t = 20 \text{ cm}$

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4 \text{ cm}$
- La largeur de la poutrelle : $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$
- Le corps creux utilisé pour ce plancher : $D_c = 53 \text{ cm}$
- La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 c_1$

$$c_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_c}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $c_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

b) Les types des poutrelles :

Tableau III.2 : Les types des poutrelles

| Les Types | Schéma statique |
|-----------|--|
| | Poutrelle du planché (terrasse inaccessible/ étages courant/RDC) |
| Type 1 | |
| Type 2 | <p>N°1</p> <p>N°2</p> |
| Type 3 | |

c) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

III.2.1.1.1. Calcul des poutrelles avant coulage de la table de compression

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

- Son Poids propre
- Poids propre du corps creux.
- le poids des ouvriers, des matériaux et des appareils de service $Q=2.5kN/m^2$

✚ Evaluation des charges :

Tableau III.3 : Évaluation des charges et surcharge avant le coulage

| Chargement | Poids volumique (KN / m ³) | Surface pour (m ²) | La charge (KN / ml) |
|--------------------------------|--|--------------------------------|---------------------|
| Poids propre de la poutrelle | 25 | 0.12×0.04 | 0.12 |
| Poids propre du corps creux | 14 | 0.65×0.20 | 1.82 |
| Charges permanentes G | | | 1.94 |
| Charge d'exploitation Q | | | 1.62 |

➤ **Combinaison des charges :**

✚ E.L.U : $Q_U = 1,35G + 1,5Q = 5.05 \text{ KN/ml}$

✚ E.L.S : $Q_{SER} = G + Q = 3.56 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul du moment :**

On prend : $L_{max} = 4.40 \text{ m}$

$$M_u = q_u \times \frac{(l)^2}{8} \Rightarrow M_u = 5.05 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 12.22 \text{ kN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{(l)^2}{8} \Rightarrow M_s = 3.56 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 8.61 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.221 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est très faible, on place des étaitements verticaux chaque **1m** pour supporter les charges avant le coulage.

III.2.1.1.2. 2^{ème} Phase de calcul (après le coulage) :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles Travaillons comme une section en Té. Dans le calcul des poutrelles on prend trois (3) cas :

- 1^{ère} cas plancher terrasse inaccessible
- 2^{ème} cas plancher étage courant habitation
- 3^{ème} cas plancher Rez-de-chaussée (bureau)

❖ Méthodes De Calcul :

A. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.1.Méthode de Forfaitaire

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

- $Q_t = 1KN/m^2 \leq \max((2.G = 2 \times G); 5)$
- Inertie constante dans les différentes travées en continuité ;
- La fissuration est non préjudiciable ;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

a.1.1. Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

- **M₀** : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- (**M_w** ; **M_e**) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite

Respectivement dans la travée considérée.

- **M_t** : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

✚ **Moment sur appuis**

M=0.2M₀appuis de rive ;

M=0.6M₀pour une poutre à deux travées ;

M=0.5M₀pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

M=0.4M₀pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

✚ **Effort tranchant**

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que [1]:

$$L=a+b$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_T}}} \text{ Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_T}}} \text{ Appuis droit}$$

- Effort tranchant à gauche : $V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$
- Effort tranchant à droite : $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a}$

a.2. Méthode de Caquot

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.1. Application de la méthode :

Moment sur appuis

* $M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$ Appuis int ermédiaires

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment en travée

On a deux relations pour déterminer le moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

$$x = \left(\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times l} \right)$$

Avec :

- **M₀** : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- **(M_w ; M_e)** : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- **q_w**: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- **q_e**: Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite.

Avec :

$l'=l$ pour une travée de rive.

$l'=0.8l$ pour une travée intermédiaire.

l : représente la portée de la travée libre.

✚ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

❖ **Evaluation des charges et surcharge :**

Tableau III.4 :Évaluation des charges et surcharge après le coulage

| étages | <i>B</i> | Les charges | | Les combinaisons | |
|---------------------------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | <i>G (KN/m²)</i> | <i>Q (KN/m²)</i> | <i>ELU (1,35×G+1,5×Q)×b</i> | <i>ELS (G+Q) ×b</i> |
| Plancher terrasse Inaccessible | 0.65 | 6.33 | 1 | 6.53 | 4.76 |
| Plancher étage courant | 0.65 | 5.39 | 1.5 | 6.19 | 4.48 |
| Plancher RDC (bureaux) | 0.6 | 5.39 | 2.5 | 7.17 | 5.13 |

❖ Application de la méthode :

Tableau III.5 : vérification des conditions et les Méthodes retenues.

| Les Types | Vérification des conditions | Méthode retenue |
|-----------|---|-----------------|
| Type 1 | <p>❖ 1^{ère} cas plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \leq \max(2 \times 6.33; 5 \text{ kN / m}^2) = 12.66 \dots \text{vérifier}$</p> <p>2^{ème} cas plancher étage courant (habitation) : $Q = 1.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> <p>3^{ème} cas plancher étage service (bureau) : $Q = 2.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> <p>❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants.....vérifiée</p> <p>❖ Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25 $\frac{L_2}{L_1} = \frac{4.20}{4.30} = 0.97; \frac{L_3}{L_2} = \frac{2.50}{4.20} = 0.59; \frac{L_4}{L_3} = \frac{4.40}{2.50} = 1.76 \text{ non vérifiée}$</p> | Caquot |
| Type 2 | <p>❖ 1^{ère} cas plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \leq \max(2 \times 6.33; 5 \text{ kN / m}^2) = 12.66 \dots \text{vérifier}$</p> <p>2^{ème} cas plancher étage courant (habitation) : $Q = 1.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> <p>3^{ème} cas plancher étage service (bureau) : $Q = 2.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> <p>❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants.....vérifiée</p> <p>❖ Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25</p> <p>-N°1 : $\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.30}{4.20} = 1.02 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.20}{2.50} = 1.68 \dots \text{non vérifiée}$</p> | Caquot |
| | <p>-N°2: $\star \frac{L_1}{L_2} = \frac{2.60}{3.30} = 0.78 \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.30}{2.70} = 1.22 \dots \text{non vérifiée}$</p> | Caquot |
| | <p>❖ 1^{ère} cas plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \leq \max(2 \times 6.33; 5 \text{ kN / m}^2) = 12.66 \dots \text{vérifier}$</p> <p>2^{ème} cas plancher étage courant (habitation) : $Q = 1.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> <p>3^{ème} cas plancher étage service (bureau) : $Q = 2.5 \leq \max(2 \times 5.39; 5 \text{ kN / m}^2) = 10.78 \dots \text{vérifier.}$</p> | |

| | | |
|---------------|--|---------------|
| Type 3 | <ul style="list-style-type: none"> ❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....vérifiée ❖ Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25 $\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.40}{3.30} = 1.33$non vérifiée | Caquot |
|---------------|--|---------------|

❖ **TYPE 1 :**

✦ **Terrasse inaccessible :**

Tableau III.6 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|----------------|-----------------------|----------------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T _w | T _e | T _e | T _w | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.30 | 4.30 | 1.73 | 7.48 | 5.46 | 16.78 | -11.30 | 12.24 | -8.24 |
| 2 | -11.78 | -8.59 | 2-3 | 4.20 | 3.36 | 2.29 | 4.87 | 3.55 | 12.47 | -14.95 | 9,10 | -10.91 |
| 3 | -6.58 | -4.80 | 3-4 | 2.50 | 2 | 1.21 | -1.80 | -1.31 | 8.40 | -7.92 | 6.13 | -5.78 |
| 4 | -7,18 | -5,24 | 4-5 | 4.40 | 3.52 | 2.18 | 8.34 | 6.09 | 14.49 | -14.24 | 10.57 | -10.39 |
| 5 | -7.73 | -5.64 | 5-6 | 3.30 | 2.64 | 1.75 | 2.18 | 1.59 | 10.09 | -11.46 | 7.36 | -8.36 |
| 6 | -5.48 | -4.00 | 6-7 | 2.70 | 2.70 | 1.66 | 2.27 | 1.66 | 6.79 | -10.84 | 4.59 | -7.91 |
| 7 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ **Étage courant :**

Tableau III.7 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|----------------|-----------------------|----------------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T _w | T _e | T _e | T _w | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.30 | 4.30 | 1.73 | 7.09 | 5.13 | 15.91 | -10.72 | 11.51 | -7.75 |
| 2 | -11.17 | -8.08 | 2-3 | 4.20 | 3.36 | 2.29 | 4.61 | 3.34 | 11.38 | -14.18 | 8.56 | -10.25 |
| 3 | -6.24 | -4.52 | 3-4 | 2.50 | 2 | 1.21 | -1.70 | -1.23 | 7.97 | -7.51 | 5.76 | -5.43 |
| 4 | -6.81 | -4.93 | 4-5 | 4.40 | 3.52 | 2.18 | 7.91 | 5.72 | 13.74 | -13.50 | 9.94 | -9.77 |
| 5 | -7.33 | -5.30 | 5-6 | 3.30 | 2.64 | 1.75 | 2.07 | 1.50 | 9.57 | -10.87 | 6.92 | -7.86 |
| 6 | -5.20 | -3.76 | 6-7 | 2.70 | 2.70 | 1.66 | 2.15 | 1.56 | 6.44 | -10.28 | 4.65 | -7.44 |
| 7 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ *Rdc (bureaux) :*

Tableau III.8 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | ELU | | ELS | |
| | | | | | | | | | T_w | T_e | T_e | T_w |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.30 | 4.30 | 1.73 | 8.21 | 5.87 | 18.42 | -12.40 | 13.18 | -8.88 |
| 2 | -12.93 | -9.25 | 2-3 | 4.20 | 3.36 | 2.29 | 5.44 | 3.82 | 13.69 | -16.41 | 9.80 | -11.74 |
| 3 | -7.23 | -5.17 | 3-4 | 2.50 | 2 | 1.21 | -1.99 | -1.41 | 9.22 | -8.70 | 6.60 | -6.22 |
| 4 | -7.88 | -5.64 | 4-5 | 4.40 | 3.52 | 2.18 | 9.15 | 6.55 | 15.91 | -15.63 | 11.38 | -11.19 |
| 5 | -8.49 | -6.07 | 5-6 | 3.30 | 2.64 | 1.75 | 2.44 | 1.72 | 11.08 | -12.58 | 7.93 | -9.00 |
| 6 | -6.01 | -4.30 | 6-7 | 2.70 | 2.70 | 1.66 | 2.62 | 1.78 | 7.45 | -11.90 | 5.33 | -8.52 |
| 7 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

❖ **Type 2 (N°1) :**

✦ *Terrasse :*

Tableau III.9 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | ELU | | ELU | |
| | | | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4,3 | 4,3 | 1,73 | 7,48 | 5,46 | 16,78 | -11,30 | 12,24 | -8,24 |
| 2 | -11,78 | -8,59 | 2-3 | 4,2 | 3,36 | 2,27 | 4,71 | 3,44 | 12,58 | -14,84 | 9,18 | -10,83 |
| 3 | -7,02 | -4,12 | 3-4 | 2,5 | 2,5 | 1,68 | -0,2 | -1,16 | 5,35 | -10,97 | 3,91 | -8,00 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ *Etage courant*

Tableau III.10 : Différentes Sollicitation sur la poutrelle type 2 N°1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | ELU | | ELS | |
| | | | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4,3 | 4,3 | 1,73 | 7,09 | 5,13 | 15,91 | -10,72 | 11,51 | -7,75 |
| 2 | -11,17 | -8,08 | 2-3 | 4,2 | 3,36 | 2,27 | 4,43 | 3,23 | 11,93 | -14,08 | 8,63 | -10,18 |
| 3 | -6,66 | -4,82 | 3-4 | 2,5 | 2,5 | 1,68 | -0,14 | -0,15 | 5,08 | -10,40 | 3,67 | -7,52 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ *Rdc (bureaux)*

Tableau III.11 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°1

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4,3 | 4.3 | 1.73 | 8.21 | 5.87 | 18.42 | -12.40 | 13.18 | -8.88 |
| 2 | -12.93 | -9.25 | 2-3 | 4.2 | 3.36 | 2.27 | 5.17 | 3.70 | 13.81 | -16.29 | 9.88 | -11.66 |
| 3 | -7.71 | -5.51 | 3-4 | 2.5 | 2.5 | 1.68 | -0.24 | -0.17 | 5.88 | -12.04 | 4.21 | -8.62 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

❖ Type 2 (N°2) :

✦ Terrasse :

Tableau.III.12 :Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|------|-------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 2.6 | 2.6 | 1.96 | 2.80 | 2.04 | 10.52 | -6.46 | 7.67 | -4.71 |
| 2 | -5.27 | -3.85 | 2-3 | 3.3 | 2.64 | 1.64 | 3.51 | 2.56 | 10.84 | -10.71 | 7.91 | -7.82 |
| 3 | -5.48 | -4.00 | 3-4 | 2.7 | 2.7 | 1.66 | 2.27 | 1.66 | 6.79 | -10.35 | 4.95 | -7.55 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ étage courant :

Tableau .III.13 :Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|------|-------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 2.6 | 2.6 | 1.96 | 2.65 | 1.92 | 9.97 | -6.13 | 7.21 | -4.43 |
| 2 | -5.00 | -3.62 | 2-3 | 3.3 | 2.64 | 1.64 | 3.33 | 2.41 | 10.28 | -10.16 | 7.43 | -7.35 |
| 3 | -5.20 | -3.76 | 3-4 | 2.7 | 2.7 | 1.66 | 2.15 | 1.56 | 6.44 | -9.82 | 4.65 | -7.10 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ RDC (bureaux):

Tableau III.14 :Différentes sollicitations sur la poutrelle type 2 N°2

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|------|-----------------------|--------|-------|-------|
| | | | | | | | | | ELU | | ELS | |
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | T_w | T_e | T_w | T_e |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 2.6 | 2.6 | 1.96 | 3.07 | 2.20 | 11.54 | -7.09 | 8.26 | -5.07 |
| 2 | -5.79 | -4.14 | 2-3 | 3.3 | 2.64 | 1.64 | 3.85 | 2.76 | 11.90 | -11.76 | 8.51 | -8.41 |
| 3 | -6.01 | -4.30 | 3-4 | 2.7 | 2.7 | 1.66 | 2.49 | 1.78 | 7.45 | -11.36 | 5.33 | -8.13 |
| 4 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

❖ Type 3 :

✦ Terrasse :

Tableau III.15 :Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictive (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|--------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | | | | | | | | | ELU | | ELS | |
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | T_w | T_e | T_w | T_e |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.4 | 4.4 | 1.72 | 3.09 | 2.25 | 17.11 | -11.62 | 12.48 | -8.48 |
| 2 | -12.08 | -8.82 | 2-3 | 3.3 | 3.3 | 2.21 | -0.23 | -0.17 | 7.11 | -14.43 | 5.19 | -10.53 |
| 3 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

✦ Etage courant :

Tableau III.16 :Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Travée | Portée réelle (m) | Portée fictif (m) | Xi (m) | Moment en travée (KN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|--------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|-------|
| | | | | | | | | | ELU | | ELS | |
| | ELU | ELS | | | | | ELU | ELS | T_w | T_e | T_w | T_e |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.4 | 4.4 | 1.72 | 2.93 | 2.12 | 16.23 | -11.02 | 11.74 | -7.97 |
| 2 | -11.46 | -8.29 | 2-3 | 3.3 | 3.3 | 2.21 | -0.22 | -0.16 | 6.75 | -13.69 | 4.88 | -9.90 |
| 3 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

★ Rdc (bureaux) :

Tableau III.17 : Différentes sollicitations sur la poutrelle type 3

| Appuis | Moment sur appuis (kN.m) | | Tra vée | Portée réelle (m) | Portée fictif (m) | Xi (m) | Moment en travée (kN.m) | | Effort tranchant (kN) | | | |
|--------|--------------------------|-------|---------|-------------------|-------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------|--------|-------|--------|
| | ELU | ELS | | | | | ELU | | ELS | | | |
| | | | | | | | T_w | T_e | T_w | T_e | | |
| 1 | 0 | 0 | 1-2 | 4.4 | 4.4 | 1.72 | 3.39 | 2.42 | 18.78 | -12.75 | 13.44 | -9.13 |
| 2 | -13.26 | -9.49 | 2-3 | 3.3 | 3.3 | 2.21 | -0.25 | -0.18 | 7.81 | -15.85 | 5.59 | -11.34 |
| 3 | 0 | 0 | | | | | | | | | | |

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles

Nous considérons pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau III.18 : Valeurs maximales des sollicitations

| Sollicitation maximale | ELU | ELS |
|------------------------|-------|-------|
| M_t (KN.m) | 9.15 | 6.55 |
| M_a (KN.m) | 13.26 | 9.49 |
| T (KN) | 18,78 | 13,44 |

B.1. Ferrailage en travée :

$h=20cm$; $h_0=4cm$; $b=65cm$; $b_0=12cm$; $d=0,9h=18cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=400MPa$; $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure [1].

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58.95kN.m$$

Nous avons : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, nous conduisons le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, nous aurons :

Tableau III.19 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

| $M_{uu}(kNm)$ | μ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'(cm^2)$ | A | Z (cm) | $\mu < 0,186$ | ζ_s | $\sigma_s(MPa)$ | $A_s(cm^2)$ |
|---------------|-------|---------------|--------------|-------|-------------|---------------|-----------|-----------------|-------------|
| 9.15 | 0,031 | Oui | 0 | 0,039 | 17.72 | oui | 10‰ | 347,82 | 1.48 |

B.2. Ferrailage sur appuis :

Nous avons $M_{au}^{max} = 13.26 kNm < M_{tab} = 58.95 kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.20. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

| $M_{au}(kNm)$ | μ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'(cm^2)$ | A | $Z(cm)$ | $\mu < 0,186$ | ζ_s | $\sigma_s(MPa)$ | $A_s(cm^2)$ |
|---------------|-------|---------------|--------------|-------|---------|---------------|-----------|-----------------|-------------|
| 13.26 | 0,044 | Oui | 0 | 0,043 | 17.69 | Oui | 10‰ | 347,82 | 2.16 |

B.1.1. Condition de non fragilité [1] :

- Travée :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.412 cm^2$$

$$A_s = 1.48 cm^2 > A_s^{\min} = 1.412 cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 cm^2$)

- appui

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.260 cm^2$$

$$A_s = 2,16 cm^2 > A_s^{\min} = 0,260 cm^2$$

Choix : 1T12+1T14 ($A_s = 2,67 cm^2$)

C. Vérifications :

C.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=18.78 \text{ kN}$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,86 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

-Vérification de la compression du béton [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=18.78 \text{ kN}$ (appuis de rive)

-Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 2,67 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,539 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

-Vérification de la contrainte de compression [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 b_0 d} = \frac{15.91.10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,818 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 2,67 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,89 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C.2. Vérification à l'E.L.S

C.2.1. Vérification des contraintes du béton [1]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l'axe neutre

Nous supposons que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65cm \text{ (travée)} ; b_0 = 12cm \text{ (appuis)} ; c = c' = 2,5cm$$

y : est une solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.21 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

| | $M_{ser}(kNm)$ | A_s (cm^2) | A'_s (cm^2) | Y (cm) | I (cm^4) | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Vérification |
|---------------|----------------|---------------------|----------------------|----------|----------------|--------------------|--------------|
| <i>Travée</i> | 6.55 | 2,36 | 0 | 3.91 | 8323.051 | 3,07 | Vérifiée |
| <i>Appuis</i> | 9.49 | 2,67 | 0 | 4.13 | 9230.964 | 4.24 | |

C.2.2. Vérification de la flèche [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=20cm; b_0=12cm; d=18cm; L=4,40m ; M_{Iser}=6.55kN.m ; M_0=12.41kNm \quad A_s=2,36cm^2 ; f_e=400MPa.$

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,045 < 0,0625 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,045 < 0,052 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,88cm \quad (L < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [1]

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_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 ce tableau :

Tableau III.22 : Récapitulatif du calcul de la flèche

| M_{ser} (kN.m) | A_s (cm ²) | Y_1 (cm) | δ | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm ⁴) | I_{fi} (cm ⁴) | I_{fv} (cm ⁴) |
|---------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 6.55 | 2,36 | 3.95 | 0,010 | 154.19 | 4,11 | 1,64 | 0,35 | 24861.44 | 11214.92 | 15795.06 |

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,35cm \quad (l = 4,40m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,39 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- « **BAEL 91 modifié 99** » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

- « **RPA 99 version 2003** » [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,60 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 8.63 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Selon le « RPA 99 version 2003 » [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

Nous adoptons : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

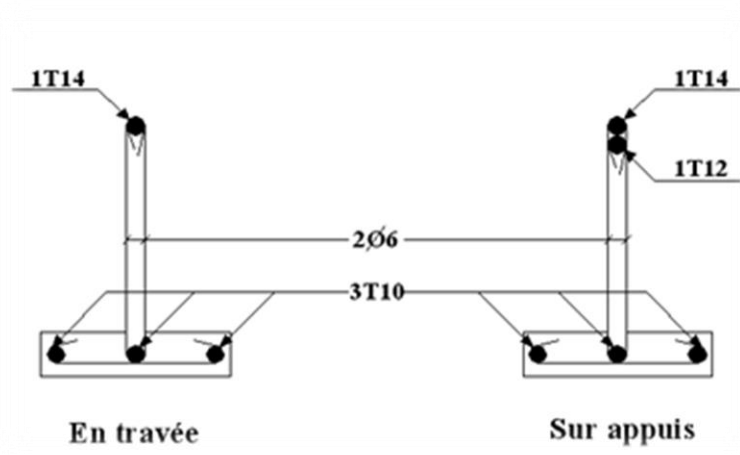


Figure III.8 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

E. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE 520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6 \varnothing 5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}....[3]$$

Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Soit : $6 \varnothing 5=1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm} \leq 30\text{cm}....[3]$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous on adopte un treillis à haute adhérence de mailles (**150× 150**) **mm²**

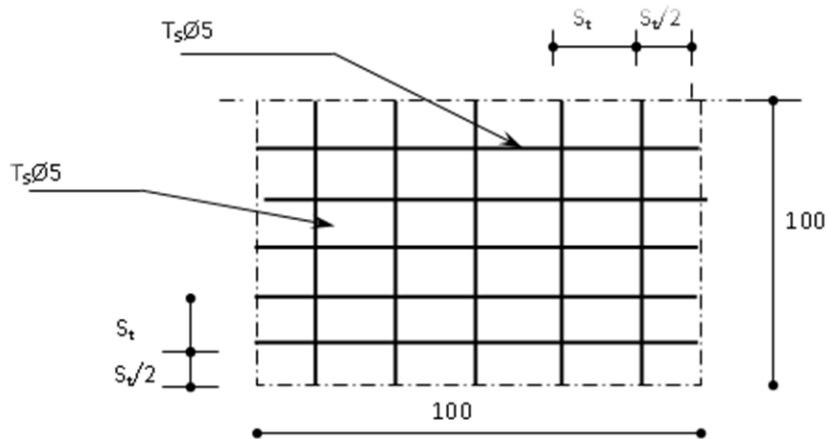


Figure III.9 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Plancher de sous-sol en dalle pleine

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

III.2.2.1. Evaluation des charges :

$$G=4.82\text{kN/m}^2, Q=2.5\text{ kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=10.257\text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=7.32\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{4.40} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.2.2.2. Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$ Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } \nu.$$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 7.307 Nm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.307 kNm$$

- **Moments en travée**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 5.480 Kn.m$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5.480 Kn.m$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3.653 Kn.m$$

III.2.2.3. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 cm ; h = 16 cm ; d = 0,9 h = 14 cm ; f_e = 400 MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; \sigma_s = 348 MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Ferrailage de la dalle pleine

| | Sens | M_u (kNm) | μ | A_s' (cm) | A | $Z(c)$ | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|---------------|------|----------------|-------|----------------|-------|--------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| Travée | x-x | 5.480 | 0,018 | 0 | 0,022 | 14.27 | 1.10 | 5T10 | 3.93 | 20 |
| | y-y | 5.480 | 0,018 | | 0,022 | 14.27 | 1.10 | | | |
| Appuis | x-x | 3.653 | 0,012 | | 0,015 | 14.31 | 0.73 | | | |
| | y-y | | | | | | | | | |

- **Espacement [2] :**

Travée

✖ **Sens x- x**

$$esp = \frac{100}{5} = 20 cm < Min(3h; 33 cm) = 33 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✖ **Sens y-y**

$$esp = \frac{100}{5} = 20 cm < Min(4h; 45 cm) = 45 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis

↳ **Sens x-x**

$$esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

↳ **Sens y-y**

$$esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

III.2.2.4. Condition de non fragilité [2] :

Nous avons : $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=16cm; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.28cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.28cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \dots \dots \dots [1] \end{cases}$

Travée

○ **Sens x-x**

$$A_x = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

○ **Sens y-y**

$$A_y = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Appuis

• **Sens x-x**

$$A_x = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{vérfiée}$$

• **Sens y-y**

$$A_y = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{vérfiée}$$

III.2.2.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10.257 \times 4,40 \times 4,40}{2 \times 4,40 + 4,40} = 15,04 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15,04 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 15,04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15,04 \cdot 10^3}{1000 \times 140} = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.2.6. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 6,249 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,249 \text{ kNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 5,311 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 5,311 \text{ kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 1,87 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes [1] :

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$F_{ij} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

● **Détermination de la valeur de « y »**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

● **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes à l'ELS

| | | M_{ser} (kN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ | σ_s (MPa) | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|---------------|-------|---------------------|-----------------------------|-------------|---------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Travée | (x-x) | 5.31 | 3.93 | 3.51 | 7928.31 | 2.35 | Vérifiée | 105.38 | vérifiée |
| | (y-y) | 5.31 | 3.93 | 3.51 | 7928.31 | 2.35 | | 105.38 | |
| Appuis | | 1.87 | 3.93 | 3.51 | 7928.31 | 0.82 | | 37.11 | |

● **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [1]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,036 < 0,042 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ 0,036 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ 2,80 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$$

f_i : la flèche dues aux charges instantané.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

➤ **Selon B.A.E.L91 [1]**

● **Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

● **Calcul des moments d'inerte fictifs:**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{As}{b_0 \cdot d} \quad \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25 : Vérification de la flèche

| M_{ser} (kN.m) | As (cm ²) | δ | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm ⁴) | I_{fi} (cm ⁴) | I_{fv} (cm ⁴) |
|---------------------|--------------------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 5.31 | 3.93 | 0,028 | 96.51 | 7.5 | 3 | 0.28 | 36255.53 | 12864.86 | 21674.50 |

● **Calcul de la flèche de déformation instantanée:**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0.24cm \quad ; l=4.40m$$

● **Calcul de la flèche de déformation différé:**

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 0.44cm \quad ; l=4.40m$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.20cm$$

$$\Rightarrow \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \quad ; l=4.40\text{m}$$

$$\Delta f_t = 2\text{mm} < \bar{f} = 8.8\text{mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

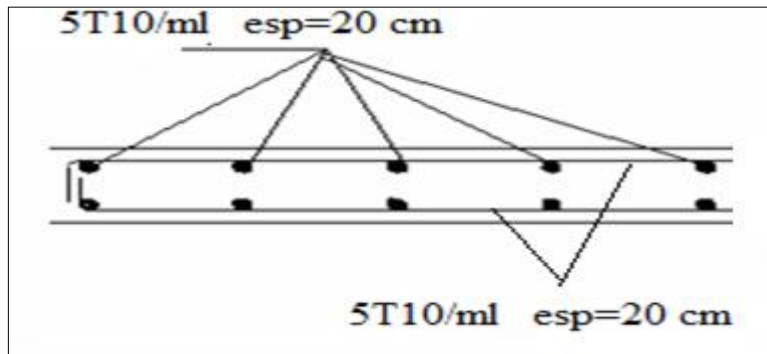


Figure III.10 : Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

III.3. Etude de la dalle machine

III.3.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3.2 Pré dimensionnement

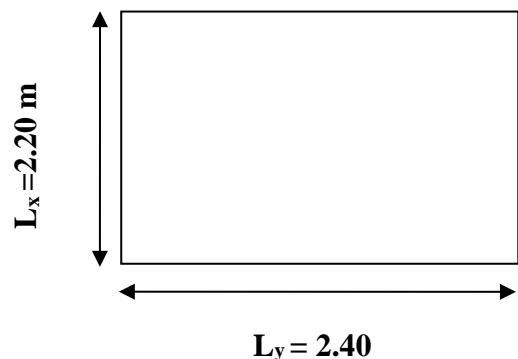
La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{220}{50} \leq e \leq \frac{220}{40}$$

$$4.40\text{cm} \leq e \leq 5.5\text{cm}$$



b. condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs [E.N.A] préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

Nous prenons : $e=25cm$

III.3.4. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée..... $50kN/m^2$
- Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25kN/m^2$

$$G=56,25kN/m^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=1kN/m^2$$

III.3.5. Combinaison des charges

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,43kN/m^2$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 57,25kN/m^2$$

III.3.5 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ "

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,40} = 0,916 < 1$$

\Rightarrow a dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0448 \Rightarrow M_x = 16.79kNm \\ \mu_y = 0,798 \Rightarrow M_y = 13.40kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, nous obtenons les moments suivants :

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0, 85M_x = 14.27kNm$$

$$M_{ty} = 0, 85M_y = 11.39kNm$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=0,3M_x=5.03kNm$$

$$M_{ay}=0,3M_y=4.02kNm$$

$$M_a=Max(M_{ax} ; M_{ay})=5.03 kNm$$

III.3.6. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, nous aurons une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.3.6.1 Ferrailage en travée

a. Dans le sens « L_x »

$$\text{On a : } b=100\text{cm}; h=25\text{cm}; d=0,9h=22,50\text{cm}; c=2\text{cm}; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Tableau III.26: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

| $M_{tx}(kN.m)$ | M | $A'_s(\text{cm}^2)$ | A | $Z(\text{cm})$ | $A^{cal}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(\text{cm}^2)$ |
|----------------|-------|---------------------|-------|----------------|--------------------------|-------|--------------------------|
| 14.27 | 0,019 | 0 | 0,023 | 22,29 | 1.83 | 4T10 | 3.14 |

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens « L_y »

$$\text{Nous aurons : } b=100\text{cm}; h=25\text{cm}; d=d_x-\emptyset_x=21,5\text{cm}; c=2\text{cm}; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Tableau III.27 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

| $M_{ty}(kNm)$ | M | $A'_s(\text{cm}^2)$ | A | $Z(\text{cm})$ | $A^{cal}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(\text{cm}^2)$ |
|---------------|-------|---------------------|-------|----------------|--------------------------|-------|--------------------------|
| 11.39 | 0,017 | 0 | 0,021 | 21,31 | 1.53 | 4T10 | 3.14 |

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.6.2. Ferrailage sur appuis

Nous aurons :

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=22,5\text{cm} ; c=2\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

| M_a (kNm) | M | $A'_s(\text{cm}^2)$ | A | Z (cm) | $A^{cal}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(\text{cm}^2)$ |
|----------------|--------|---------------------|--------|----------|--------------------------|-------|--------------------------|
| 5.03 | 0,0070 | 0 | 0,0087 | 22,42 | 0,64 | 5T8 | 2,51 |

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

III.3.7. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 60.12\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 56.78\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 60.12\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{60.12 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,267\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

III.3.7. Vérification à l'E.L.S :

a. Vérification des contraintes [1]

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$
- **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,916 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0519 \Rightarrow M_x = 14,38 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,861 \Rightarrow M_y = 12,38 \text{kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,22 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,52 \text{kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x ; 0,3 M_y) = 4,31 \text{kNm}$$

1- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

| | | $M_t (kNm)$ | $A_s (cm^2)$ | $Y (cm)$ | $I (cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ | $\sigma_s(MPa)$ | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|---------------|-------|-------------|--------------|----------|------------|--------------------|--------------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| Travée | (x-x) | 12.22 | 3.14 | 4.15 | 18242.07 | 2.78 | vérifiée | 184.38 | vérifiée |
| | (y-y) | 10.52 | 3.14 | 4.15 | 18242.07 | 2.39 | | 158.73 | |
| Appuis | | 4.31 | 2,51 | 3,75 | 14994,14 | 1.07 | | 80.84 | |

b. Vérification de la condition de non fragilité [2]

$h=25cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,08cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,916 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis $A_x=2.51cm^2/ml > 2,08cm^2$ vérifiée

En travée $A_x=3.14cm^2/ml > 2,08cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis $A_y=2,51cm^2/ml > 2.08cm^2$ vérifiée

En travée $A_x=3.14cm^2/ml > 2.08cm^2$ vérifiée

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après [1] \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,113 > 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,113 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1,395 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

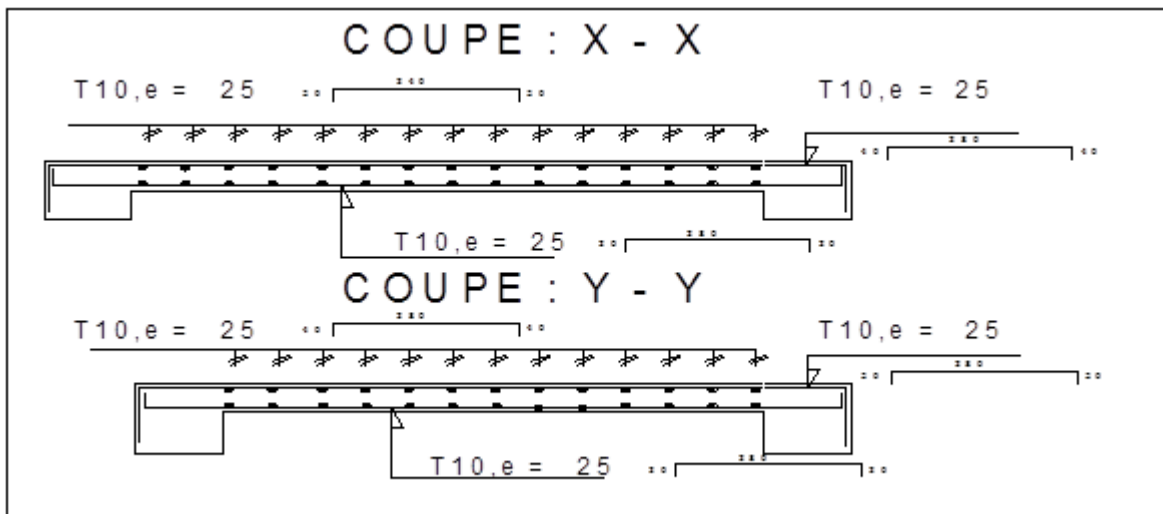


Figure III.11 : Ferrailage de la dalle machine

III.4. BALCONS

III.4.1. INTRODUCTION

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et calcule comme une console en dalle pleine encasté et libre à extrémité et libre à l'autre, soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$

- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps

➤ **Epaisseur de balcon:**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10cm$$

On prend: $e = 12 cm$

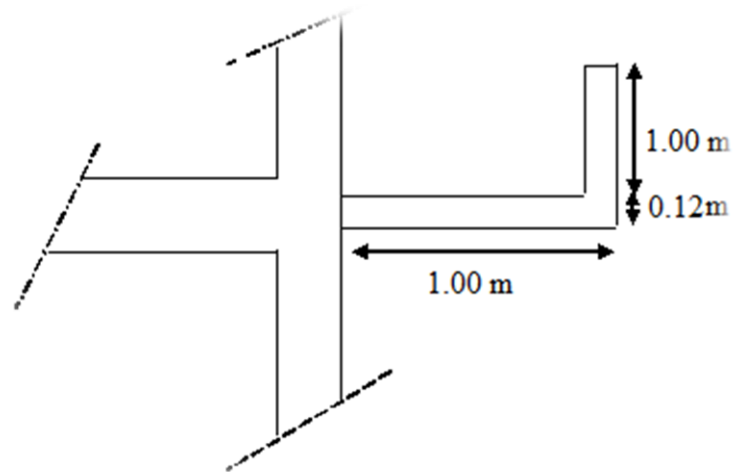


Figure III.12 : Dimensions du balcon

III.4.2 EVALUATION DES CHARGES

- *Charge permanente:*

$$G = 4.40 \text{ kN/m}^2$$

- *Charge d'exploitation:*

$$Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Moment du à la main courante :

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

III.4.3 schéma statique

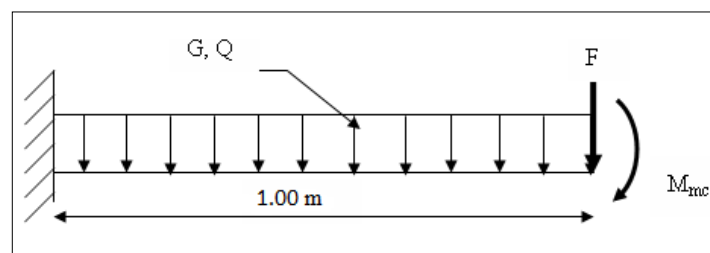


Figure III.13 :Schéma statique du balcon

III.4.4 combinaison des charges

Tableau III.30 : Combinaison des charges

| | <i>ELU</i> | <i>ELS</i> |
|-----------------------|------------|------------|
| <i>q (kN/ml)</i> | 11.19 | 7.9 |
| <i>F (kN)</i> | 2.19 | 1.62 |
| <i>M_{mc}</i> | 1.00 | 1.00 |

III.4.5 calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.31 : Calcul des efforts internes

| | <i>ELU</i> | <i>ELS</i> |
|----------------|------------|------------|
| <i>M (kNm)</i> | 8.79 | 6.57 |
| <i>T (kN)</i> | 13.38 | 9.52 |

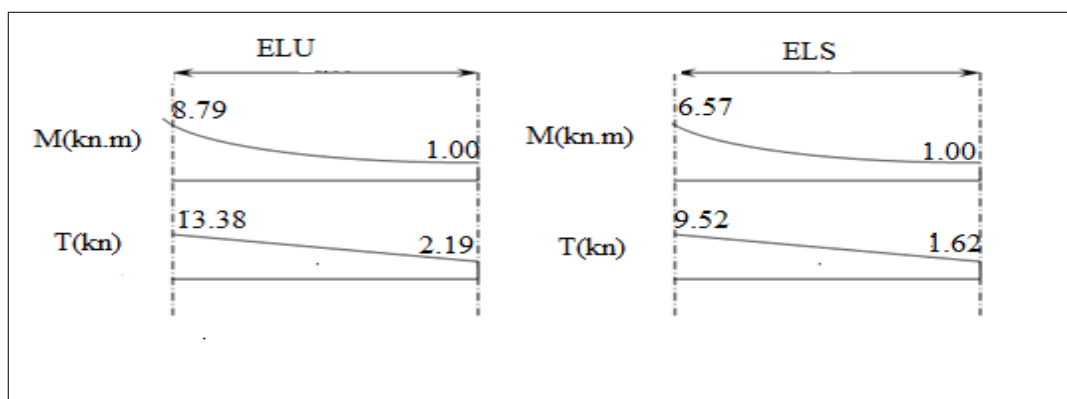


Figure III.14 : Diagramme des efforts internes

III.4.6 CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=12cm ; d=10.8cm ; f_e=400MPa$$

Tableau III.32: Ferrailage du balcon

| M_u (kNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | $A'_s(cm^2)$ | A | Z (cm) | $A^{cal}_s(cm^2)$ | Choix | A_s^{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|----------------|--------|---------------|--------------|--------|-------------|-------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| 8.79 | 0,0531 | Oui | 0 | 0,0682 | 10.51 | 2.40 | 5T10 | 3.93 | 20 |

* **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (4h; 45cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 45cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

* **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2 \leq A_r \leq 1.96cm^2$$

Le choix est de: 5T8/ml = 2.51cm² avec: S_t=20cm

III.4.7. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité [1] :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.93cm^2 > A_s^{min} = 1,30cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant [1] :

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{13.38.10^3}{1000 \times 108} = 0,123MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c. 1.Vérification des contraintes:

- *Position de l'axe neutre "y":*

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- *Moment d'inertie "I":*

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $d=10.8cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On a vérifié que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.33 : Vérification des contraintes du balcon

| $M_{ser}(kNm)$ | A_s (cm^2) | Y (cm) | I (cm^4) | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ | σ_s (MPa) | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|----------------|---------------------|-----------------|-------------------|----------------------------|--------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| 6.57 | 3.93 | 3.03 | 4486.25 | 4.43 | vérifiée | 170.68 | vérifiée |

c. Vérification de la flèche [1]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{12}{100} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 10,8} = 0,0036 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Leftrightarrow 0,12 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Vérification à la torsion

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé **BAEL91 [1]** d'une épaisseur de paroi égale à " b_0 ":

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

La contrainte tangente de torsion " τ_{ut} " doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant " τ_{uv} ".

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec:

$$\tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \quad (\text{Contrainte de torsion})$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh} \quad (\text{Contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{lim} = 5\text{MPa} \quad (\text{Contrainte limite})$$

Tel que:

T_u : Moment de torsion.

$$T_u = M_{mc} + F_U(1,00) + M_u(1,00^2/2)$$

V_u : Effort tranchant.

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0 : Epaisseur de la paroi.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (0,25 \times 0,30) = 0,075\text{m}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{8,79 \cdot 10^6}{2 \times 0,075 \cdot 10^6 \times 50} = 1,172\text{MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{13,38 \cdot 10^3}{300 \times 350} = 0,127\text{MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 1,389\text{MPa} < 25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

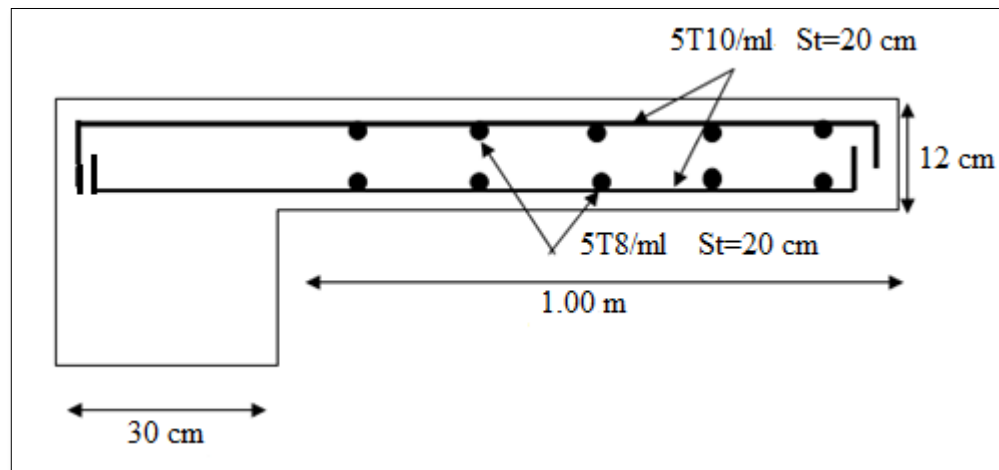


Figure III.15 : Ferrailage de balcon

III.5. Les escalier

III.5.1. Introduction

Ouvrage constitué d'éléments successifs permettant de changer de niveau .il est réservé à l'usage exclusif de piéton et doit pouvoir s'utiliser dans le sens de la marche en descendant

III.5.2. Définition des éléments d'un escalier

- ❖ **Giron (g)**: la largeur de la marche.
- ❖ **Marche** : la partie horizontale de la marche.
- ❖ **Contre marche** : la hauteur verticale de la marche (h).
- ❖ **L'emmarchement** : la longueur de la marche (l).
- ❖ **La volée** : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- ❖ **Paillasse** : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- ❖ **Pallier** : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- ❖ **La cage** : est le volume ou se situe l'escalier.
- ❖ **Ligne de jour** : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- ❖ **Pente de l'escalier(α)** : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.

III.5.3.Fonction

Un escalier est une suite de degré (marches) permettant d'accéder aux différents étages, dont l'agencement correspond au pas normal d'une personne

III.5.4.Rôle d'un escalier

- permettre de monter ou descendre, en sécurité, un ou plusieurs niveaux d'un bâtiment en tenant compte de données ergonomiques (confort)
- pouvoir s'intégrer dans un local

- être stable en cours d'utilisation (résistance mécanique)
- résister aux contraintes auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité)
- éventuellement un rôle décoratif

Dans notre projet, nous avons un type d'escalier :

- ✗ Escalier à deux volées et un palier pour étage courant

Doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ la hauteur h des contremarches entre 16 et 18 cm.
- ✓ la largeur g (giron) entre 22 et 33 cm.
- ✓ La formule empirique de BLONDEL

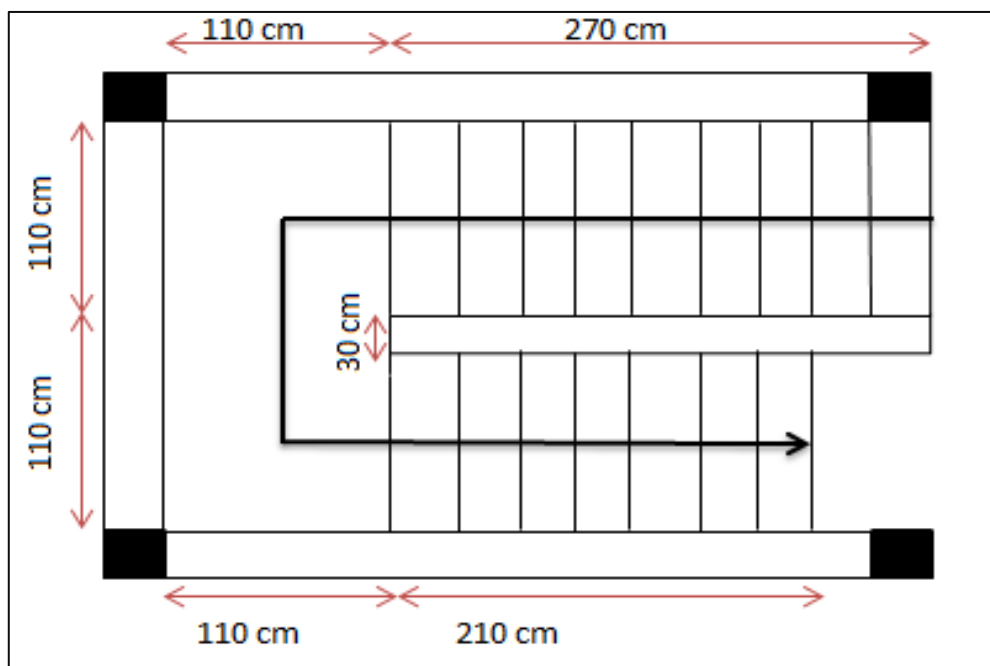


Figure III.16 : Vue en 3D de l'escalier de l'étage courant

La formule Blondel vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1), est utilisé Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches pour avoir un escalier confortable.

Soit (n) le nombre de contre marches et $(n-1)$ le nombre de marches

H : la hauteur de la volée

L : longueur totale en appui inclinée.

L_0 : La longueur projetée de la volée.

L_p : La longueur de palier de départ et d'arrivée

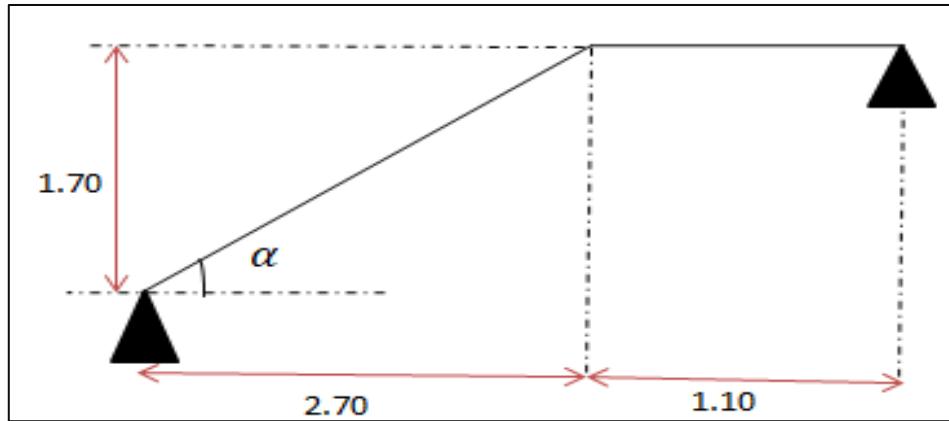


Figure III.17: Schéma statique l'escalier.

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L_0}{(n - 1)}$$

En remplaçant h et g dans (1) : $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$$\frac{L_0}{(n - 1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64\text{cm} \rightarrow - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

Avec : n : c'est la solution de l'équation

$H=1,7\text{m}$; $L_0= 2.70\text{m}$; $L_p=1.10\text{m}$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

La solution :

$$n_1 = 0.53 \dots \dots \dots \text{(Refusé)}$$

$$n_2 = 10$$

Donc on prend :

- ✗ Le nombre de contre- marche n=10
- ✗ Le nombre des marches n-1=9

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = 30\text{cm}$$

• Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Inclinaison des paillasse :

$$\text{Calcul de } \alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{170}{270} \right)$$

$$\alpha = 32.19^\circ \quad \longrightarrow$$

- **Calcul de la longueur de la paillasse :**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.198m$$

- **Épaisseur de la paillasse et palier :**

$$L = L_v + L_p = 3.198 + 1.10 = 4.298m$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.32cm < e < 21.49cm$$

On prend $e_p=16cm$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

- **Evaluation Des Charges**

a. Palier :

- Charge permanente $G_1 = 5.7(KN/m^2)$
- Charge d'exploitation $Q_1 = 2.5 (KN/m^2)$

b. Paillasse :

b. 1. Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 32.19} \right) = 4.726 KN/m^2$
- Carrelage ($e=0.02m$; $\rho=20kN/m^3$) 0.4 (KN/m²)
- Mortier de pose ($e=0.02m$; $\rho=20kN/m^3$) 0.4 (KN/m²)
- Poids propre de la marche $\left(\frac{25 \times 0,16}{2} \right) = 2 KN/m^2$
- Garde-corps 1,00KN/m²
- Enduit en ciment ($e=0.02m$; $\rho=18kN/m^3$) 0.36KN/m²

$$G_2 = 8.88 KN/m^2$$

b. 2. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

Combinaison des charges

E.L.U

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le changement de la rampe pour une bande de 1 m est donné par le Tableau suivant :

Tableau III.34 : charges à l'ELU et l'ELS

| | q_1 (KN/ml) | q_2 (KN/ml) |
|--------------|---------------|---------------|
| <i>E.L.U</i> | 11.45 | 15.74 |
| <i>E.L.S</i> | 8.2 | 11.38 |

a) Calcul des sollicitations

➤ **L'ELU**

Schéma statique

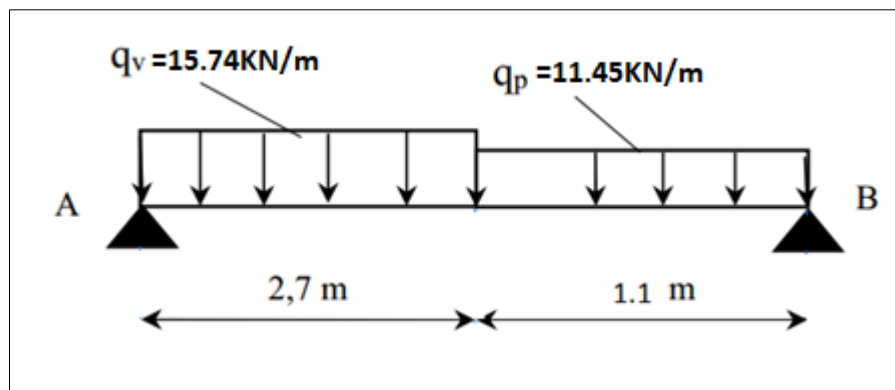


Figure III.18 :Schéma statique de l'escalier (partie AB) à ELU

Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_v (2.7) + q_p (1.1)$$

$$R_A + R_B = 15.74 \times 2.7 + 11.45 \times 1.1$$

$$R_A + R_B = 55.09 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad R_B(3.8) - q_v((2.7)^2/2) - q_p(1.1)(3.25) \quad \longrightarrow \quad R_B= 25.87 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad R_A(3.8) - q_p((1.1)^2/2) - q_v \times 2.7 \times (((2.7)/2) + 1.1) \quad \longrightarrow \quad R_A= 29.22 \text{ KN}$$

↳ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

Tronçon 1 $0 \text{ m} \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

$$T(x) = -15.74x + 29.22$$

$$T(0) = 29.22 \text{ KN}$$

$$T(2.7) = -13.27 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_v\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x)$$

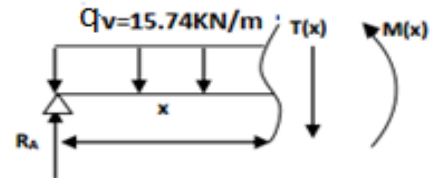
$$M(x) = -15.74\left(\frac{x^2}{2}\right) + 29.22 \times x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.7) = 21.52 \text{ KN.m}$$

$$dM/dx = 0 \quad \longrightarrow \quad T(x) = -15.74x + 29.22 = 0$$

$$x = 1.86 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M_{\max} = 27.12 \text{ KN.m}$$



Tronçon 2 $0 \text{ m} \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$T(x) = q_p(x) - R_B$$

$$T(x) = 11.45x - 25.87$$

$$T(0) = -25.87 \text{ KN}$$

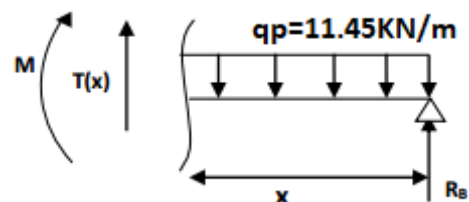
$$T(1.1) = -13.27 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_p\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

$$M(x) = -11.45\left(\frac{x^2}{2}\right) + 25.87 \times x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.1) = 21.52 \text{ KN.m}$$



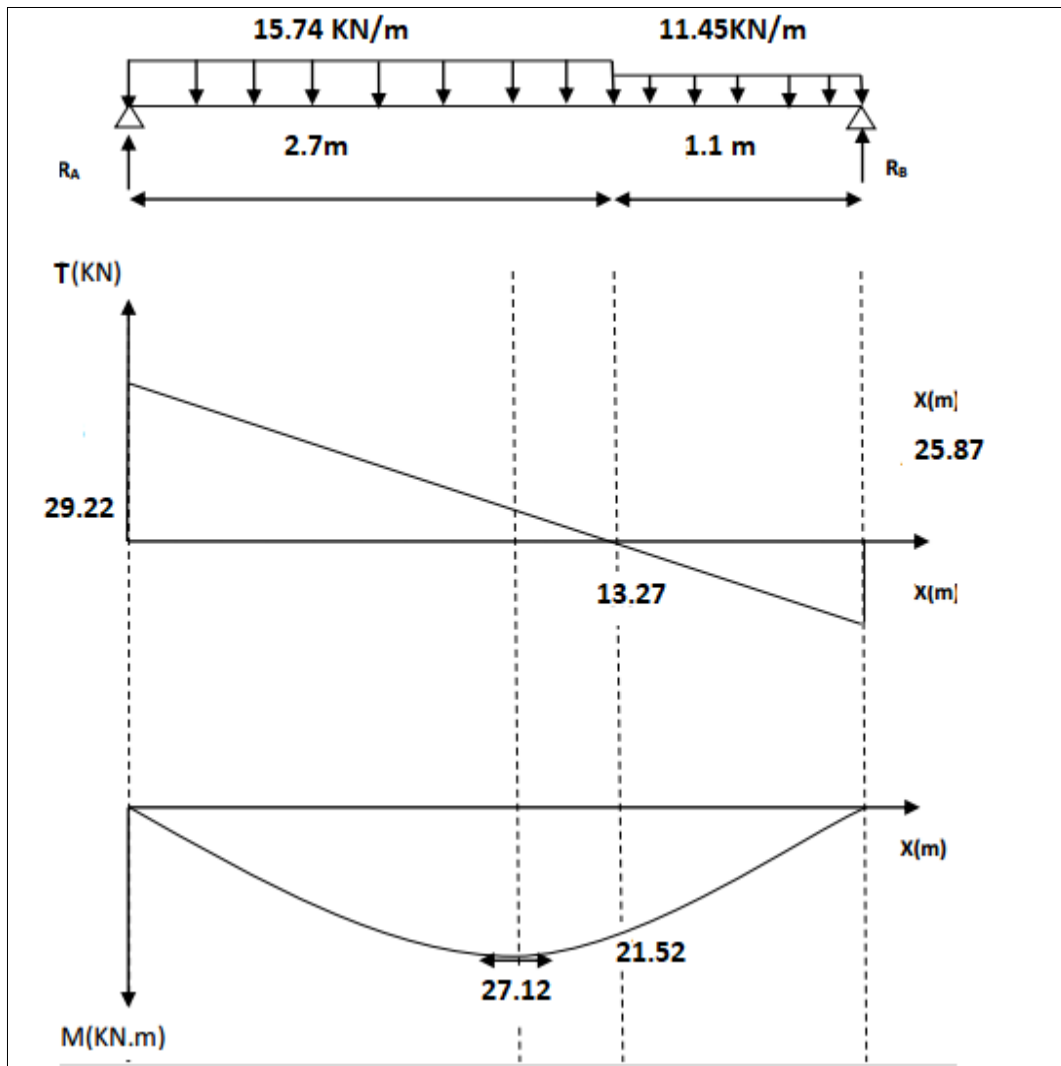


Figure III.19 :Diagramme des moments et des efforts tranchants.

➤ ELS

Schéma statique

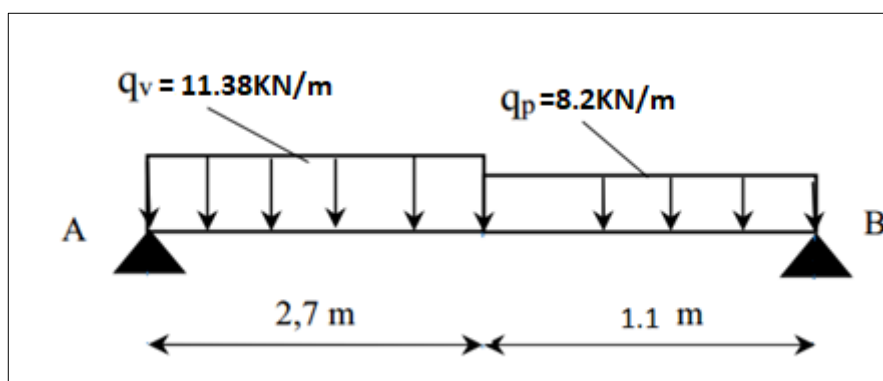


Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier (partie AB) à ELS

Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = q_v (2.7) + q_p (1.1)$$

$$R_A + R_B = 11.38 \times 2.7 + 8.2 \times 1.1$$

$$R_A + R_B = 39.745 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B (3.8) - q_v ((2.7)^2/2) - q_p (1.1) (3.25) = 0 \longrightarrow R_B = 18.63 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad R_A (3.8) - q_p ((1.1)^2/2) - q_v \times 2.7 \times (((2.7)/2) + 1.1) = 0 \longrightarrow R_A = 21.115 \text{ KN}$$

↳ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

Tronçon 1 $0 \text{ m} \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

$$T(x) = -11.38x + 21.115$$

$$T(0) = 21.115 \text{ KN}$$

$$T(2.7) = -9.611 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_v \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x)$$

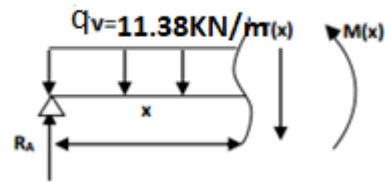
$$M(x) = -11.38 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 21.115(x)$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.7) = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$dM/dx = 0 \longrightarrow T(x) = -11.38x + 21.115 = 0$$

$$x = 1.86 \text{ m} \longrightarrow M_{\max} = 19.58 \text{ KN.m}$$



Tronçon 2 $0 \text{ m} \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$T(x) = q_p(x) - R_B$$

$$T(x) = 8.2x - 18.63$$

$$T(0) = -18.63 \text{ KN}$$

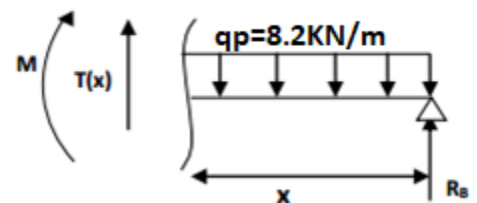
$$T(1.1) = -9.61 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_p \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

$$M(x) = -8.2 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 18.63(x)$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.1) = 15.53 \text{ KN.m}$$



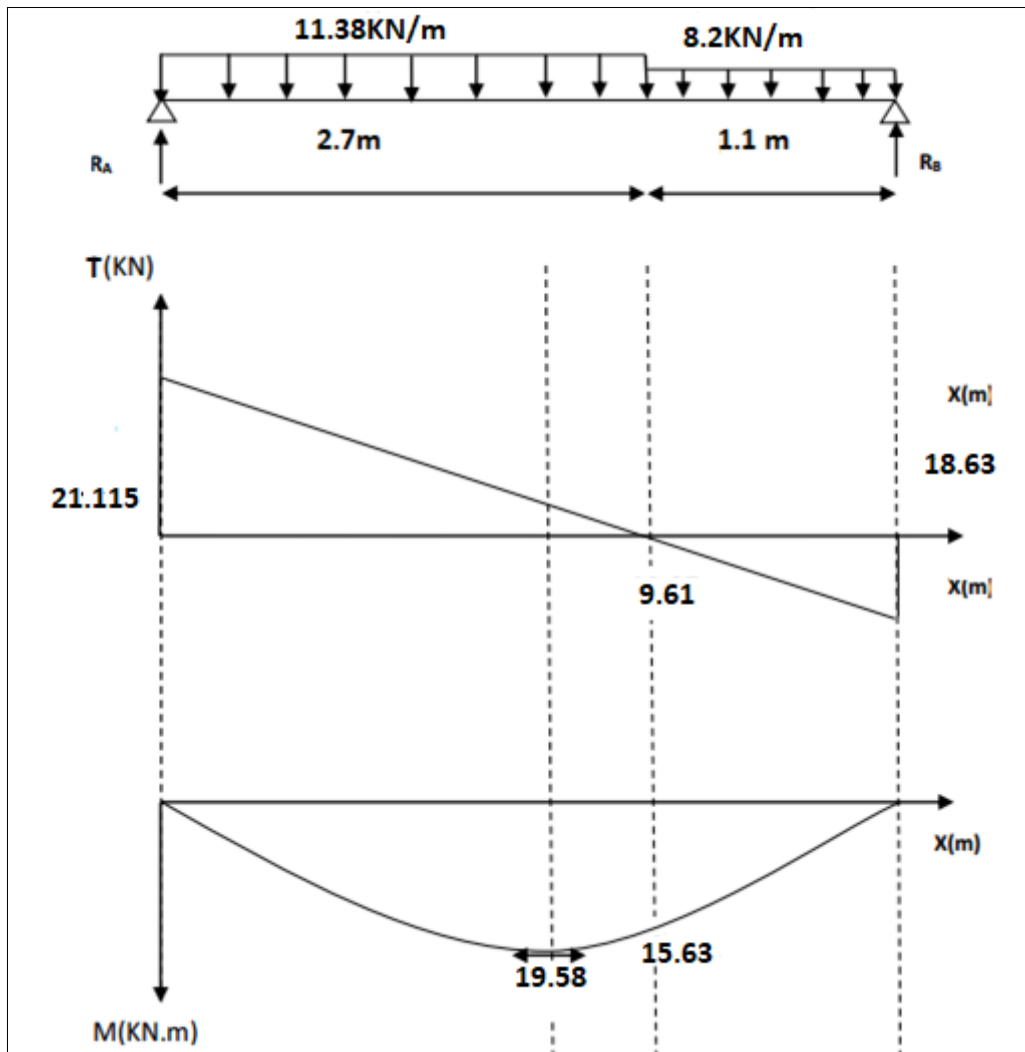


Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchant

III.5.5.Ferrailage

Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

- **Calcul des armatures**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :
b=100cm ; h=16cm

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14,4 \text{ cm} ; \sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

$$M_U^{\max} = 27,12KN.m$$

$$\text{En travée : } M_T = 0,8M_U^{\max} = 21,69KN.m$$

Sur appui : $M_{app} = 0.2M_U^{MAX} = 5.42 \text{ KN.m}$

Tableau III.35 : Ferrailage de l'escalier.

| | M_u (KNm) | μ | $\mu < \mu_R$ | A'_s (cm ²) | α | Z (cm) | A_s^{cal} / ml (cm ²) | Choix | A_s^{adp} / ml (cm ²) |
|---------------|----------------|--------|---------------|------------------------------|----------|------------------|--|--------------|--|
| Travée | 21.69 | 0.0747 | Oui | 0 | 0,097 | 13,841 | 4.50 | 4T12 | 4.53 |
| Appuis | 5.42 | 0,0184 | Oui | 0 | 0,0232 | 14,26 | 1.09 | 5T10 | 3.93 |

Espacement :

En Travée: $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On Prend : esp : 25cm

Sur Appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On Prend : esp=25cm

Armature De Répartition :

♦ **En Travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,132cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,265cm^2 / ml$

Le choix est de **4T8=2.01cm²** avec $S_r=25 \text{ cm}$

♦ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2 / ml \leq A_r \leq 1.965cm^2 / ml$

Le choix est de **4T8=2.01 cm²** avec $S_t=25cm$

III.5.6.VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée : $A_s = 4,53cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ vérifiée

En appui : $A_s = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{29,22 \times \cos(\alpha) \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,17 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 29,22 \cdot 10^3 - \frac{27,12 \cdot 10^6}{0,9 \times 144} = -180,039 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.5.7. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}}^{\max} = 19,58 \text{KN.m}$$

En travée : $M_T = 0,8 M_U^{\text{MAX}} = 15,66 \text{KN.m}$

Sur appui : $M_{\text{app}} = 0,2 M_U^{\text{MAX}} = 3,91 \text{KN.m}$

a. Vérification des contraintes du béton :

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,4\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.36 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

| | M _{ser} (KNm) | A _s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} |
|---------------|------------------------|-----------------------------------|--------|----------------------|-----------------------|------------------------------------|
| Travée | 15.66 | 4,53 | 3.796 | 9463,9219 | 6.28 | Vérifiée |
| Appui | 3.91 | 3.93 | 3.572 | 8430.8206 | 1.65 | Vérifiée |

b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{380} = 0,0421 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{A_s}{bd} = 0,003145 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,0105 \\ 0,04121 \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,76\text{cm} \end{array} \right. \quad L=3,80\text{m}$$

*** Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu} \end{cases} \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.37: Vérification de la flèche de l'escalier.

| M _{ser} (KNm) | A _s (cm ²) | δ | σ _s (MPa) | λ _i | λ _v | μ | I _o (cm ⁴) | I _{fi} (cm ⁴) | I _{fv} (cm ⁴) |
|---------------------------|--------------------------------------|----------|-------------------------|----------------|----------------|------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 15.66 | 4,53 | 0.003145 | 240.06 | 6.677 | 2.670 | 0,28 | 36916,56 | 14151.37 | 21124.14 |

Donc :

$$\begin{aligned} & \left. \begin{matrix} f_i = 0,49m \\ f_v = 0,99cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,5cm \\ & \Rightarrow \Delta f_T = 0,5cm < \bar{f} = 0,76cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

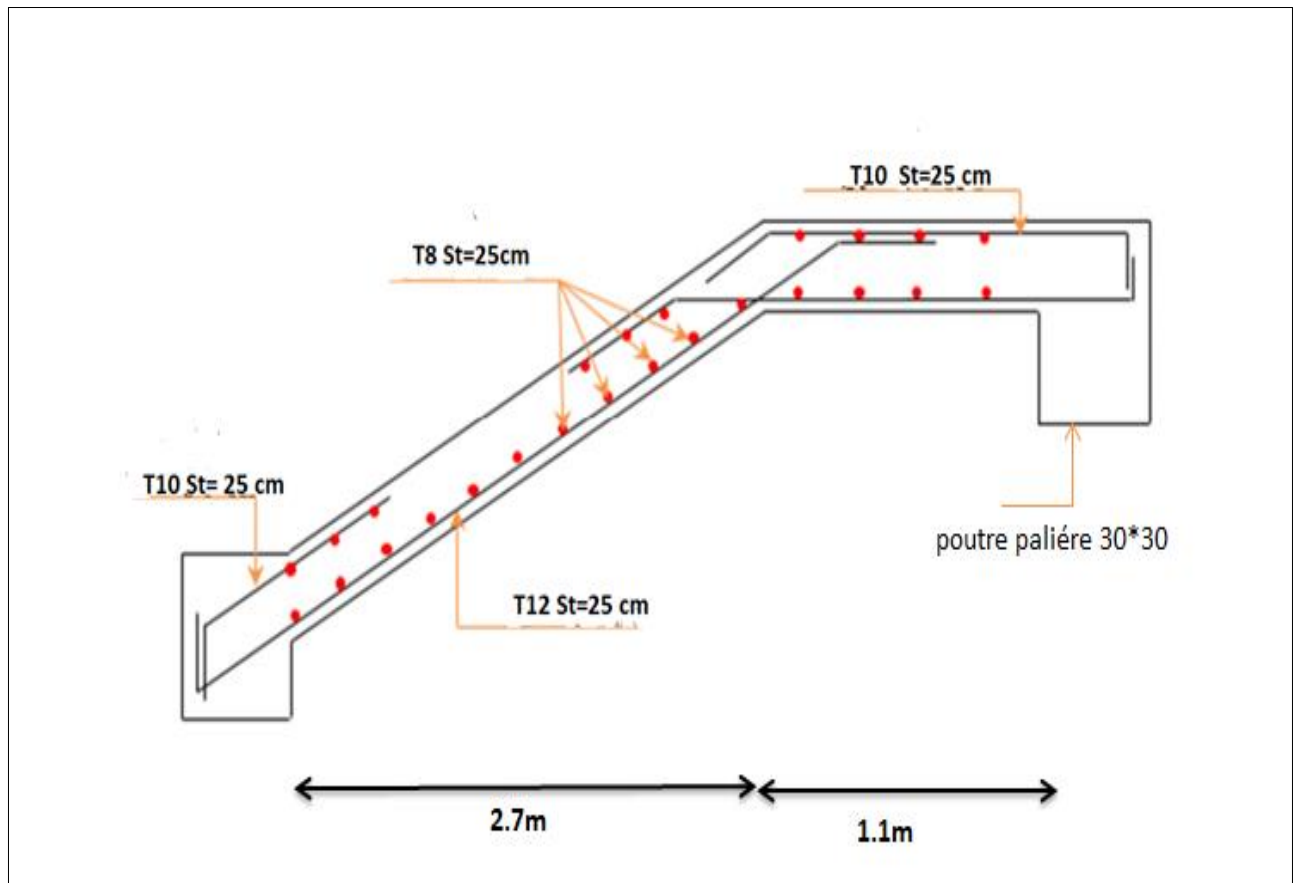


Figure III.22:Ferrailage final d'escalier

III.6. Etude de la poutre palière

- Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée
- La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est Son poids propre
- Le poids de la maçonnerie Charge linéaire provenant du palier

a. Pré-dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RPA1999 [3]

➤ Selon BAEL1991[1]

La hauteur h de la poutre palière doit être :

$$L_{\max} = 2.9 - 0.40 = 2.5 \text{ m}$$

$$\frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10}$$

$$16.66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$7.5 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

➤ selon le RPA 1999 [3] :

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifier

$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ vérifier

$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ vérifié

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 30)$ cm².

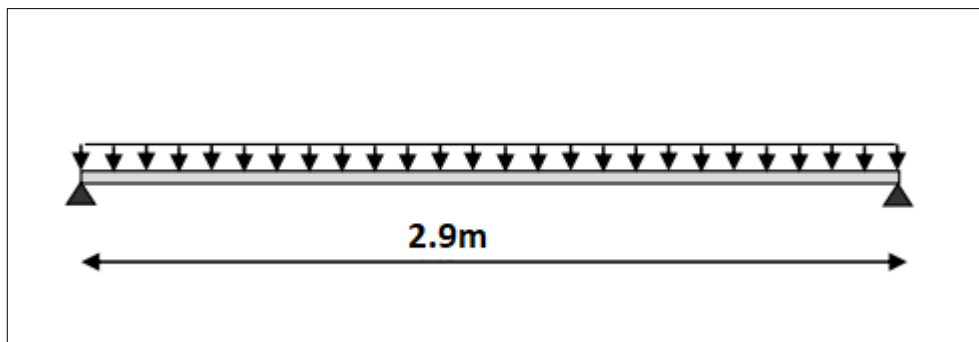


Figure III.23 :Chargement de poutre palière

b. Évaluation des charges :

La poutre palière est soumise à :

1. Charge d'exploitation $Q = 2.5$ KN/m.
2. Son poids propre le long de la poutre $G=P_P = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25$ kN/m
3. Charges venants de l'escalier $R_U = 25.87$ kN/m ; $R_S = 18.63$ kN/m

Combinaison de charge à E L U

$P_u = 1,35 \times 2.25 + 25.87 = 28.90$ KN/m

◆ **Moment isostatique**

$M_u = \frac{p_u \cdot L^2}{8} = 30.38$ KN.m

◆ **Effort tranchant**

$R = \frac{p_u \cdot L}{2} = 41.90$ KN .m

Combinaison de charge à E L S

$P_s = 2.25 + 18.63 = 20.88$ KN/m

◆ **Moment isostatique**

$$M_s = \frac{p_s.L^2}{8} = 21.95 \text{KN.m}$$

◆ **Effort tranchant**

$$R = \frac{p_s.L}{2} = 30.27 \text{KN.m}$$

c. ferrailage

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés

En travée : $M_T=0.85M_U=25.82 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{app}= 0.5M_U=15.19 \text{KN.m}$

Donnés $b \times h = 30 \times 30 \text{cm}^2$, $d = 0,9 h = 27 \text{cm}$, $c = 2 \text{cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau III.38: Ferrailage de la poutre palière.

| | M_U [kNm] | f_{c28} [MPa] | F_e [MPa] | e [cm] | $A_{s'}$ [cm ²] | A_s [cm ²] | Choix des barres | $A_{s^{adopté}}$ [cm ²] |
|----------------|----------------|--------------------|----------------|----------|--------------------------------|-----------------------------|------------------------|--|
| Travées | 25.82 | 25 | 400 | 2 | 0 | 2.87 | 3T12 | 3.39 |
| Appui | 15.19 | | | | 0 | 1.63 | 3T12 | 3,39 |

d. Vérification

1) Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$ vérifié

Vérification des contraintes dans les armatures tendue

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

2) Vérification à l'E.L.S

En travée : $M_T=0.85M_s=18.65 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{app} = 0.5M_s = 10.97 \text{KN.m}$

Tableau III.39 : Vérification à L'E.L.S.

| | M_{ser} (KNm) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ |
|--------|--------------------|--------------------------|--------|----------------------|---------------------|---|
| Travée | 18.65 | 3.39 | 8.01 | 11818.53 | 2.29 | Vérifiée |
| Appui | 10.97 | 3,39 | 8,01 | 11818.53 | 2.29 | Vérifiée |

3) Effort tranchant

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

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.517\text{Mpa} \leq \overline{\tau}_u \text{ vérifier}$$

4) Vérification de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire : **CBA 93[2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.103 \geq 0.0623 \\ 0.0041 \leq 0.0105 \end{array} \right. \rightarrow \text{deux conditions vérifiées.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Détermination Des Espacements

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 8.57\text{mm}$$

$\phi_T = 8 \text{ mm}$ on prend $2\phi 8$ avec $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement St :

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e}$$

Pour un espacement $s_t = 15 \text{ cm}$ et $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

On a $2,24 \cdot 10^{-3} > 5,31 \cdot 10^{-5}$ vérifié

-zone courante : $s_t = 15 \text{ cm}$

-zone nodale : $s_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$

On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

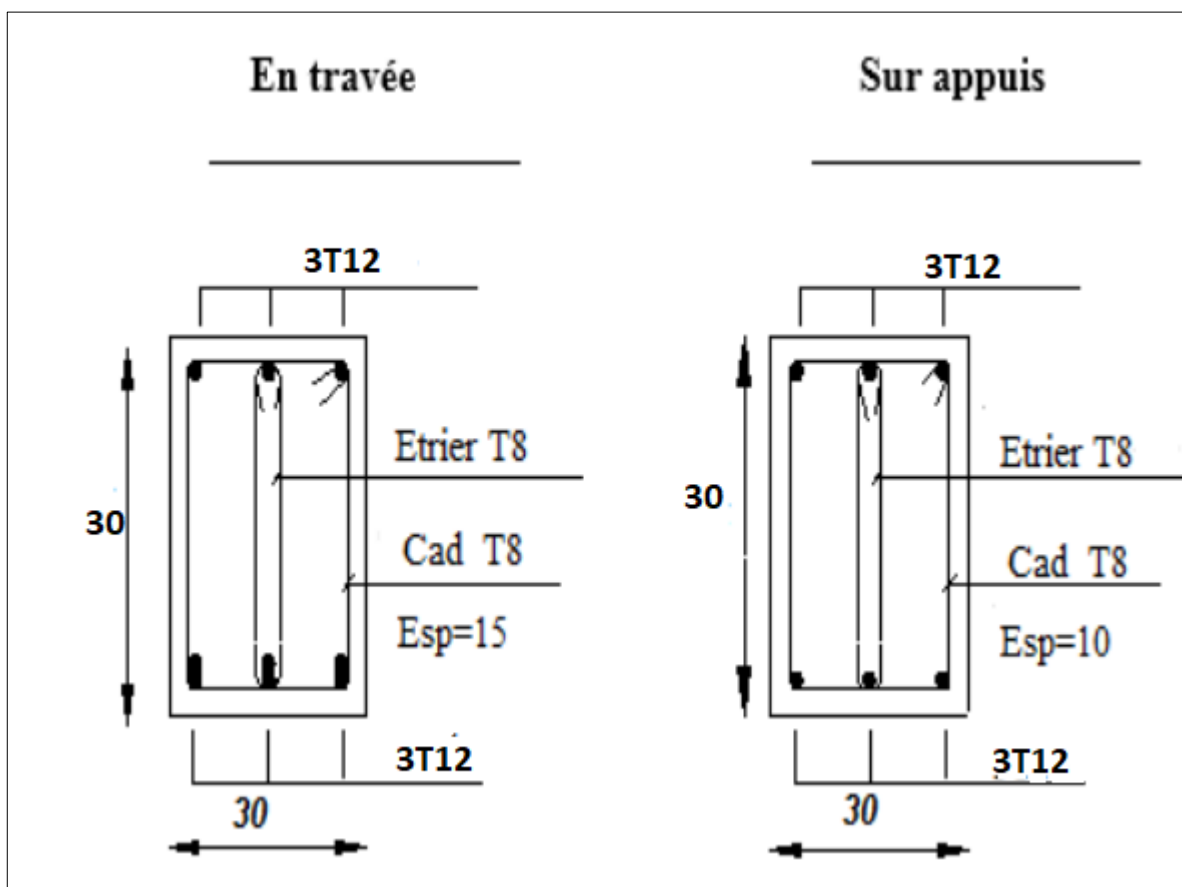


Figure III.24: Ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

***Etude dynamique et
sismique***

IV.1.Introduction.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structure dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1.Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

a) Description du logiciel ETABS :

L'ETABS : est un programme structurel basé sur la méthode autonome par éléments finis pour l'analyse et la conception des structures. Il offre une interface utilisateur intuitive mais puissante, avec de nombreux outils pour faciliter la construction de modèles rapide et précise, avec les techniques analytiques requises pour mener à bien les projets les plus complexes.

Logiciel ETABS qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. -Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Auto CAD, SAP2000 et SAFE).

-La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

-En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

b) Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ↪ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ↪ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ↪ les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ↪ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

c) Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.3. Calcul dynamique du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies (car la structure est irrégulière en

plan avec une hauteur supérieur à 17 m), Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3. 1.Méthode modale spectrale.**a) Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

b) Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone donnée par (RPA ,1999) [3]
A=0,25 (Zone III, groupe d'usage 2)
- η : Facteur de correction d'amortissement :

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

$\xi = 10 \%$ (voiles avec remplissage en béton armé) selon le (RPA ,1999) [3]

$$\eta = 0.76$$

- R : Coefficient de comportement selon le (RPA ,1999) [3]

↳ Structures étudiées en fonction du coefficient de comportement R :

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 étude nous avons réalisé et vérifié quatre types de structures en fonction du paramètre dynamique '*coefficient de comportement R*' qui sont tout en préservant les plans d'architecture:

1 .Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Pour la première structure nous avons modélisé une structure auto stable pour voir l'effet d'ajout des voiles sur le comportement de la structure. Cette ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques). Dans ce cas R=5.

2 . Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le deuxième modèle est le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. ce système 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. Pour ce système $R= 3.5$.

3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le troisième modèle est le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dans ce cas les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Pour ce système $R= 4$.

4. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Le quatrième modèle est Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que 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. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum. Pour ce système $R= 5$.

- Q : Facteur de qualité selon le (RPA ,1999) [3]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau (tableau IV.1) suivant :

Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

| Critère q | observée (o/n) | Pq // xx | observée (o/n) | Pq // yy |
|---|-------------------|----------|-------------------|----------|
| Conditions minimales sur les sites de contreventement | Non | 0 | Non | 0 |
| Redondance en plan | Non | 0 | Non | 0 |
| Régularité en plan | Oui | 0,05 | Oui | 0,05 |
| Régularité en élévation | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0,05 | Oui | 0,05 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0, 1 | Oui | 0,1 |

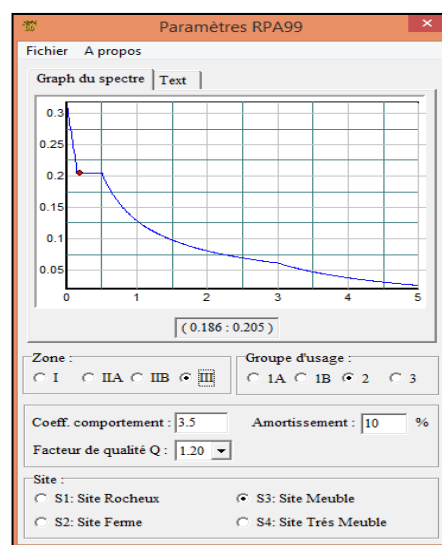
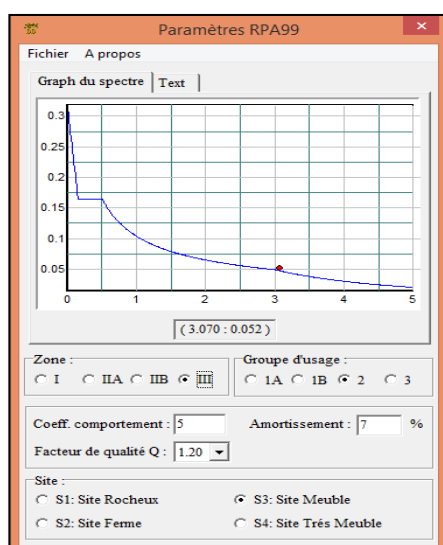
En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q//xx = Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,1 + 0,05 + 0,05) = 1.20$$

❖ T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3.$$

↳ Les spectres de réponse de notre structure est donnée par la (**figure IV.1**) suivant :



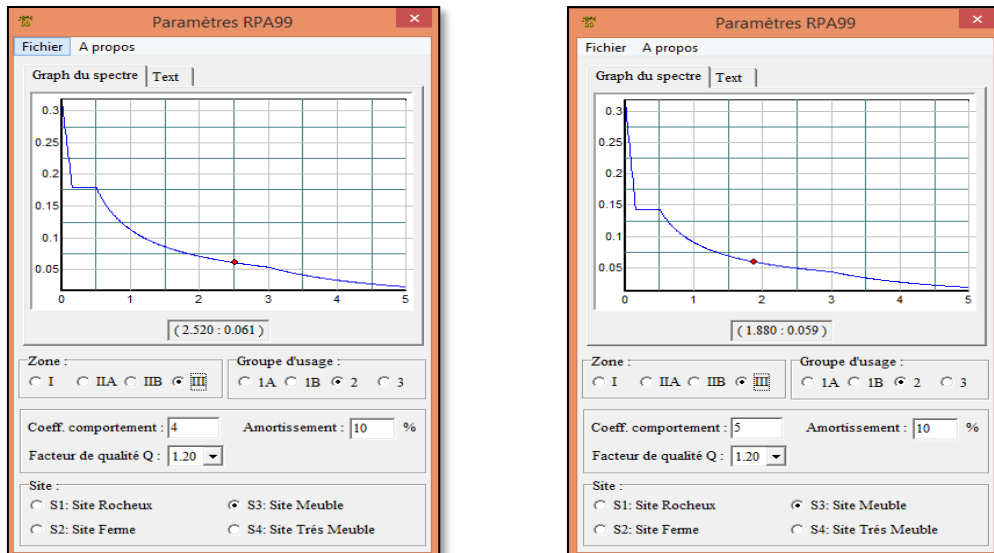


Figure IV.1 Spectre de réponse de chaque model d'après RPA

IV. 4. Interprétation des résultats :

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 l'ETABS

IV .4.1. Premier modèle Structure-Auto stable :

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'ascenseur (Figure IV.14). Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.15 ci-dessous

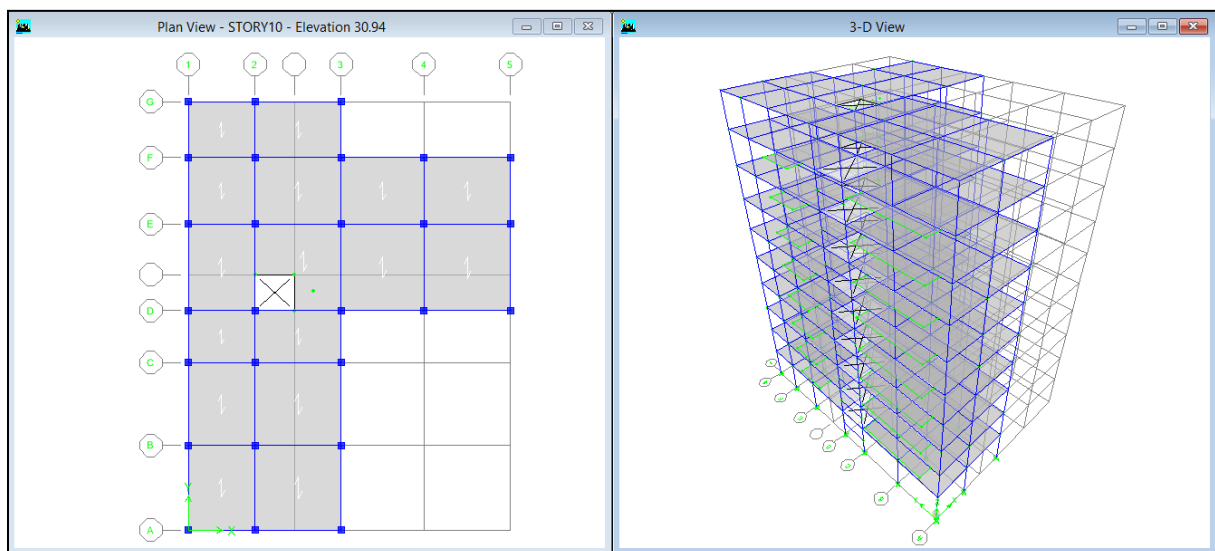


Figure IV.2 : Premier modèle par ETABS

IV.4.1.1.Caractéristiques dynamiques propres du Premier modèle:

Le comportement des trois premiers modes donne sur les figures (IV.3 ; IV.4 ; IV.5)

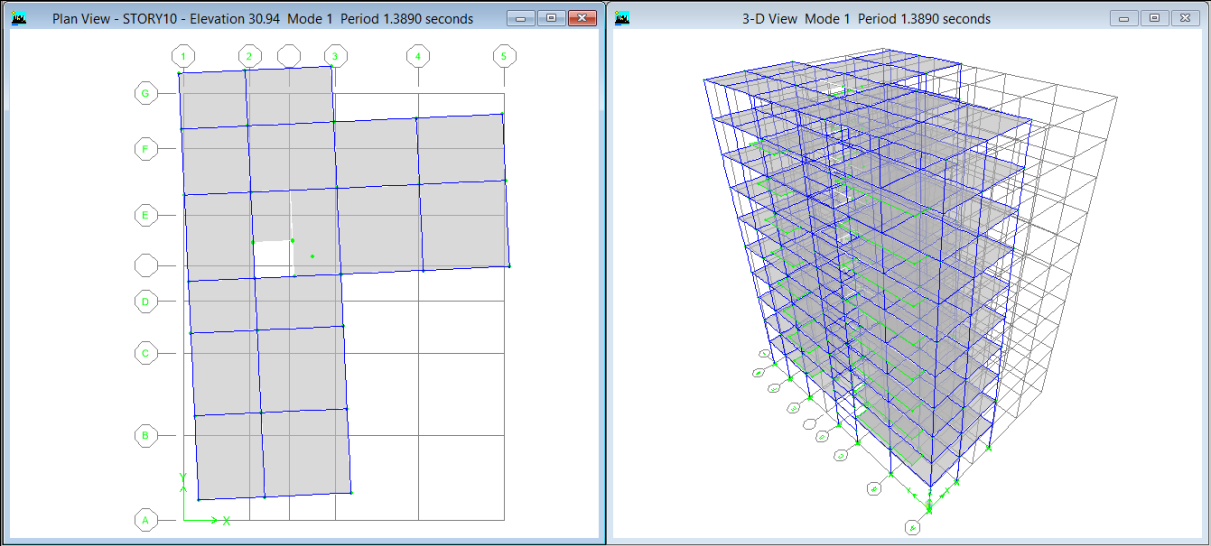


Figure IV.3. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 1

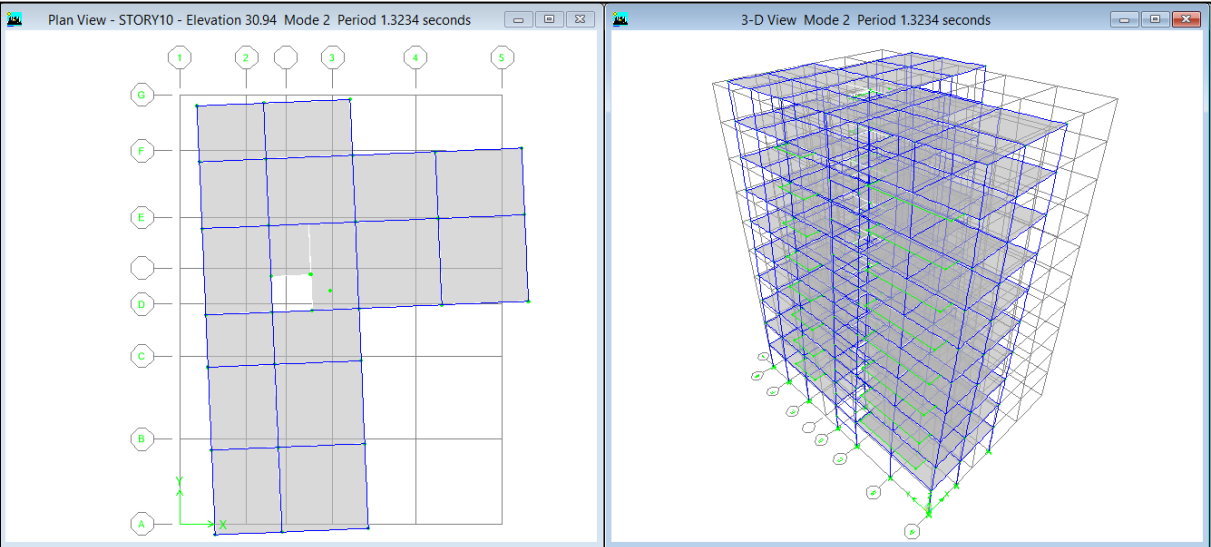


Figure IV.4. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 2

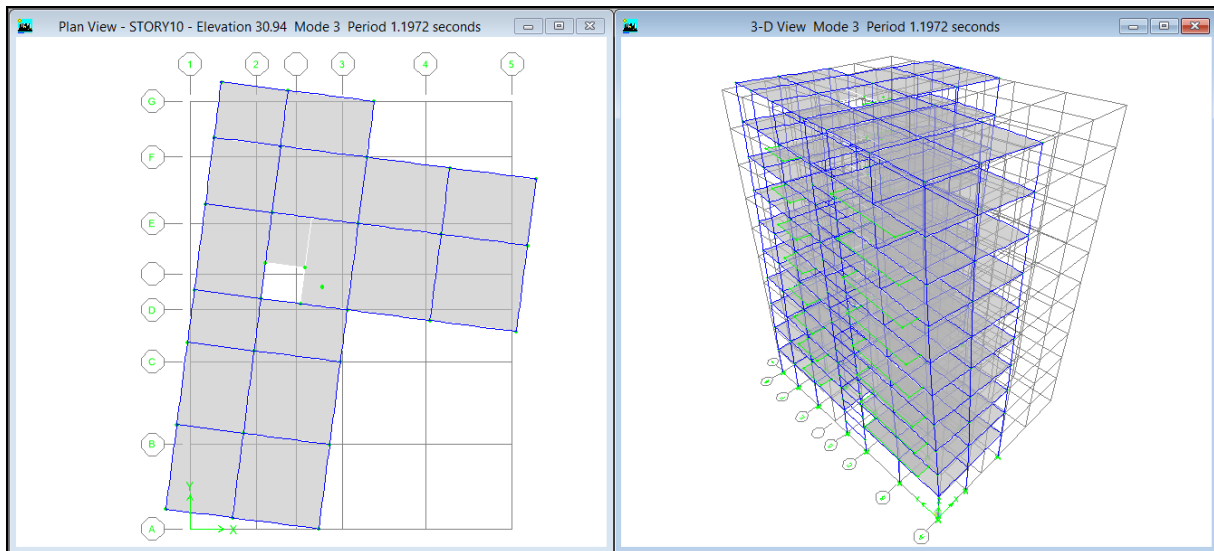


Figure IV.5. Premier modèle structures auto-stables (sans voiles) mode 3

IV.4.1.2. Vérification de participation massique :

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le (Tableau IV.2) :

↪ On ne constate que le Premier modèle Structure-Auto stable

Tableau IV.2. Pourcentage de participation massique du Premier modèle

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|---------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 1.388 | 1.819 | 67.392 | 1.819 | 67.392 |
| 2 | 1.323 | 66.429 | 3.777 | 68.249 | 71.169 |
| 3 | 1.197 | 6.375 | 3.559 | 74.624 | 74.729 |
| 4 | 0.478 | 0.424 | 10.220 | 75.048 | 84.950 |
| 5 | 0.460 | 10.448 | 0.757 | 85.496 | 85.707 |
| 6 | 0.418 | 0.894 | 0.596 | 86.391 | 86.304 |
| 7 | 0.271 | 0.157 | 4.300 | 86.548 | 90.604 |
| 8 | 0.262 | 4.259 | 0.273 | 90.808 | 90.877 |

- Une période fondamentale : $T=1.388$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

IV.4.1.3. Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empirique appropriées de 30% selon le (RPA, 1999)

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 30.94 \text{ m}$$

- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T = 0,05 \text{ D'après le (RPA, 1999)}$$

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 18.29 \text{ m}$$

$$D_y = 24.2 \text{ m}$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,66 \\ 0,57 \end{array} \right.$$

Les résultats de la vérification des périodes présentés dans le (Tableau IV.3)

Tableau IV.3 : Vérification des périodes du Premier modèle

| | T_{rpa} | T_{ETABS} | $1,3 \times T_{rpa}$ | $T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$ |
|---|-----------|-------------|----------------------|-------------------------------------|
| X | 0,65 | 1.38 | 0.845 | Non |
| Y | 0.57 | 1.38 | 0.741 | Non |

IV.4.1.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante de forces sismique 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 équivalent V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée selon le (RPA, 1999).

Donc il faut vérifier que : $V_T \geq 0,8 V$

- **Calcul de la force sismique total d'après le (RPA, 1999).**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

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

Tel que :

- $A = 0,25$ Coefficient d'accélération de zone selon le (RPA, 1999)
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site est donnée par le (RPA, 1999) .

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

$$\Rightarrow D_x = 1.85$$

$$\Rightarrow D_y = 2.03$$

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7) selon le (RPA, 1999)

$$\Rightarrow T_2 = 0,50 \text{ s}$$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$ valeurs du coefficient de pondération.

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans Les (Tableaux. IV.5 et IV.6) :

Tableau IV.4 : Calcul de la force sismique du Premier modèle

| A | D_x | D_y | R | Q_x | Q_y | $\sum W_i$ (KN) | V_x (KN) | V_y (KN) |
|------|-------|-------|---|-------|-------|-----------------|------------|------------|
| 0.25 | 1.85 | 2.03 | 5 | 1.20 | 1.20 | 26737.3 | 3666.31 | 4028.52 |

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du Premier modèle

| | V (KN) | Vt (KN) | 0.8*V | $V_t \geq 0.8*V$ |
|---|---------|---------|---------|------------------|
| X | 3672.25 | 1827.30 | 2937.8 | Non |
| Y | 4035.05 | 1665.77 | 3228.04 | Non |

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.

$$\text{Sens X.} \begin{cases} 0,8V_{statique} \\ V_{dynamique} \end{cases} = 1.61 \qquad \text{Sens Y.} \begin{cases} 0,8V_{statique} \\ V_{dynamique} \end{cases} = 1.94$$

IV.4.1.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003 article 4.4.3**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens

x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les (Tableaux. IV.6 et IV.7) :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étages Sens x-x du Premier modèle

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | Δk | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|---|--------------------------|------------|-------------|--------------|
| STORY10 | TERASS | EX | 0.0499 | 5 | 0.250 | 0.010 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 0.0479 | 5 | 0.239 | 0.019 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 0.0442 | 5 | 0.221 | 0.026 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 0.0391 | 5 | 0.195 | 0.027 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 0.0337 | 5 | 0.168 | 0.032 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 0.0273 | 5 | 0.137 | 0.031 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 0.0211 | 5 | 0.106 | 0.034 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 0.0143 | 5 | 0.072 | 0.032 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 0.0080 | 5 | 0.040 | 0.026 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 0.0028 | 5 | 0.014 | 0.014 | 0.034 | vérifiée |

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étages Sens y-y du Premier modèle

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | Δk | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|---|--------------------------|------------|-------------|--------------|
| STORY10 | TERASS | EY | 0.0491 | 5 | 0.245 | 0.020 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 0.0451 | 5 | 0.225 | 0.026 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 0.0400 | 5 | 0.200 | 0.028 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 0.0344 | 5 | 0.172 | 0.032 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 0.0280 | 5 | 0.140 | 0.033 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 0.0215 | 5 | 0.107 | 0.035 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 0.0145 | 5 | 0.072 | 0.032 | 0.0306 | non vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 0.0080 | 5 | 0.040 | 0.026 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 0.0028 | 5 | 0.014 | 0.014 | 0.0306 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 0.0000 | 5 | 0.000 | 0.000 | 0.034 | vérifiée |

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles.

Donc il faut augment la rigidité de la structure on ajoutant des voiles, et pour obtenir une meilleure disposition du voiles on respecte :

- **Les symétriques des voiles.**
- **Eloigner les voiles au centre de torsion.**

Et on respecte tous jour le plan d'architecteur et l'aspect d'économique.

IV.4.2. Deuxième modèles :

Le comportement des trois premiers modes est montré sur les Figures (IV.7 ; IV.8 ; IV.9) ci-dessous.

Le deuxième modèle dans cette étude est donné sur la **Figure IV.6**

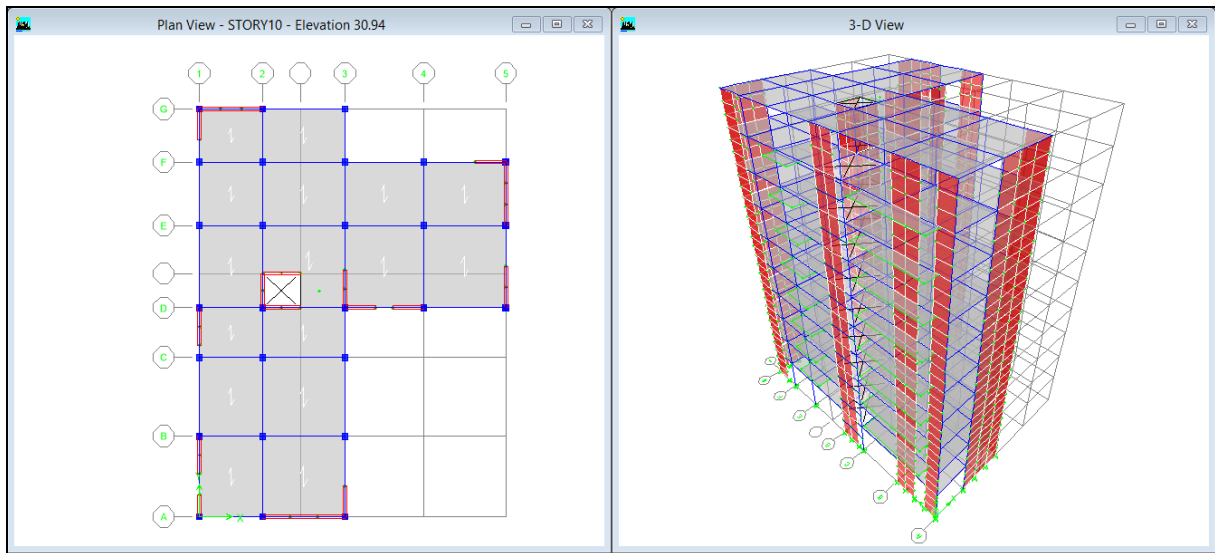


Figure IV.6 : Deuxième modèles par ETABS.

IV.4.2.1. Caractéristiques dynamiques propres du deuxième modèles :

Le comportement des trois premiers modes donne sur les figures

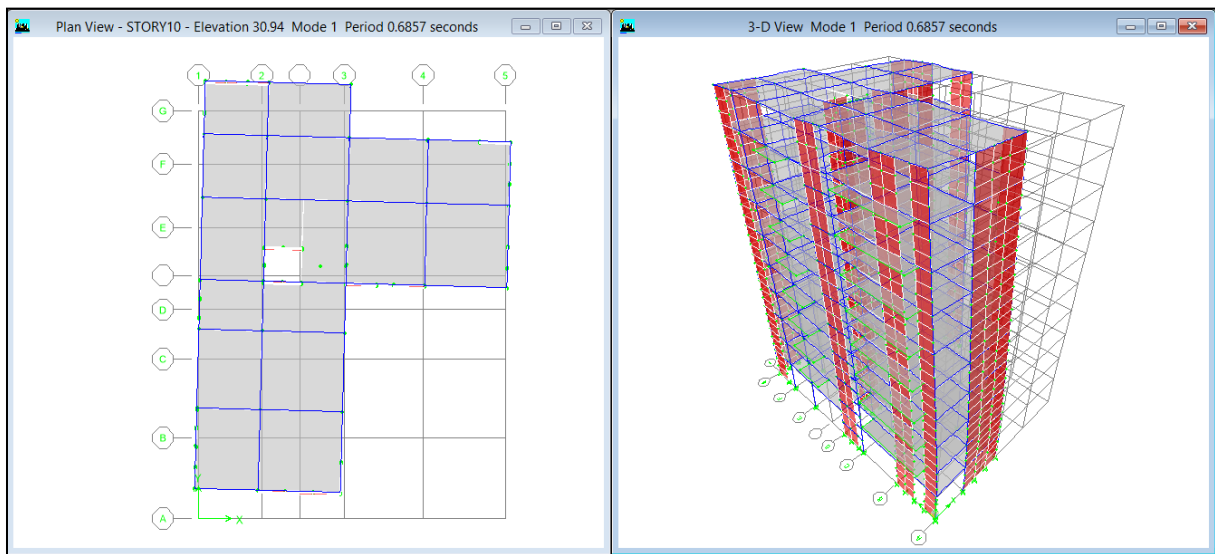


Figure IV.7 : Deuxième modèles mode 1

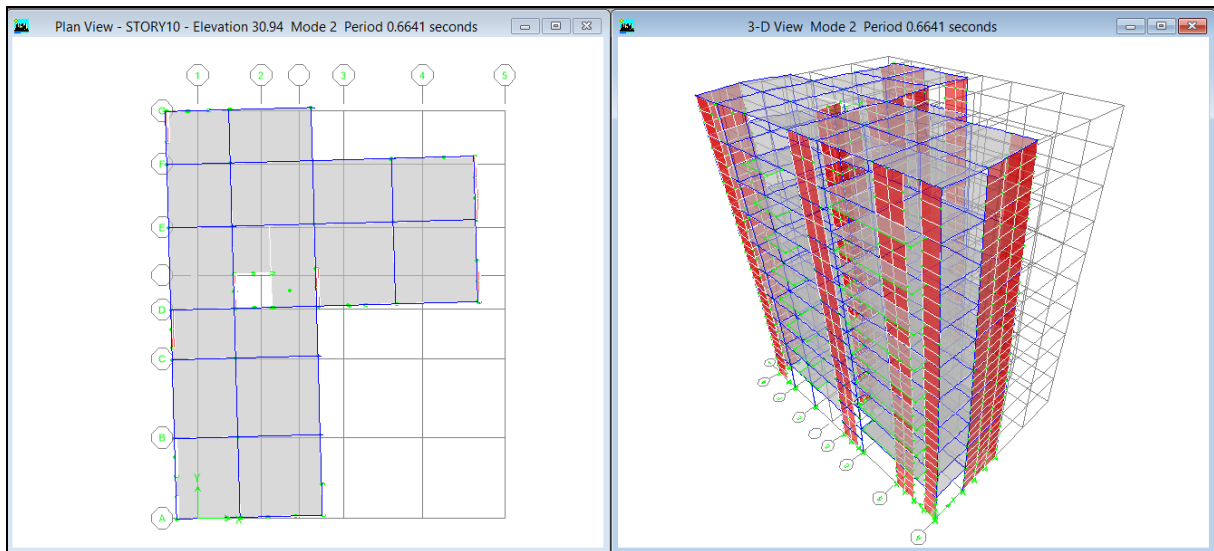


Figure IV.8 Deuxième modèles mode 2

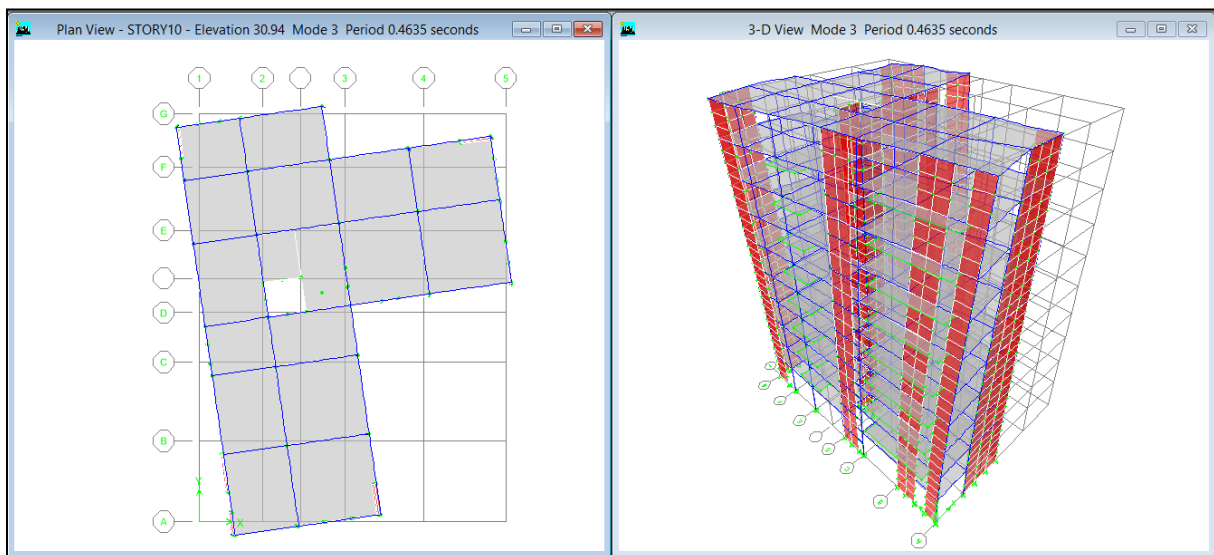


Figure IV.9 : Deuxième modèles mode 3

IV.4.2.2. Vérification de participation massique

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le (Tableau IV.8) :

↳ On ne constate que le 2^{ème} modèle avec **R =3,5** :

Tableau IV.8 : Pourcentage de participation massique du modèle finale

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.706 | 0.099 | 66.606 | 0.099 | 66.606 |
| 2 | 0.647 | 65.316 | 0.262 | 65.415 | 66.868 |
| 3 | 0.467 | 2.004 | 0.987 | 67.419 | 67.855 |
| 4 | 0.184 | 0.009 | 17.604 | 67.428 | 85.459 |
| 5 | 0.163 | 18.520 | 0.031 | 85.948 | 85.490 |
| 6 | 0.110 | 0.602 | 0.438 | 86.550 | 85.928 |
| 7 | 0.083 | 0.002 | 6.670 | 86.552 | 92.598 |
| 8 | 0.073 | 6.757 | 0.010 | 93.308 | 92.607 |

- Une période fondamentale : $T=0.706$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

↪ On ne constate que le 2^{ème} modèle avec **R =4** :

Tableau IV.9. Pourcentage de participation massique du Deuxième modèle R=4

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.706 | 0.099 | 66.606 | 0.099 | 66.606 |
| 2 | 0.647 | 65.316 | 0.262 | 65.415 | 66.868 |
| 3 | 0.467 | 2.004 | 0.987 | 67.419 | 67.855 |
| 4 | 0.184 | 0.009 | 17.604 | 67.428 | 85.459 |
| 5 | 0.163 | 18.520 | 0.031 | 85.948 | 85.490 |
| 6 | 0.110 | 0.602 | 0.438 | 86.550 | 85.928 |
| 7 | 0.083 | 0.002 | 6.670 | 86.552 | 92.598 |
| 8 | 0.073 | 6.757 | 0.010 | 93.308 | 92.607 |

- Une période fondamentale : $T=0.706$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

⇒ On ne constate que le 2^{ème} modèle avec **R =5** :

Tableau IV.10 : Pourcentage de participation massique du Deuxième modèle R=5

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.706 | 0.099 | 66.606 | 0.099 | 66.606 |
| 2 | 0.647 | 65.316 | 0.262 | 65.415 | 66.868 |
| 3 | 0.467 | 2.004 | 0.987 | 67.419 | 67.855 |
| 4 | 0.184 | 0.009 | 17.604 | 67.428 | 85.459 |
| 5 | 0.163 | 18.520 | 0.031 | 85.948 | 85.490 |
| 6 | 0.110 | 0.602 | 0.438 | 86.550 | 85.928 |
| 7 | 0.083 | 0.002 | 6.670 | 86.552 | 92.598 |
| 8 | 0.073 | 6.757 | 0.010 | 93.308 | 92.607 |

- Une période fondamentale : $T=0.706$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

IV.4.2.3. Vérification des périodes :

Tableau IV.11: Vérification des périodes du deuxième modèle R=3.5

| | T_{rpa} | T_{ETABS} | $1,3 \times T_{rpa}$ | $T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$ |
|---|-----------|-------------|----------------------|-------------------------------------|
| X | 0,65 | 0.70 | 0.845 | oui |
| Y | 0.57 | 0.70 | 0.741 | oui |

Tableau IV.12: Vérification des périodes du deuxième modèle R=4

| | T_{rpa} | T_{ETABS} | $1,3 \times T_{rpa}$ | $T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$ |
|---|-----------|-------------|----------------------|-------------------------------------|
| X | 0,65 | 0.706 | 0.845 | oui |
| Y | 0.57 | 0.706 | 0.741 | oui |

Tableau IV.13: Vérification des périodes du deuxième modèle R=5

| | T_{rpa} | T_{ETABS} | $1,3 \times T_{rpa}$ | $T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$ |
|---|-----------|-------------|----------------------|-------------------------------------|
| X | 0,65 | 0.706 | 0.845 | oui |
| Y | 0.57 | 0.706 | 0.741 | oui |

IV.4.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans Les (Tableaux. IV.11 ; IV.12 ; IV.13 ; IV.14 ; IV.15 ; IV.16) :

Tableau IV.14 : Calcul de la force sismique du Deuxième modèle R=3.5

| A | D_x | D_y | R | Q_x | Q_y | $\sum W_i$ (KN) | V_x (KN) | V_y (KN) |
|------|-------|-------|-----|-------|-------|--------------------|---------------|------------|
| 0.25 | 1.60 | 1.76 | 3.5 | 1.20 | 1.20 | 30152.87 | 4134.67 | 4543.15 |

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=3.5

| | V(KN) | V_t (KN) | $0.8 \cdot V$ | $V_t \geq 0.8 \cdot V$ |
|---|---------|------------|---------------|------------------------|
| X | 4394.64 | 3960.22 | 3515.71 | Oui |
| Y | 4828.81 | 3717.78 | 3863.04 | Non |

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans le sens y

$$\text{Sens Y} \cdot \begin{cases} 0,8V_{statique} \\ V_{dynamique} \end{cases} = 1.04$$

Tableau IV.16 : Calcul de la force sismique du deuxième modèle R=4

| A | D _x | D _y | R | Q _x | Q _y | ∑W _i (KN) | V _x (KN) | V _y (KN) |
|------|----------------|----------------|---|----------------|----------------|-------------------------|------------------------|------------------------|
| 0.25 | 1.60 | 1.76 | 4 | 1.20 | 1.20 | 32048.81 | 3845.31 | 4225.21 |

Tableau IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=4

| | V(KN) | V _t (KN) | 0.8*V | V _t ≥ 0.8*V |
|---|---------|---------------------|--------|------------------------|
| X | 3845.31 | 2796.62 | 3076.3 | Non |
| Y | 4225.21 | 2617.07 | 3380.2 | Non |

Le rapport sur X $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_{statique} \\ V_{dynamique} \end{array} \right. = 1.10$ Le rapport $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_{statique} \\ V_{dynamique} \end{array} \right. = 1.25$

Tableau IV.18 : Calcul de la force sismique du deuxième modèle R=5

| A | D _x | D _y | R | Q _x | Q _y | ∑W _i (KN) | V _x (KN) | V _y (KN) |
|------|----------------|----------------|---|----------------|----------------|-------------------------|------------------------|------------------------|
| 0.25 | 1.60 | 1.76 | 5 | 1.20 | 1.20 | 32048.81 | 3076.25 | 3380.17 |

Tableau IV.19 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul du deuxième modèle R=5

| | V(KN) | V _t (KN) | 0.8*V | V _t ≥ 0.8*V |
|---|---------|---------------------|--------|------------------------|
| X | 3076.25 | 3217.12 | 2461 | Oui |
| Y | 3380.17 | 3019.18 | 2704.1 | Oui |

- Pour l'effet de torsion accidentelle selon **RPA article 4.3.7 et 4.2.7** on a pris l'excentricité en considération

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(l_x, l_y) \\ \text{excentricité theorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(22m, 20.5m) \\ \end{array} \right. \Rightarrow e = 1.1m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Détermination de l'excentricité.

| Niveau | Xr | Yr | Xm | Ym | ex (m) | ey(m) | e(m) |
|--------|------|-------|------|-------|-----------|-------|------|
| N10 | 8.04 | 11.71 | 6.99 | 13.17 | 1.05 | 1.46 | 1.19 |
| N9 | 8.08 | 11.69 | 6.68 | 12.94 | 1.40 | 1.25 | 1.19 |
| N8 | 8.16 | 11.66 | 6.58 | 12.89 | 1.58 | 1.23 | 1.19 |
| N7 | 8.26 | 11.62 | 6.58 | 12.89 | 1.68 | 1.28 | 1.19 |
| N6 | 8.40 | 11.56 | 6.58 | 12.90 | 1.82 | 1.34 | 1.19 |
| N5 | 8.57 | 11.52 | 6.58 | 12.91 | 1.99 | 1.39 | 1.19 |
| N4 | 8.76 | 11.49 | 6.58 | 12.92 | 2.18 | 1.42 | 1.19 |
| N3 | 8.96 | 11.53 | 6.58 | 12.92 | 2.38 | 1.39 | 1.19 |
| N2 | 9.03 | 11.71 | 6.58 | 12.94 | 2.45 | 1.23 | 1.19 |
| N1 | 8.60 | 12.15 | 6.76 | 12.98 | 1.84 | 0.83 | 1.19 |

IV.4.2.4. Vérification Coefficient de comportement R:

- **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3,5_ article 3.4.2 RPA99/2003 :**

Le système 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.

Tableau IV.21 : Vérification des charges verticale à la base pour R=3.5.

| Elément à la base | Combinaison | Charge verticale (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | G+0,2Q | 37058.9 |
| Voiles | G+0,2Q | 12868.36 |

Les voiles reprennent 34.72 % de charge verticale donc > 20 %C.V

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=4_ article 3.4.4.b :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales .On considère que 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 Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Tableau IV.22 : Vérification des charges verticale à la base pour R=4.

| Elément à la base | Combinaison | Charge verticale (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | G+0,2Q | 37058.9 |
| Voiles | G+0,2Q | 12868.36 |

Les voiles reprennent 34.72% de charge verticale donc > 20%C.N.V

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles R=5_ article 3.4.4.a:**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.23 : Vérification des charges verticale à la base pour R=5.

| Elément à la base | Combinaison | Charge verticale (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | G+0,2Q | 37058.9 |
| Voiles | G+0,2Q | 12868.36 |

Les voiles reprennent 34.72% de charge verticale donc > 20%C.N.V

- ✎ Nous avons constaté que les deux systèmes R=4 et R=5 ne sont pas vérifiés vis-à-vis la première condition dite que« Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales », pour cela on est obligé de faire une modification dans les masses de voiles ainsi que des poteaux pour se vérifie cette condition de la structure.

IV.4.2.5.Vérification des déplacements latéraux inter-étages pour R=3.5 :

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les (Tableaux. IV14 et VI.15) :

Tableau IV.24 : Vérification des déplacements inter-étages Sens x-x du deuxième modèle R=3.5

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|-----|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 0.0262 | 3.5 | 0.092 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 0.0230 | 3.5 | 0.081 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 0.0199 | 3.5 | 0.070 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 0.0167 | 3.5 | 0.059 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 0.0134 | 3.5 | 0.047 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 0.0103 | 3.5 | 0.036 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 0.0073 | 3.5 | 0.026 | 0.009 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 0.0046 | 3.5 | 0.016 | 0.008 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 0.0024 | 3.5 | 0.008 | 0.006 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 0.0008 | 3.5 | 0.003 | 0.003 | 0.034 | OK |

Tableau IV.25 : Vérification des déplacements inter-étages Sens y-y du deuxième modèle R=3.5

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|-----|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 0.0302 | 3.5 | 0.106 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 0.0270 | 3.5 | 0.094 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 0.0235 | 3.5 | 0.082 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 0.0199 | 3.5 | 0.069 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 0.0160 | 3.5 | 0.056 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 0.0123 | 3.5 | 0.043 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 0.0088 | 3.5 | 0.031 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 0.0056 | 3.5 | 0.020 | 0.009 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 0.0029 | 3.5 | 0.010 | 0.007 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 0.0010 | 3.5 | 0.004 | 0.004 | 0.034 | OK |

IV.4.2.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) pour R=3.5 :

C'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.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) 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'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

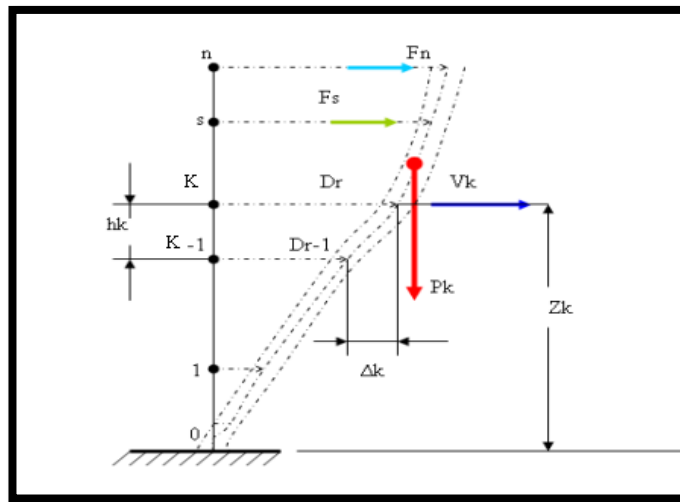


Figure IV.10 : Evaluation des effets du second ordre

Tableau IV.26 : Vérification l'effet p-Δ du deuxième modèle R=3.5 Sens x-x

| story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 2800.46 | 842.94 | 3.06 | 0.01218 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 3039.75 | 1513.45 | 3.06 | 0.00712 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 3119.36 | 2055.45 | 3.06 | 0.00556 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 3152.16 | 2509.75 | 3.06 | 0.00474 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 3190.84 | 2895.24 | 3.06 | 0.00392 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 3227.53 | 3218.26 | 3.06 | 0.00344 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 3271.38 | 3483.80 | 3.06 | 0.00290 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 3315.78 | 3695.09 | 3.06 | 0.00227 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 3413.09 | 3856.73 | 3.06 | 0.00162 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 3518.45 | 3960.22 | 3.4 | 0.00073 | vérifiée |

Tableau IV.27. Vérification l'effet p-Δ du deuxième modèle R=3.5 Sens y-y

| Story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 2800.46 | 850.81 | 3.06 | 0.01322 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 3039.75 | 1505.37 | 3.06 | 0.00811 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 3119.36 | 2035.19 | 3.06 | 0.00633 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 3152.16 | 2478.09 | 3.06 | 0.00555 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 3190.84 | 2857.39 | 3.06 | 0.00474 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 3227.53 | 3172.99 | 3.06 | 0.00409 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 3271.38 | 3430.87 | 3.06 | 0.00350 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 3315.78 | 3637.54 | 3.06 | 0.00282 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 3413.09 | 3787.38 | 3.06 | 0.00196 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 3518.45 | 3866.50 | 3.4 | 0.00094 | vérifiée |

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre

(Ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4.2.7. Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression

de calcul est limité par la condition suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.28 : Vérifications des Sollicitations normales du deuxième modèle

| Section Choix | N _d (KN) | B _{pot} (mm) | B _c (mm ²) | F _{c28} MPa | V | Vérification | Observation |
|------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|------|--------------|-------------|
| 35×35 | 174.97 | 350 | 12500 | 25 | 0.08 | 0,3 | vérifiée |
| 35×35 | 333.22 | 350 | 12500 | 25 | 0.13 | 0,3 | vérifiée |
| 35×35 | 506.53 | 350 | 12500 | 25 | 0.18 | 0,3 | vérifiée |
| 40×40 | 692.54 | 400 | 160000 | 25 | 0.18 | 0,3 | vérifiée |
| 40×40 | 885.05 | 400 | 160000 | 25 | 0,23 | 0,3 | vérifiée |
| 45×45 | 1087.83 | 450 | 202500 | 25 | 0.22 | 0,3 | vérifiée |
| 45×45 | 1269.61 | 450 | 202500 | 25 | 0.26 | 0,3 | vérifiée |
| 50×50 | 1688.28 | 500 | 250000 | 25 | 0.27 | 0,3 | vérifiée |
| 55×55 | 2204.71 | 550 | 302500 | 25 | 0.29 | 0,3 | vérifiée |
| 60×60 | 2642.03 | 600 | 360000 | 25 | 0.29 | 0,3 | vérifiée |

IV.4.2.8. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement (RPA99v2003 article 4.41) :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

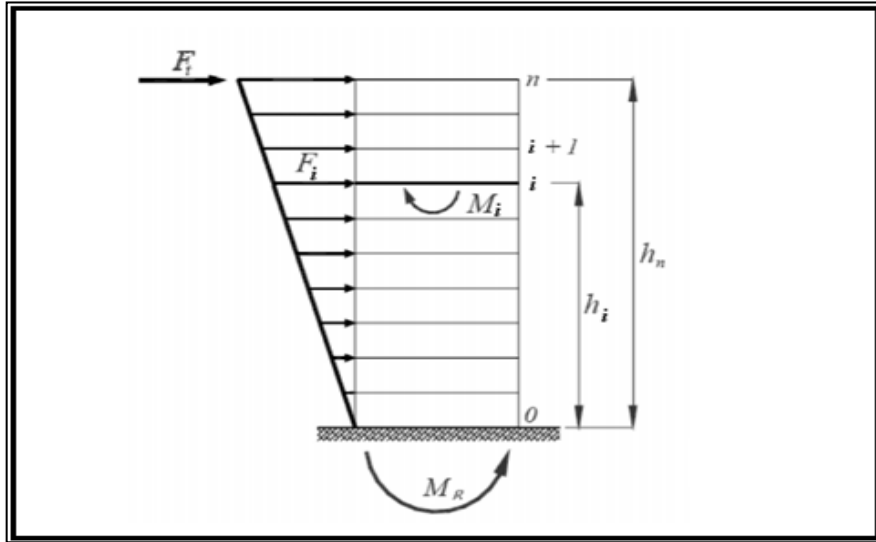


Figure. IV.11. Schéma du renversement

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau

X_i, Y_i Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{xgi} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{ygi} W_i$$

f_i : Force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

Tableau. IV.29: vérification du renversement

| Story | XM | YM | W*X | W*Y | Fx | Fy | hi | Fx*hi | Fy*hi |
|---------|-------|--------|------------|------------|---------|---------|-------|-----------|-----------|
| STORY10 | 6.999 | 13.16 | 19600.390 | 36853.998 | 673.704 | 637.420 | 30.94 | 20844.397 | 19721.777 |
| STORY9 | 6.688 | 12.935 | 20329.862 | 39319.193 | 629.667 | 612.799 | 27.88 | 17555.127 | 17084.841 |
| STORY8 | 6.582 | 12.879 | 20531.642 | 40174.266 | 566.121 | 557.405 | 24.82 | 14051.130 | 13834.782 |
| STORY7 | 6.583 | 12.885 | 20750.650 | 40615.544 | 501.620 | 494.051 | 21.76 | 10915.245 | 10750.554 |
| STORY6 | 6.583 | 12.892 | 21005.318 | 41136.345 | 436.370 | 430.019 | 18.7 | 8160.119 | 8041.364 |
| STORY5 | 6.587 | 12.899 | 21259.761 | 41631.950 | 369.385 | 363.986 | 15.64 | 5777.180 | 5692.736 |
| STORY4 | 6.587 | 12.906 | 21548.606 | 42220.480 | 301.151 | 296.910 | 12.58 | 3788.475 | 3735.126 |
| STORY3 | 6.585 | 12.913 | 21834.418 | 42816.680 | 230.921 | 227.861 | 9.52 | 2198.364 | 2169.240 |
| STORY2 | 6.586 | 12.927 | 22478.606 | 44121.006 | 161.319 | 163.192 | 6.46 | 1042.122 | 1054.223 |
| STORY1 | 6.769 | 12.967 | 23816.419 | 45623.801 | 89.958 | 86.714 | 3.4 | 305.857 | 294.829 |
| | | | 213155.672 | 414513.263 | | | | 39348.098 | 84638.016 |

Tableau. IV.30: vérification du renversement

| Direction | ΣMs | ΣMr | $\Sigma Ms/\Sigma Mr$ | Observation |
|-------------|-------------|-------------|-----------------------|-------------|
| Suivant X-X | 213155.672 | 84638.016 | 2.518 | Vérifié |
| Suivant Y-Y | 414513.263 | 82379.472 | 5.032 | Vérifié |

IV.4.3. Troisième modèle 'Structure modifiée' pour R=4 et R=5

Dans ce modèle on a augmenté les sections des poteaux et minimisé l'épaisseur des voiles et supprimé quelques voiles. Au fur et à mesure, nous avons augmenté d'une part la section des poteaux et réduire la section des voiles, et d'autre part nous vérifions cette condition jusqu'à que notre structure être vérifiée.

Le comportement des trois premiers modes est montré sur les Figures (IV.13 ; IV.14 ; IV.15) ci-dessous.

Le deuxième modèle dans cette étude est donné sur la **Figure IV.6**

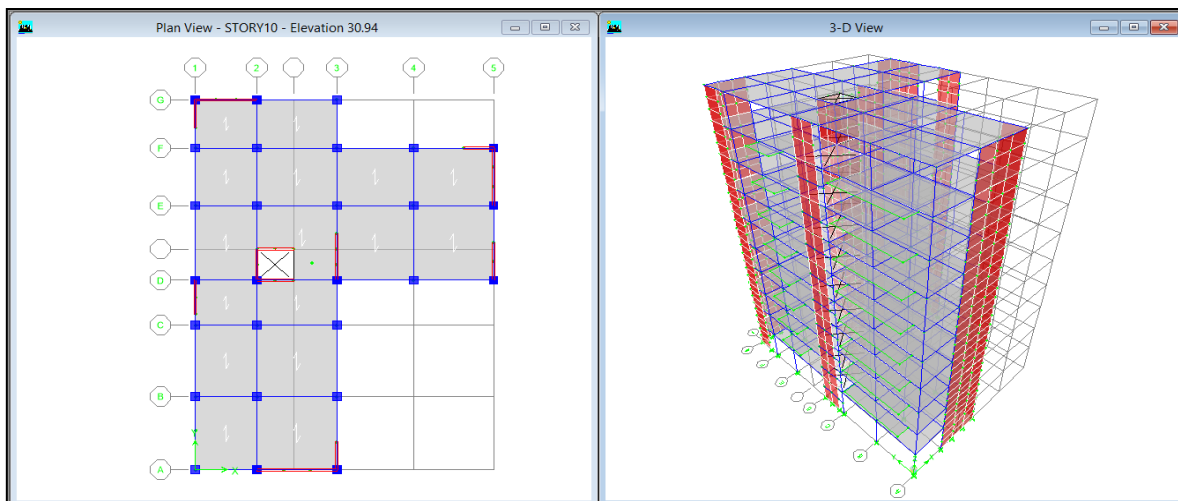


Figure IV.12. Troisième modèle par ETABS

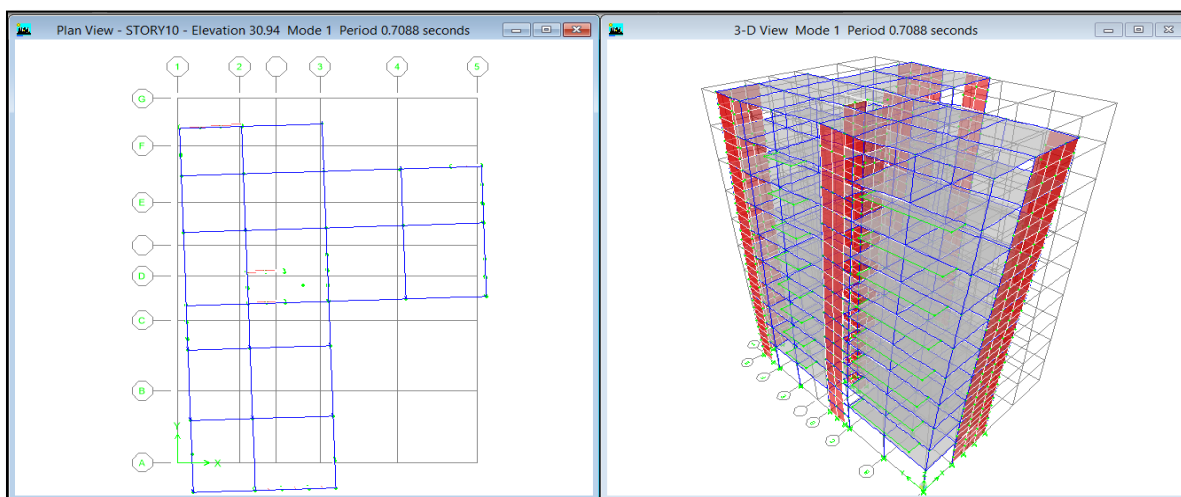


Figure IV.13. Troisième modèle mode 1

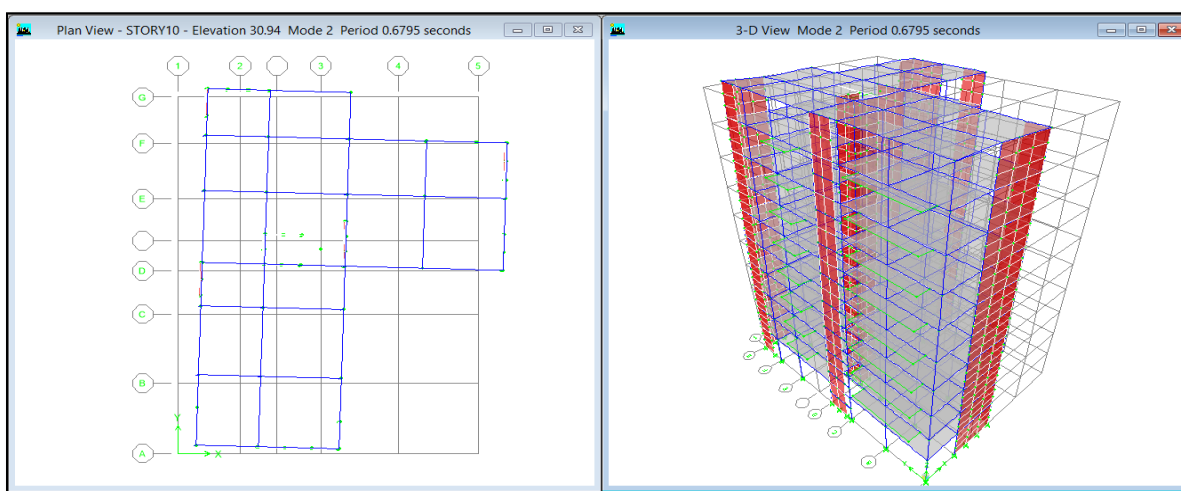


Figure IV.14. Troisième modèle mode 2

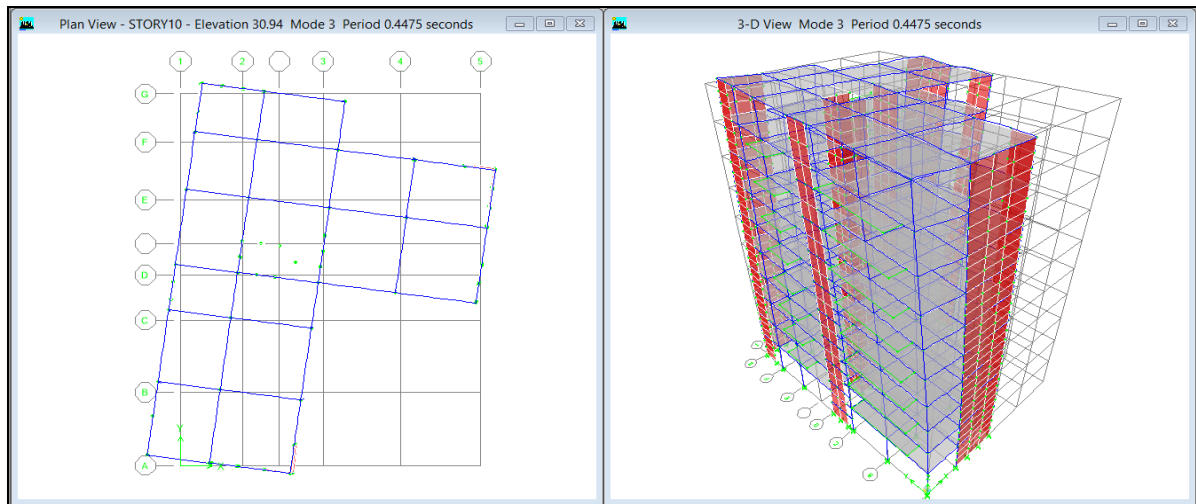


Figure IV.15. Troisième modèle mode 3

IV.4.3.1. Vérification de participation massique :

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au Tableau IV.23

↳ On ne constate que le 2^{ème} modèle avec R=5 et R=4

Tableau IV.31 : Pourcentage de participation massique pour R=4 et R=5.

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|---------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.709 | 4.758 | 61.641 | 4.758 | 61.641 |
| 2 | 0.680 | 61.440 | 3.945 | 66.198 | 65.586 |
| 3 | 0.447 | 1.028 | 2.707 | 67.225 | 68.293 |
| 4 | 0.188 | 0.132 | 16.955 | 67.357 | 85.249 |
| 5 | 0.174 | 18.690 | 0.040 | 86.047 | 85.289 |
| 6 | 0.110 | 0.520 | 0.713 | 86.567 | 86.002 |
| 7 | 0.087 | 0.014 | 6.501 | 86.581 | 92.503 |
| 8 | 0.080 | 6.673 | 0.001 | 93.254 | 92.504 |

Une période fondamentale : $T=0.709$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de couplé **suivant Y-Y**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de couplé **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

IV.4.3.2. Vérification des périodes :

- La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.24

Tableau IV.32 : Vérification des périodes

| | $T_{\text{dynamique}}$ | T_{RPA} | $1.3 \times T_{\text{RPA}}$ | $T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$ |
|---|------------------------|------------------|-----------------------------|--|
| X | 0.709 | 0.64 | 0.832 | OUI |
| Y | 0.709 | 0.57 | 0.741 | OUI |

IV.4.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Les Tableaux IV.25 et IV.26 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau IV.33 : Calcul de la force sismique pour R=4.

| A | D _x | D _y | R | Q _x | Q _y | ΣW_i (KN) | V _x (KN) | V _y (KN) |
|------|----------------|----------------|---|----------------|----------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| 0.25 | 1.60 | 1.76 | 4 | 1.20 | 1.20 | 32996.43 | 3959.01 | 4350.14 |

Tableau IV.34 : Calcul de force sismique pour Troisième modèle R=5.

| A | D _x | D _y | R | Q _x | Q _y | ΣW_i (KN) | V _x (KN) | V _y (KN) |
|------|----------------|----------------|---|----------------|----------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| 0,25 | 1.60 | 1.76 | 5 | 1.20 | 1.20 | 32996.43 | 3167.21 | 3480.11 |

Tableau IV.35: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour Troisième modèle R=4.

| | V Statique | V dynamique | $0.8V_{\text{statique}}$ | $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$ |
|---|------------|-------------|--------------------------|--|
| X | 3959.01 | 3235.819 | 3167.208 | Oui |
| Y | 4350.14 | 3065.850 | 3480.112 | Non |

Le rapport $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_{\text{statique}} \\ V_{\text{dynamique}} \end{array} \right. = 1.13$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans le sens y.

Tableau IV.36 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour Troisième modèle R=5.

| | V Statique | V dynamique | $0.8V_{\text{statique}}$ | $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$ |
|---|------------|-------------|--------------------------|--|
| X | 3167.21 | 3235.819 | 2533.768 | Oui |
| Y | 3480.11 | 3065.850 | 2784.088 | Oui |

- l'excentricité en considération

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.37: Détermination de l'excentricité.

| Niveau | Xr | Yr | Xm | Ym | ex (m) | ey(m) | e(m) |
|--------|------|-------|------|-------|-----------|-------|------|
| N10 | 5.96 | 13.69 | 6.94 | 13.29 | 0.40 | 0.98 | 1.19 |
| N9 | 5.96 | 13.67 | 6.53 | 13.11 | 0.56 | 0.57 | 1.19 |
| N8 | 5.97 | 13.66 | 6.42 | 13.04 | 0.62 | 0.45 | 1.19 |
| N7 | 5.99 | 13.64 | 6.42 | 13.05 | 0.59 | 0.43 | 1.19 |
| N6 | 6.02 | 13.63 | 6.42 | 13.06 | 0.57 | 0.40 | 1.19 |
| N5 | 6.06 | 13.61 | 6.43 | 13.07 | 0.54 | 0.37 | 1.19 |
| N4 | 6.13 | 13.59 | 6.43 | 13.07 | 0.51 | 0.30 | 1.19 |
| N3 | 6.22 | 13.56 | 6.43 | 13.08 | 0.48 | 0.22 | 1.19 |
| N2 | 6.33 | 13.53 | 6.44 | 13.09 | 0.43 | 0.11 | 1.19 |
| N1 | 6.46 | 13.48 | 6.63 | 13.15 | 0.34 | 0.17 | 1.19 |

IV.4.3.4. Vérification coefficient de comportement global de la structure « R »:

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=4_ article 3.4.4.b :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que 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 Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Tableau IV.38 :Vérification des charges verticale à la base.

| Elément à la base | Combinaison | Charge verticale (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | G+0,2Q | 38297.36 |
| Voiles | G+0,2Q | 7356.44 |

Les voiles représentent 19.21 % de charge verticale donc <20% **C.V**

- ✗ Pour faire la Justification des portiques sous 25% des charges horizontales on a excité la structure réelle (voiles, portique) avec la totalité du chargement sismique.
- ✗ Ensuite on prend le modèle de structure sans voiles et on l'excite sous **25%** du chargement sismique.

Tableau IV.39 :Vérification des efforts horizontale à la base.

| Elément à la base | Combinaison | Effort tranchant (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | EX | 3167.72 |
| Portiques | EX | 509.57 |

Les Portiques représentent 16.09% de l'effort horizontal global C.V

Tableau IV.40 :Vérification des efforts horizontale à la base.

| Elément à la base | Combinaison | Effort tranchant (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | EY | 3470.41 |
| Portiques | EY | 566.66 |

Les Portiques représentent 16.33% de l'effort horizontal global C.V

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles R=5 article-3.4.4.a :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.41 :Vérification des charges verticale à la base.

| Elément à la base | Combinaison | Charge verticale (KN) |
|-------------------|-------------|-----------------------|
| Portiques +voiles | G+0,2Q | 38297.36 |
| Voiles | G+0,2Q | 7356.44 |

Les voiles représentent 19.21 % de charge verticale donc <20% C.V

Tableau IV.42 : Vérification de la portance vis-à-vis l'effort horizontal

| Niveaux | Hauteur | Portiques et voiles | | Portiques | | Voiles | |
|---------|---------|---------------------|---------|-----------|---------|---------|---------|
| | | Vx(kn) | Vy(kn) | Vx(kn) | Vy(kn) | Vx(kn) | Vy(kn) |
| N10 | 30.94 | 682.74 | 725.06 | 430.20 | 426.48 | 252.54 | 298.58 |
| N9 | 27.88 | 1219.86 | 1305.40 | 766.63 | 750.73 | 453.23 | 554.67 |
| N8 | 24.82 | 1651.58 | 1782.10 | 1052.77 | 1023.31 | 598.81 | 758.80 |
| N7 | 21.76 | 2017.97 | 2187.84 | 1293.09 | 1250.73 | 724.88 | 937.12 |
| N6 | 18.7 | 2332.11 | 2536.19 | 1503.06 | 1449.41 | 829.04 | 1086.79 |
| N5 | 15.64 | 2596.33 | 2830.00 | 1689.22 | 1626.37 | 907.11 | 1203.63 |
| N4 | 12.58 | 2814.25 | 3072.32 | 1854.37 | 1784.83 | 959.88 | 1287.48 |
| N3 | 9.52 | 2990.96 | 3268.01 | 1991.76 | 1918.43 | 999.19 | 1349.58 |
| N2 | 6.46 | 3134.34 | 3424.99 | 2092.28 | 2017.04 | 1042.06 | 1407.94 |
| N1 | 3.4 | 3235.82 | 3535.15 | 2156.66 | 2081.47 | 1079.16 | 1453.68 |

| Pourcentage du Portiques | | Pourcentage des Voiles | |
|--------------------------|-----------|------------------------|-----------|
| Vx(%) | Vy(%) | Vx(%) | Vy(%) |
| 63.010385 | 58.819793 | 36.989615 | 41.180207 |
| 62.846056 | 57.509634 | 37.153944 | 42.490366 |
| 63.743186 | 57.421288 | 36.256814 | 42.578712 |
| 64.078821 | 57.167135 | 35.921179 | 42.832865 |
| 64.450926 | 57.148952 | 35.549074 | 42.851048 |
| 65.061962 | 57.468797 | 34.938038 | 42.531203 |
| 65.892117 | 58.094052 | 34.107883 | 41.905948 |
| 66.592916 | 58.703254 | 33.407084 | 41.296746 |
| 66.753427 | 58.892009 | 33.246573 | 41.107991 |
| 66.649498 | 58.879201 | 33.350502 | 41.120799 |

☒ En réalité le phénomène d'interaction voiles-poteaux a besoin d'une étude approfondie qui est basée sur le calcul des déformations des éléments conjointement néanmoins d'après l'analyse effectuée il nous a paru qu'il n'y a d'entrechoque nuisible entre les voiles et les poteaux.

IV.4.3.5. Vérification des déplacements :

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous

Tableau IV.43 : Vérification des déplacements inter étages Troisième modèle Sens x-x pour

R=4

| Story | Diaphragm m | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|----------------|------|---------------|---|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 0.0223 | 4 | 0.089 | 0.010 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 0.0197 | 4 | 0.079 | 0.010 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 0.0171 | 4 | 0.068 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 0.0144 | 4 | 0.057 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 0.0115 | 4 | 0.046 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 0.0089 | 4 | 0.036 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 0.0063 | 4 | 0.025 | 0.009 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 0.0040 | 4 | 0.016 | 0.008 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 0.0021 | 4 | 0.008 | 0.006 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 0.0007 | 4 | 0.003 | 0.003 | 0.034 | OK |

Tableau IV.44 : Vérification des déplacements inter étages Troisième modèle Sens y-y pour

R=4

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|---|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 0.0229 | 4 | 0.092 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 0.0201 | 4 | 0.080 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 0.0171 | 4 | 0.068 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 0.0139 | 4 | 0.056 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 0.0107 | 4 | 0.043 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 0.0078 | 4 | 0.031 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 0.0049 | 4 | 0.020 | 0.009 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 0.0026 | 4 | 0.010 | 0.007 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 0.0009 | 4 | 0.004 | 0.004 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 0.0000 | 4 | 0.000 | 0.000 | 0.034 | OK |

Tableau IV.45 : Vérification des déplacements inter étages de Troisième modèle Sens x-x

pour R=5

| Story | Diaphragm m | Load | δ_{ek} | R | $\delta_c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|----------------|------|---------------|---|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 0.0229 | 5 | 0.115 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 0.0203 | 5 | 0.102 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 0.0175 | 5 | 0.088 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 0.0148 | 5 | 0.074 | 0.015 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 0.0119 | 5 | 0.059 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 0.0092 | 5 | 0.046 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 0.0065 | 5 | 0.033 | 0.012 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 0.0041 | 5 | 0.021 | 0.010 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 0.0022 | 5 | 0.011 | 0.007 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 0.0008 | 5 | 0.004 | 0.004 | 0.034 | OK |

Tableau IV.46 : Vérification des déplacements inter étages de Troisième modèle Sens y-y pour R=5

| Story | Diaphragm | Load | δ_{ek} | R | $\delta c=R.\delta_{ek}$ | $\Delta k \leq 1\%h$ | $\leq 1\%h$ | Condition |
|---------|-----------|------|---------------|---|--------------------------|----------------------|-------------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 0.0231 | 5 | 0.115 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 0.0209 | 5 | 0.104 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 0.0183 | 5 | 0.091 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 0.0156 | 5 | 0.078 | 0.015 | 0.0306 | OK |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 0.0126 | 5 | 0.063 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 0.0098 | 5 | 0.049 | 0.014 | 0.0306 | OK |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 0.0070 | 5 | 0.035 | 0.013 | 0.0306 | OK |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 0.0045 | 5 | 0.023 | 0.011 | 0.0306 | OK |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 0.0024 | 5 | 0.012 | 0.008 | 0.0306 | OK |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 0.0008 | 5 | 0.004 | 0.004 | 0.034 | OK |

Tableau IV.47: Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens x-x pour R=4

| story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 2805.84 | 702.70 | 3.06 | 0.01366 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 3089.98 | 1219.64 | 3.06 | 0.00866 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 3169.42 | 1638.01 | 3.06 | 0.00690 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 3217.71 | 1997.42 | 3.06 | 0.00596 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 3271.89 | 2305.96 | 3.06 | 0.00488 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 3324.08 | 2562.60 | 3.06 | 0.00446 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 3383.43 | 2770.55 | 3.06 | 0.00354 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 3443.32 | 2937.42 | 3.06 | 0.00295 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 3571.62 | 3073.67 | 3.06 | 0.00215 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 3719.15 | 3167.72 | 3.4 | 0.00098 | vérifiée |

Tableau IV.48 : Vérification l'effet p- Δ du Troisième modèle Sens y-y pour R=4

| Story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 2805.84 | 752.22 | 3.06 | 0.01476 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 3089.98 | 1313.07 | 3.06 | 0.00931 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 3169.42 | 1776.45 | 3.06 | 0.00732 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 3217.71 | 2174.21 | 3.06 | 0.00626 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 3271.89 | 2516.55 | 3.06 | 0.00498 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 3324.08 | 2802.52 | 3.06 | 0.00438 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 3383.43 | 3034.06 | 3.06 | 0.00338 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 3443.32 | 3219.35 | 3.06 | 0.00239 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 3571.62 | 3369.02 | 3.06 | 0.00125 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 3719.15 | 3470.41 | 3.4 | 0.00000 | vérifiée |

Tableau IV.49 : Vérification l'effet $p-\Delta$ du Troisième modèle Sens x-x pour R=5

| story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EX | 2805.84 | 682.74 | 3.06 | 0.01757 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EX | 3089.98 | 1219.86 | 3.06 | 0.01161 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EX | 3169.42 | 1651.58 | 3.06 | 0.00852 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EX | 3217.71 | 2017.97 | 3.06 | 0.00760 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EX | 3271.89 | 2332.11 | 3.06 | 0.00623 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EX | 3324.08 | 2596.33 | 3.06 | 0.00548 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EX | 3383.43 | 2814.25 | 3.06 | 0.00473 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EX | 3443.32 | 2990.96 | 3.06 | 0.00361 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EX | 3571.62 | 3134.34 | 3.06 | 0.00261 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EX | 3719.15 | 3235.82 | 3.4 | 0.00136 | vérifiée |

Tableau IV.50 : Vérification l'effet $p-\Delta$ du Troisième modèle Sens y-y pour R=5

| Story | Diaphragm | Load | P | V | h | Theta | Condition |
|---------|-----------|------|---------|---------|------|---------|-----------|
| STORY10 | TERASS | EY | 2805.84 | 725.06 | 3.06 | 0.01397 | vérifiée |
| STORY9 | DAPH9 | EY | 3089.98 | 1305.40 | 3.06 | 0.00854 | vérifiée |
| STORY8 | DAPH8 | EY | 3169.42 | 1782.10 | 3.06 | 0.00760 | vérifiée |
| STORY7 | DAPH7 | EY | 3217.71 | 2187.84 | 3.06 | 0.00651 | vérifiée |
| STORY6 | DAPH6 | EY | 3271.89 | 2536.19 | 3.06 | 0.00615 | vérifiée |
| STORY5 | DAPH5 | EY | 3324.08 | 2830.00 | 3.06 | 0.00540 | vérifiée |
| STORY4 | DAPH4 | EY | 3383.43 | 3072.32 | 3.06 | 0.00505 | vérifiée |
| STORY3 | DAPH3 | EY | 3443.32 | 3268.01 | 3.06 | 0.00432 | vérifiée |
| STORY2 | DAPH2 | EY | 3571.62 | 3424.99 | 3.06 | 0.00359 | vérifiée |
| STORY1 | DAPH1 | EY | 3719.15 | 3535.15 | 3.4 | 0.00248 | vérifiée |

IV .4.3.6.Vérifications des Sollicitations normales :

Tableau IV.51 : Vérifications des Sollicitations normales du Troisième modèle pour R=4

| Section Choix | N _d (KN) | B _{pot} (mm) | B _c (mm ²) | F _{c28} MPa | V | Vérification | Observation |
|------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|------|--------------|-------------|
| 50X50 | 179.86 | 500 | 250000 | 25 | 0.03 | 0,3 | vérifiée |
| 50X50 | 350.89 | 500 | 250000 | 25 | 0.06 | 0,3 | vérifiée |
| 50X50 | 524.46 | 500 | 250000 | 25 | 0.08 | 0,3 | vérifiée |
| 55X55 | 702.54 | 550 | 302500 | 25 | 0.09 | 0,3 | vérifiée |
| 55X55 | 881.89 | 550 | 302500 | 25 | 0.12 | 0,3 | vérifiée |
| 60X60 | 1067.27 | 600 | 360000 | 25 | 0.12 | 0,3 | vérifiée |
| 60X60 | 1254.34 | 600 | 360000 | 25 | 0.14 | 0,3 | vérifiée |
| 65X65 | 1448.37 | 650 | 422500 | 25 | 0.14 | 0,3 | vérifiée |
| 70X70 | 1649.26 | 700 | 490000 | 25 | 0.13 | 0,3 | vérifiée |
| 75X75 | 1882.1 | 750 | 652500 | 25 | 0.13 | 0,3 | vérifiée |

Tableau IV.52 : Vérifications des Sollicitations normales du Troisième modèle pour R=5

| Section Choix | N _d (KN) | B _{pot} (mm) | B _c (mm ²) | F _{c28} MPa | V | Vérification | Observation |
|------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------|------|--------------|-------------|
| 50X50 | 182.87 | 500 | 250000 | 25 | 0.03 | 0,3 | vérifiée |
| 50X50 | 382.09 | 500 | 250000 | 25 | 0.06 | 0,3 | vérifiée |
| 50X50 | 595.06 | 500 | 250000 | 25 | 0.10 | 0,3 | vérifiée |
| 55X55 | 828.38 | 550 | 302500 | 25 | 0.11 | 0,3 | vérifiée |
| 55X55 | 1075.20 | 550 | 302500 | 25 | 0.14 | 0,3 | vérifiée |
| 60X60 | 1338.67 | 600 | 360000 | 25 | 0.15 | 0,3 | vérifiée |
| 60X60 | 1657.36 | 600 | 360000 | 25 | 0.18 | 0,3 | vérifiée |
| 65X65 | 2178.51 | 650 | 422500 | 25 | 0.21 | 0,3 | vérifiée |
| 70X70 | 2724.72 | 700 | 490000 | 25 | 0.22 | 0,3 | vérifiée |
| 75X75 | 3172.84 | 750 | 652500 | 25 | 0.23 | 0,3 | vérifiée |

IV.4.3.7. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement (RPA99v2003 article 4.41) :

Tableau. IV.53 : vérification du renversement de Troisième modèle pour R=4

| Story | XM | YM | W*X | W*Y | F _x | F _y | h _i | F _x *h _i | F _y *h _i |
|---------|-------|--------|------------|------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| STORY10 | 7.000 | 13.282 | 19640.884 | 37267.174 | 528.965 | 558.809 | 30.940 | 16366.162 | 17289.549 |
| STORY9 | 6.681 | 13.122 | 20644.139 | 40546.683 | 500.997 | 547.854 | 27.880 | 13967.784 | 15274.164 |
| STORY8 | 6.577 | 13.062 | 20845.260 | 41398.935 | 450.354 | 497.975 | 24.820 | 11177.794 | 12359.739 |
| STORY7 | 6.578 | 13.068 | 21166.099 | 42049.040 | 400.908 | 443.437 | 21.760 | 8723.762 | 9649.181 |
| STORY6 | 6.579 | 13.074 | 21525.778 | 42776.716 | 350.385 | 387.673 | 18.700 | 6552.202 | 7249.486 |
| STORY5 | 6.582 | 13.081 | 21879.090 | 43482.281 | 297.859 | 329.584 | 15.640 | 4658.520 | 5154.688 |
| STORY4 | 6.583 | 13.087 | 22273.092 | 44278.894 | 243.897 | 269.957 | 12.580 | 3068.224 | 3396.054 |
| STORY3 | 6.581 | 13.092 | 22660.488 | 45079.943 | 187.781 | 207.987 | 9.520 | 1787.674 | 1980.039 |
| STORY2 | 6.583 | 13.105 | 23511.980 | 46806.092 | 132.211 | 146.538 | 6.460 | 854.082 | 946.638 |
| STORY1 | 6.756 | 13.151 | 25126.581 | 48910.549 | 74.363 | 80.593 | 3.400 | 252.835 | 274.017 |
| | | | 219273.390 | 432596.305 | | | | 67409.039 | 73573.557 |

Tableau. IV.54. vérification du renversement de Troisième modèle pour R=4

| Direction | ΣM_s | ΣM_r | $\Sigma M_s/\Sigma M_r$ | Observation |
|-------------|--------------|--------------|-------------------------|-------------|
| Suivant X-X | 219273.390 | 67409.039 | 3.253 | Vérifié |
| Suivant Y-Y | 432596.305 | 73573.557 | 5.880 | Vérifié |

Tableau. IV.55 : vérification du renversement de Troisième modèle pour R=5

| Story | XM | YM | W*X | W*Y | F _x | F _y | h _i | F _x *h _i | F _y *h _i |
|---------|-------|--------|------------|------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| STORY10 | 7.000 | 13.282 | 19640.884 | 37267.174 | 540.336 | 558.809 | 30.940 | 16718.004 | 17654.727 |
| STORY9 | 6.681 | 13.122 | 20644.139 | 36818.239 | 511.767 | 547.854 | 27.880 | 268.065 | 14162.584 |
| STORY8 | 6.577 | 13.062 | 20845.260 | 36649.889 | 460.036 | 497.975 | 24.820 | 11418.095 | 11173.009 |
| STORY7 | 6.578 | 13.068 | 21166.099 | 36666.724 | 409.527 | 443.437 | 21.760 | 8911.307 | 8591.793 |
| STORY6 | 6.579 | 13.074 | 21525.778 | 36683.559 | 357.918 | 387.673 | 18.700 | 6693.062 | 6348.171 |
| STORY5 | 6.582 | 13.081 | 21879.090 | 36703.200 | 304.263 | 329.584 | 15.640 | 4758.669 | 4442.949 |
| STORY4 | 6.583 | 13.087 | 22273.092 | 36720.035 | 249.140 | 269.957 | 12.580 | 3134.185 | 2875.797 |
| STORY3 | 6.581 | 13.092 | 22660.488 | 36734.064 | 191.267 | 207.987 | 9.520 | 1820.858 | 1647.543 |
| STORY2 | 6.583 | 13.105 | 23511.980 | 36770.540 | 135.053 | 146.538 | 6.460 | 872.443 | 759.380 |
| STORY1 | 6.756 | 13.151 | 25126.581 | 36899.608 | 75.962 | 80.593 | 3.400 | 258.270 | 211.093 |
| | | | 219273.390 | 367913.030 | | | | 68852.958 | 117894.266 |

Tableau. IV.56 :vérification du renversement du Troisième modèle pour R=5

| Direction | ΣMs | ΣMr | $\Sigma Ms/\Sigma Mr$ | Observation |
|-------------|-------------|-------------|-----------------------|-------------|
| Suivant X-X | 219273.390 | 68852.958 | 3.185 | Vérifié |
| Suivant Y-Y | 367913.030 | 67867.047 | 5.421 | Vérifié |

IV.5.Conclusion :

Donne cette étude on a fait une comparaison de trois coefficients de comportement d'une vision économique et technique. Les systèmes de contreventement sont :

Le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ; le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles et le système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. Ces systèmes ont respectivement les coefficients de comportement suivants R=3.5 ; R=5 et R=4.

- **Système voiles porteurs R=3,5 :**

La réduction des sections du béton et de ferrailage des poteaux et des de fondations (radier ainsi que des nervures) en revanche l'augmentation le nombre et les sections des voiles par rapport aux autres systèmes de contreventement R=5 et R=4 et cela pour assurer les conditions à vérifier du ce système.

Ce système exige que les voile support plus que 20% des charge gravitaire ainsi que et 100% des charge horizontale, donc les charges verticales gravitaires et sismiques sont importantes sur les voiles et peuvent causées leurs instabilités à long terme (l'allongement des aciers et écrasement de béton à la base) et donc une mauvaise utilisation de la ductilité.

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques Pour R =5 :**

Diminution des épaisseurs et sections et nombre des voiles et augmentation des sections de ferrailage et béton des poteaux. Ce système stipule que les voiles reprennent au plus 20% des charge gravitaire et reprennent conjointement avec les poteaux la force sismique à chaque étage ainsi que les poteaux supporte 25% des charge horizontale de chaque étage. Ces conditions entraînent la structure à une grande dimension des sections de poteaux par rapport aux voiles. Le contreventement couplé voile et portique à chaque étage donne une meilleur ductilité par rapport aux autres systèmes R=3.5 et R=4 à cause de l'interaction provoquée entre les voiles et les poteaux, donc les poteaux et les voiles essaiera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère.

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. Pour R=4 :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que 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.

Du l'effet de ces conditions, nous avons remarqué une diminution des épaisseurs et section et nombre des voile et augmentation des sections de ferrailage et béton des poteaux.

Ce système présente moins de ductilité et une meilleure rigidité globale de la structure par rapport au système R=5.

CHAPITRE V

***Ferraillage des éléments
structuraux***

V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et le **RPA99 version 2003 [3]**.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. INTRODUCTION :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$*0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

✚ Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau. V.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

| Niveaux | Sections (cm^2) | N^{max} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|----------------|------------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -3758.46 | -135.79 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -2812.83 | -83.85 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1991.5 | -59.14 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} + 4 ^{ème} | 45x45 | -1347.32 | -43.71 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} + 6 ^{ème} | 40x40 | -837.17 | -72.28 | SEC | 0 | 0 | 14.40 |
| 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} | 35x35 | -485.97 | -64.27 | SEC | 0 | 0.50 | 11.03 |

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau. V.2. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

| Niveaux | Sections (cm^2) | M^{max} (kN.m) | N^{corr} (KN) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|------------------|-----------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -135.79 | -3758.46 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -83.85 | -2812.83 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -96.65 | -1345.52 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} + 4 ^{ème} | 45x45 | -98.01 | -853.46 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} + 6 ^{ème} | 40x40 | -87.98 | -657.58 | SEC | 0 | 0 | 14.40 |
| 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} | 35x35 | -77.46 | -165.05 | SEC | 0 | 5.68 | 11.03 |

- **Combinaison : 0,8G+E**
- a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau. V.3 .Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

| Niveaux | Sections (cm^2) | N^{max} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|----------------|------------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -3606.13 | -138.31 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -2690.58 | -83.25 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1893.54 | -58.92 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -1271.9 | -43.21 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -687.12 | -16.83 | SEC | 0 | 0 | 14.40 |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -361.8 | -59.24 | SEC | 0 | 1.16 | 11.03 |

- b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau. V.4.Ferrillages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr)

| Niveaux | Sections (cm^2) | M^{max} (kN.m) | N^{corr} (KN) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|------------------|-----------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -138.41 | -3606.13 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -83.25 | -2690.25 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -101 | -1251.61 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -104.65 | -787.61 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -83.21 | -490.99 | SPC | 0 | 0.74 | 14.40 |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -70.06 | -126.9 | SEC | 0 | 5.28 | 11.03 |

Situation durable

- **Combinaison : 1.35G+1.5Q**
- a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau. V.5. Ferrillages des poteaux situation durable (N_{max}, M_{corr})

| Niveaux | Sections (cm^2) | N^{max} (kN) | M^{corr} (kNm) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|----------------|------------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -2236.29 | -0.98 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | -1945.05 | -1.54 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1699.62 | 1.51 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -1464.69 | 2.77 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -1022 | 5.56 | SEC | 0 | 0 | 14.40 |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -606.77 | 6.71 | SEC | 0 | 0 | 11.03 |

b. (M^{max}, N^{corr})**Tableau. V.6.** Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

| Niveaux | Sections (cm^2) | M^{max} (kN.m) | N^{corr} (KN) | Sollicitation | A'_s (cm^2) | A_s (cm^2) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2) |
|--|---------------------|------------------|-----------------|---------------|-------------------|------------------|-------------------------------|
| RDC | 60x60 | -41.50 | -1339.07 | SEC | 0 | 0 | 32.4 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 53.73 | -1191.4 | SEC | 0 | 0 | 27.23 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 41.75 | -1036.35 | SEC | 0 | 0 | 22.5 |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -18.76 | -1111.66 | SEC | 0 | 0 | 18.23 |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -24.87 | -721.78 | SEC | 0 | 0 | 14.40 |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -30.33 | -188.85 | SEC | 0 | 0.1 | 11.03 |

V.2.4. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison ($G+Q+E$)

Tableau. V.7. Choix des armatures des poteaux

| Niveaux | Sections (cm^2) | A_s^{cal} (cm^2) | A_s^{min} (cm^2) | A_s^{max} (Z.C)(cm^2) | A_s^{max} (Z.R)(cm^2) | Choix des armatures | A_s^{adp} (cm^2) |
|--|---------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------|------------------------|
| RDC | 60x60 | 0 | 32.4 | 144 | 216 | 8HA20+4HA16 | 33,19 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 0 | 27.23 | 121 | 181.5 | 4HA20+8HA16 | 28,66 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 0 | 22.5 | 100 | 150 | 12HA16 | 24,14 |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | 0 | 18.23 | 81 | 121.5 | 4HA16+8HA14 | 20,37 |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | 0.74 | 14.40 | 64 | 96 | 4HA14+8HA12 | 15,21 |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | 5.28 | 11.03 | 49 | 73.5 | 12HA12 | 13.58 |

V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier :**

- a. Fissuration peu nuisible Pas de vérification.
- b. Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}\left(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$
- c. Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveaux | Sections (cm ²) | N^{ser}_{max} (kN) | M^{ser}_{cor} (kNm) | Sollicitation | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|--|-----------------------------|----------------------|-----------------------|---------------|------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| RDC | 60x60 | -1625.68 | -0.69 | SEC | 65.50 | 201,63 | 4.37 | 15 | Vérifié |
| 1 ^{er} | 55x55 | -1415.44 | -1.09 | SEC | 67.60 | 201,63 | 4.51 | 15 | Vérifié |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -1236.82 | 1.09 | SEC | 71.00 | 201,63 | 4.74 | 15 | Vérifié |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -1065.92 | 2.01 | SEC | 75.40 | 201,63 | 5.05 | 15 | Vérifié |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -743.99 | 4.04 | SEC | 68.2 | 201,63 | 4.61 | 15 | Vérifié |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -442.16 | 4.87 | SEC | 55.5 | 201,63 | 3.81 | 15 | Vérifié |

b. N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max} :

Tableau V.9. Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveaux | Sections (cm ²) | M^{ser}_{max} (kN) | N^{ser}_{cor} (kNm) | Sollicitation | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Vérification |
|--|-----------------------------|----------------------|-----------------------|---------------|------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| RDC | 60x60 | 16.09 | -975.01 | SEC | 44.10 | 201,63 | 3.03 | 15 | Vérifié |
| 1 ^{er} | 55x55 | 38.65 | -868.65 | SEC | 56.6 | 201,63 | 4.03 | 15 | Vérifié |
| 2 ^{ème} | 50x50 | -30.32 | -755.56 | SEC | 58.80 | 201,63 | 4.18 | 15 | Vérifié |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | -13.63 | -809.27 | SEC | 65.70 | 201,63 | 4.54 | 15 | Vérifié |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | -18.07 | -525.76 | SEC | 62.90 | 201,63 | 4.49 | 15 | Vérifié |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | -22.05 | -138.43 | SPC | 47.50 | 201,63 | 3.75 | 15 | Vérifié |

V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 [3] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

| Niveaux | Sections (cm ²) | T _u (kN) | τ_u (MPa) | λ | ρ_d | $\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa) | Vérification |
|--|-----------------------------|---------------------|----------------|-----------|----------|----------------------------|-----------------------------|--------------|
| RDC | 60x60 | 26.72 | 0.08 | 13.74 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |
| 1 ^{er} | 55x55 | 34.55 | 0.12 | 13.49 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 30.52 | 0.13 | 14.84 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |
| 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 45x45 | 34.40 | 0.18 | 16.49 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |
| 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 40x40 | 34.55 | 0.23 | 18.55 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 35x35 | 42.11 | 0.38 | 24.73 | 0.075 | 1.875 | 2.50 | Vérifié |

V.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99:

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$$
.....Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$

Les deux tableaux suivant rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 11 .Espacements maximales selon RPA99

| Niveaux | Section (cm ²) | Barres | ϕ_l (mm) | S_t (cm) | |
|--|----------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | | | | Zone nodale | Zone courante |
| RDC | 60x60 | 8HA20+4HA16 | 20et16 | 10 | 15 |
| 1 ^{er} | 55x55 | 4HA20+8HA16 | 20et16 | 10 | 15 |
| 2 ^{ème} | 50x50 | 12HA16 | 16 | 10 | 15 |
| 3 ^{ème} + 4 ^{ème} | 45x45 | 4HA16+8HA14 | 16et14 | 10 | 15 |
| 5 ^{ème} + 6 ^{ème} | 40x40 | 4HA14+8HA12 | 12et 14 | 10 | 10 |
| 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} | 35x35 | 12HA12 | 12 | 10 | 10 |

✘ **CHOIX DE DIAMETRE D'ARMATEURE.**

- $\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux

On aura:
$$\phi_t \geq \frac{\phi_{i\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.12 .Choix des armatures transversales pour les poteaux

| Section (cm ²) | Niveaux | L _f (m) | λ _g (%) | ρ _a | T _u ^{max} (kN) | Zone | S _t (cm) | A _t _{RPA} (cm ²) | Choix | A _s ^{adp} (cm ²) |
|----------------------------|--|--------------------|--------------------|----------------|------------------------------------|------|---------------------|--|-------|--|
| 60x60 | RDC | 2.38 | 3.97 | 3.75 | 26.72 | N | 10 | 0.41 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.62 | 4T8 | 2,01 |
| 55x55 | 1 ^{er} | 2,14 | 3,89 | 3,75 | 34.55 | N | 10 | 0.58 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.88 | 4T8 | 2,01 |
| 50x50 | 2 ^{ème} | 2,14 | 4,28 | 3,75 | 30.52 | N | 10 | 0.57 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 0.85 | 4T8 | 2,01 |
| 45x45 | 3 ^{ème} +4 ^{ème} | 2,14 | 4.75 | 3.75 | 34.40 | N | 10 | 0.71 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 15 | 1.07 | 4T8 | 2,01 |
| 40x40 | 5 ^{ème} +6 ^{ème} | 2,14 | 5.35 | 2,5 | 34.55 | N | 10 | 0.53 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 10 | 0.53 | 4T8 | 2,01 |
| 35x35 | 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | 2.14 | 6.11 | 2.5 | 42.11 | N | 10 | 0.75 | 4T8 | 2,01 |
| | | | | | | C | 10 | 0.75 | 4T8 | 2,01 |

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø_l en zone III.

Pour:

HA20.....L_r=100cm

HA16.....L_r=80cm

HA14.....L_r=70cm

HA12.....L_r=60cm

V.2.8. Ferrailage des poteaux de S- SOL :

Les poteaux au sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r: Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2) (b-2)) cm²

α: Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f: Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau :

Carré (B=a x b)

Circulaire $\left(B = \frac{\Pi D^2}{4}\right)$.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f=0,5l_0$.

La section réduite est

Pour le poteau carré $B_r = (a-0,02)^2 [m^2]$.

Pour le poteau circulaire $B_r = \frac{\Pi(D-0,02)^2}{4}$

✕ **Poteaux carrés :**

Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal. $N_u(\text{RDC})=1244.32 \text{ kN}$

- Poids plancher courants $4.82 \times 16.56 = 79.82 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $0.35 \times 0.40 \times 3.85 \times 25 = 11.55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $0.30 \times 0.30 \times 4.3 \times 25 = 11.28 \text{ Kn}$
- Poids du poteau..... $0.60 \times 0.60 \times (3.40 - 0.40) \times 25 = 27 \text{ kN}$

G= 129.65 kN

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 10.72 = 26.80 \text{ kN}$

Q=26.80 kN

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q$

$N_{u1} = 215.22 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol

: $N_{u(ss1)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2161.33 \text{ KN}$

a. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,6 \times 3.06 \cdot 10^2}{17.32} = 10.60 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$
- $B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2161.33.10^3}{0,83} - \frac{3364.10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -51.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0.9\% B \quad (\text{Selon le RPA99 version 2003})$$

$$A_s = A_s^{\min} = 32.4 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA20+4HA16=33.19cm².

b. Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser(RDC)}} = 1421.84 \text{ Kn}$$

$$N_{\text{ser(ss1)}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{\text{ser1}} = 1578.29 \text{ kN}$$

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

| Niveau | Section | N _{ser} (kN) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Vérifications |
|--------|---------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------|
| S.SOL | 60×60 | 1578.29 | 64 | 201,63 | 4.26 | 15 | Vérifié |

✱ **Détermination des armatures transversales :**

Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t=4T8=2,01cm².

Espacement en zone nodale : St = 10cm

Espacement en zone courante : St = 15cm

| RDC | 1 ^{ère} |
|------------------|-------------------------------------|
| | |
| 2 ^{ème} | 3 ^{ème} + 4 ^{ème} |
| | |

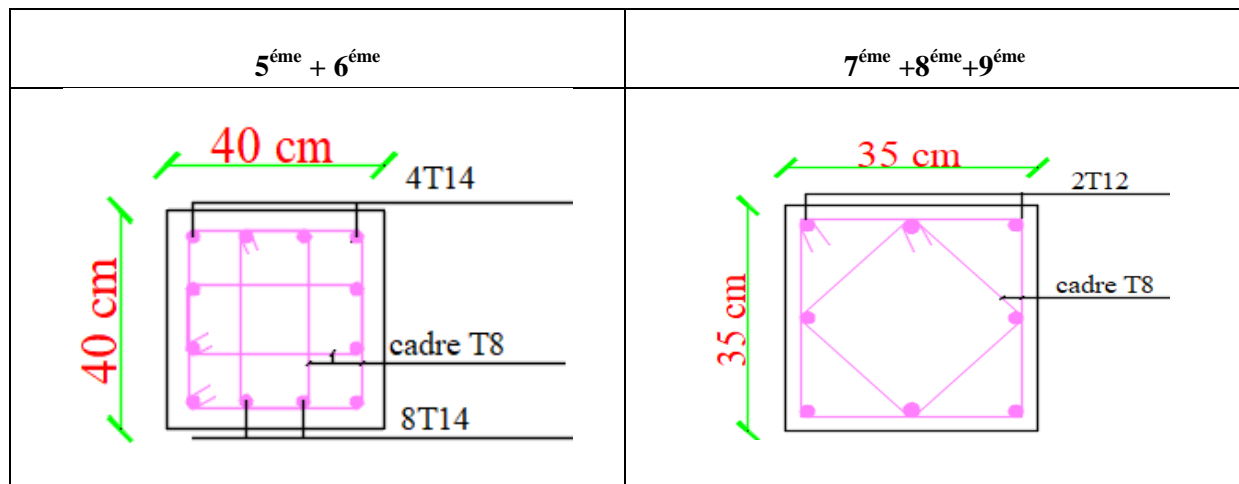


Figure V.1.Ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments qui transmettant les charges, elles sont soumises à un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul de leur ferrailage se fait en flexion simple, on distingue les poutres porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres non porteuses qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles, L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **ETABS[4]**, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par **RPA99/v2003[3]** ;(**BAEL,1999**)[1].

V.3.1. Combinaison d'action

Nous distinguons les combinaisons suivantes:

- Selon (**CBA, 1993**) [2]
 - ✖ ELU: Situation durable ... $1,35G+1,5Q$ (CBA93 article 6.1.2.1)
 - ✖ ELS: Situation durable ... $G+Q$
- Selon le **RPA99/v2003** [3]
 - ✖ Situation accidentelle ... $G+Q+E$
 - ✖ Situation accidentelle ... $0.8G+E$ (RPA99v2003 article 5.2)

Avec

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Nous avons les dimensions des poutres suivantes :

*Poutres porteuses (30×40) cm².

*Poutres non porteuses (30×35) cm².

*Poutres palière (30×30) cm².

Les moments en travée et sur appuis sont pris comme suit :

*Sur appui : $M_a = M_{(\text{logiciel})}$

*En travée : $M_t = 0.8 M_0 \dots$ avec $M_0 = ql^2/8$

V.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par RPA99/version 2003 en zone III.

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ↳ **4%** en zone courante.
 - ↳ **6%** en zone de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en **zone III**.
4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

V.3.3. Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse), avec une section de 30×40 cm²
- Sens non porteur (poutre non porteuse), avec une section de 30×35cm²

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux suivants :

1- Sens principal :

a. Situation durable :

- **Combinaison 1.35G+1.5Q**

Tableau V.14. Ferrailage des poutres principales (situation durable).

| Niveau | Section | Position | Mmax(KN.m) | As (cm ²) | A'S (cm ²) |
|--------|---------|----------|------------|-----------------------|------------------------|
| RDC | 30x40 | appuis | -67.282 | 5.76 | 0 |
| | | travée | 53.991 | 4,55 | 0 |
| 1 | 30x40 | appuis | -64.075 | 5,47 | 0 |
| | | travée | 47.495 | 3,98 | 0 |
| 2 | 30x40 | appuis | -68.829 | 5.9 | 0 |
| | | travée | 48.953 | 4,11 | 0 |

| | | | | | |
|---|-------|--------|---------|------|---|
| 3 | 30x40 | appuis | -75.889 | 6,56 | 0 |
| | | travée | 49.831 | 4,18 | 0 |
| 4 | 30x40 | appuis | -78.865 | 6,85 | 0 |
| | | travée | 51.021 | 4,29 | 0 |
| 5 | 30x40 | appuis | -84.227 | 7,36 | 0 |
| | | travée | 52.567 | 4,43 | 0 |
| 6 | 30x40 | appuis | -85.816 | 7,51 | 0 |
| | | travée | 54.176 | 4,57 | 0 |
| 7 | 30x40 | appuis | -87.883 | 7,71 | 0 |
| | | travée | 57.094 | 4,83 | 0 |
| 8 | 30x40 | appuis | -94.183 | 8,33 | 0 |
| | | travée | 55.653 | 4,7 | 0 |
| 9 | 30x40 | appuis | -78.02 | 6,77 | 0 |
| | | travée | 67.205 | 5,75 | 0 |

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.15. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

| Niveau | Section | Position | Mmax(KN.m) | As (cm ²) | A'S (cm ²) |
|--------|---------|----------|------------|-----------------------|------------------------|
| RDC | 30x40 | appuis | -54.537 | 4.6 | 0 |
| | | travée | 39.199 | 3.25 | 0 |
| 1 | 30x40 | appuis | -60.107 | 5.1 | 0 |
| | | travée | 35.182 | 2.91 | 0 |
| 2 | 30x40 | appuis | -67.625 | 5.79 | 0 |
| | | travée | 36.552 | 3.03 | 0 |
| 3 | 30x40 | appuis | -75.562 | 6.53 | 0 |
| | | travée | 39.405 | 3.27 | 0 |
| 4 | 30x40 | appuis | -78.644 | 6.83 | 0 |
| | | travée | 44.878 | 3.75 | 0 |
| 5 | 30x40 | appuis | -82.604 | 7.2 | 0 |
| | | travée | 48.538 | 4.07 | 0 |
| 6 | 30x40 | appuis | -82.759 | 7.22 | 0 |
| | | travée | 49.677 | 4.17 | 0 |
| 7 | 30x40 | appuis | -82.41 | 7.18 | 0 |
| | | travée | 48.546 | 4.07 | 0 |
| 8 | 30x40 | appuis | -86.758 | 7.6 | 0 |
| | | travée | 47.664 | 4.16 | 0 |
| 9 | 30x40 | appuis | -70.409 | 6.05 | 0 |
| | | travée | 52.012 | 4.38 | 0 |

c. Situation accidentelle : 0.8 G±E

Tableau V.16. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

| Niveau | Section | Position | Mmax(KN.m) | As (cm ²) | A'S (cm ²) |
|--------|---------|----------|------------|-----------------------|------------------------|
| RDC | 30x40 | appuis | -34.89 | 2.88 | 0 |
| | | travée | 22.375 | 1.83 | 0 |
| 1 | 30x40 | appuis | -43.533 | 3.63 | 0 |
| | | travée | 24.178 | 1.98 | 0 |
| 2 | 30x40 | appuis | -50.669 | 4.26 | 0 |
| | | travée | 34.727 | 2.87 | 0 |
| 3 | 30x40 | appuis | -60.057 | 5.1 | 0 |
| | | travée | 43.889 | 3.66 | 0 |
| 4 | 30x40 | appuis | -65.297 | 5.58 | 0 |
| | | travée | 49.34 | 4.14 | 0 |
| 5 | 30x40 | appuis | -69.772 | 5.99 | 0 |
| | | travée | 53.212 | 4.48 | 0 |
| 6 | 30x40 | appuis | -70.808 | 6.09 | 0 |
| | | travée | 54.352 | 4.59 | 0 |
| 7 | 30x40 | appuis | -71.111 | 6.12 | 0 |
| | | travée | 53.541 | 4.51 | 0 |
| 8 | 30x40 | appuis | -70.866 | 6.09 | 0 |
| | | travée | 54.46 | 4.6 | 0 |
| 9 | 30x40 | appuis | -64.478 | 5.5 | 0 |
| | | travée | 42.844 | 3.57 | 0 |

2-Sens secondaire :

a. Situation durable :

• Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.17. Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).

| Niveau | Section | Position | Mmax(Kn.m) | As (cm ²) | A'S (cm ²) |
|--------|---------|----------|------------|-----------------------|------------------------|
| RDC | 30x35 | appuis | -10.885 | 1.01 | 0 |
| | | travée | 6.228 | 0,57 | 0 |
| 1 | 30x35 | appuis | -20.46 | 1,92 | 0 |
| | | travée | 16.961 | 1,58 | 0 |
| 2 | 30x35 | appuis | -29.136 | 2,76 | 0 |
| | | travée | 20.945 | 1,96 | 0 |
| 3 | 30x35 | appuis | -40.095 | 3,86 | 0 |
| | | travée | 30.121 | 2,86 | 0 |
| 4 | 30x35 | appuis | -48.691 | 4,74 | 0 |
| | | travée | 36.675 | 3,51 | 0 |
| 5 | 30x35 | appuis | -58.198 | 5.75 | 0 |
| | | travée | 44.517 | 4.31 | 0 |

| | | | | | |
|---|-------|--------|---------|------|---|
| 6 | 30x35 | appuis | -65.124 | 6.51 | 0 |
| | | travée | 49.183 | 4.8 | 0 |
| 7 | 30x35 | appuis | -71.624 | 7.24 | 0 |
| | | travée | 53.62 | 5.25 | 0 |
| 8 | 30x35 | appuis | -77.804 | 7.94 | 0 |
| | | travée | 59.608 | 5,91 | 0 |
| 9 | 30x35 | appuis | -70.399 | 7.1 | 0 |
| | | travée | 49.47 | 4,83 | 0 |

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau. V.18. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)

| Niveau | Section | Position | Mmax(KN.m) | As (cm ²) | A'S (cm ²) |
|--------|---------|----------|------------|-----------------------|------------------------|
| RDC | 30x35 | appuis | -41.322 | 3.98 | 0 |
| | | travée | 35.047 | 3.35 | 0 |
| 1 | 30x35 | appuis | -65.491 | 6.55 | 0 |
| | | travée | 52.462 | 5.14 | 0 |
| 2 | 30x35 | appuis | -79.51 | 8.14 | 0 |
| | | travée | 58.862 | 5.83 | 0 |
| 3 | 30x35 | appuis | -86.009 | 8.91 | 0 |
| | | travée | 55.41 | 5.45 | 0 |
| 4 | 30x35 | appuis | -87.905 | 9.14 | 0 |
| | | travée | 55.785 | 5.41 | 0 |
| 5 | 30x35 | appuis | -84.623 | 8.75 | 0 |
| | | travée | 60.409 | 5.99 | 0 |
| 6 | 30x35 | appuis | -79.56 | 8.15 | 0 |
| | | travée | 61.09 | 6.07 | 0 |
| 7 | 30x35 | appuis | -73.826 | 7.49 | 0 |
| | | travée | 62.234 | 6.19 | 0 |
| 8 | 30x35 | appuis | -76.678 | 7.81 | 0 |
| | | travée | 61.146 | 6.07 | 0 |
| 9 | 30x35 | appuis | -68.639 | 6.9 | 0 |
| | | travée | 55.615 | 5.48 | 0 |

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens principal :

Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres principal.

| Niveau | Position | As ^{max} | | As ^{cal} | Choix | As ^{adp} |
|--------|------------------|-------------------|-----|-------------------|-----------|-------------------|
| | | Z.C | Z.R | Cm2 | | Cm2 |
| RDC | appuis travée | 48 | 72 | 5.76 | 3T16 | 6.03 |
| | | | | 4,55 | | 6.03 |
| 1 | appuis travée | 48 | 72 | 5,47 | 3T16 | 6.03 |
| | | | | 3,98 | | 60.3 |
| 2 | appuis travée | 48 | 72 | 5.9 | 3T16 | 6.03 |
| | | | | 4,11 | | 6.03 |
| 3 | appuis travée | 48 | 72 | 6,56 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,18 | | 6.03 |
| 4 | appuis travée | 48 | 72 | 6,85 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,29 | | 6.03 |
| 5 | appuis travée | 48 | 72 | 7,36 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,43 | | 6.03 |
| 6 | appuis travée | 48 | 72 | 7,51 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,57 | | 6.03 |
| 7 | appuis travée | 48 | 72 | 7,71 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,83 | | 6.03 |
| 8 | appuis travée | 48 | 72 | 8,33 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 4,7 | | 6.03 |
| 9 | appuis travée | 48 | 72 | 6,77 | 3T16+3T12 | 9.42 |
| | | | | 5,75 | | 6.03 |

2-Sens secondaire**Tableau V.20.** Choix des armatures pour les poutres secondaires.

| Niveau | Position | As ^{max} | | As ^{cal} | Choix | As ^{adp} |
|--------|------------------|-------------------|-----|-------------------|-----------|-------------------|
| | | Z.C | Z.R | cm2 | | Cm2 |
| RDC | appuis travée | 42 | 63 | 3.98 | 3T14 | 4.62 |
| | | | | 3.35 | | 4.62 |
| 1 | appuis travée | 42 | 63 | 6.55 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | | | | 5.14 | | 6.03 |
| 2 | appuis travée | 42 | 63 | 8.14 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | | | | 5.83 | | 6.03 |
| 3 | appuis travée | 42 | 63 | 8.91 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | | | | 5.45 | | 6.03 |
| 4 | appuis travée | 42 | 63 | 9.14 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | | | | 5.41 | | 6.03 |
| 5 | appuis | 42 | 63 | 8.75 | 3T16+3T14 | 10.65 |

| | | | | | | |
|---|--------|----|----|------|-----------|-------|
| | travée | | | 5.99 | 3T16 | 6.03 |
| 6 | appuis | 42 | 63 | 8.15 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | travée | | | 6.07 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| 7 | appuis | 42 | 63 | 7.49 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | travée | | | 6.19 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| 8 | appuis | 42 | 63 | 7.81 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | travée | | | 6.07 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| 9 | appuis | 42 | 63 | 6.9 | 3T16+3T14 | 10.65 |
| | travée | | | 5.48 | 3T16+3T14 | 10.65 |

V.3.5. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Tableau V.21. Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm ²) | $A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²) | A_s^{\min} (cm ²) | Vérification |
|----------------------------|---|---------------------------------|--------------|
| 30x40 | 9.42 | 1.449 | Vérifiée |
| 30x40 | 6.03 | 1.449 | Vérifiée |
| 30x35 | 10.65 | 1.268 | Vérifiée |
| 30x35 | 10.65 | 1.268 | Vérifiée |

V.3.6. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens principal :

- Combinaison G+Q

Tableau V.22. Vérification des poutres principales

| Section | Position | M_{ser} (kNm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | vérification |
|---------|----------|--------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| 30 x 40 | Appui | -68.355 | 8.53 | 15 | 0 | 201,63 | oui |
| | Travée | 49.086 | 7.12 | | 71.45 | | |

2- Sens secondaire :

- Combinaison G+Q

Tableau V.23. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

| Section | Position | M_{ser} (kNm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|---------|----------|--------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| 30 x 35 | Appui | -56.548 | 8.5 | 15 | 0 | 201,63 | Oui |
| | Travée | 43.282 | 7.1 | | 176 | | |

V.3.6. Vérification de l'effort tranchant**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum. $\bar{\tau}_u$

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau V.24. Vérification de la contrainte de cisaillement.

| Poutre | Section | $T_{u \max}$ KN | τ_u MPa | $\bar{\tau}_u$ MPa | Vérifié |
|--------------|---------|--------------------|-----------------|-----------------------|---------|
| Porteuse | 30x40 | 116.35 | 0.969 | 3.75 | Ok |
| Non Porteuse | 30x35 | 60.96 | 0.580 | 3.75 | Ok |

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance $FeE40$ ($f_e=400\text{MPa}$).

- **Selon leBAEL91:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2:**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25. Calcul des armatures transversales

| Sens | T _u (kN) | τ _u (MPa) | BAEL91 | RPA99 | | (cm) | | A _t ^{rpa} Cm2 | Choix |
|------------|---------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|------|----|--------------------------------------|-------|
| | | | S _t (cm) | S _t (cm)ZN | S _t (cm)ZC | ZN | ZC | | |
| Principal | 116.35 | 0.969 | 32.4 | 10 | 20 | 10 | 15 | 1.35 | 4T8 |
| Secondaire | 60.96 | 0.580 | 28.35 | 8.75 | 17.5 | 8 | 15 | 1.35 | 4T8 |

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). RPA99v2003 article 7.5.2.1

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

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

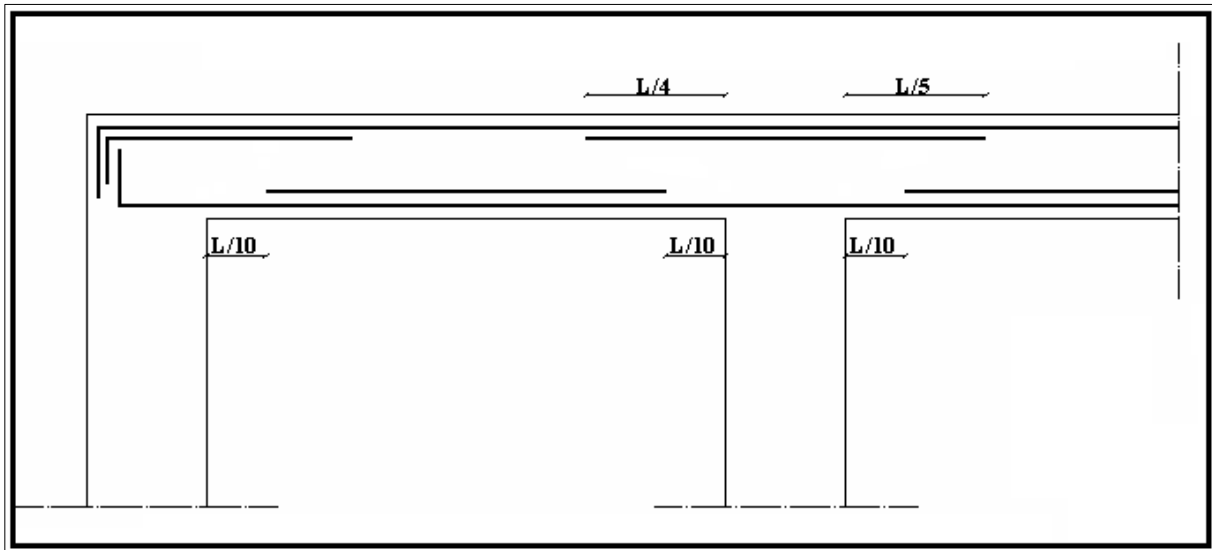


Figure.V.2. arrêt de barres forfaitaire

V.3.9. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre principale : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.96cm$ ($L = 4.8m < 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.96cm$ ($L = 4.8m < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

↪ **Position de l'axe neutre « y_1 »:**

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

↪ **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

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

↪ **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.26. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

| Sens | M _{ser} | A _s | Y ₁ | Δ | σ _s | λ _i | λ _v | μ | I ₀ | I _{fi} | I _{fv} |
|------------|------------------|--------------------|----------------|--------|----------------|----------------|----------------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | KN.m | (cm ²) | (cm) | | (MPa) | | | | (cm ⁴) | (cm ⁴) | (cm ⁴) |
| Principal | 49.086 | 6.03 | 21.40 | 0.0047 | 203.5 | 4.17 | 1.67 | 0.01 | 253500.08 | 267687.51 | 250741.91 |
| secondaire | 43.282 | 10.65 | 19.15 | 0.0064 | 135.5 | 2.75 | 1.10 | 0.4 | 88475.83 | 46344.48 | 614415.54 |

↪ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MP$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

↪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.13 mm \quad (L = 4.8 m)$$

↪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 4.16 mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 4.03 mm \quad (\bar{f} = 9.6 mm \dots\dots\dots \text{vérifiée})$$

↪ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.5mm \quad (L = 4.8m)$$

↪ Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1.5mm \quad \bar{f} = 9.6mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

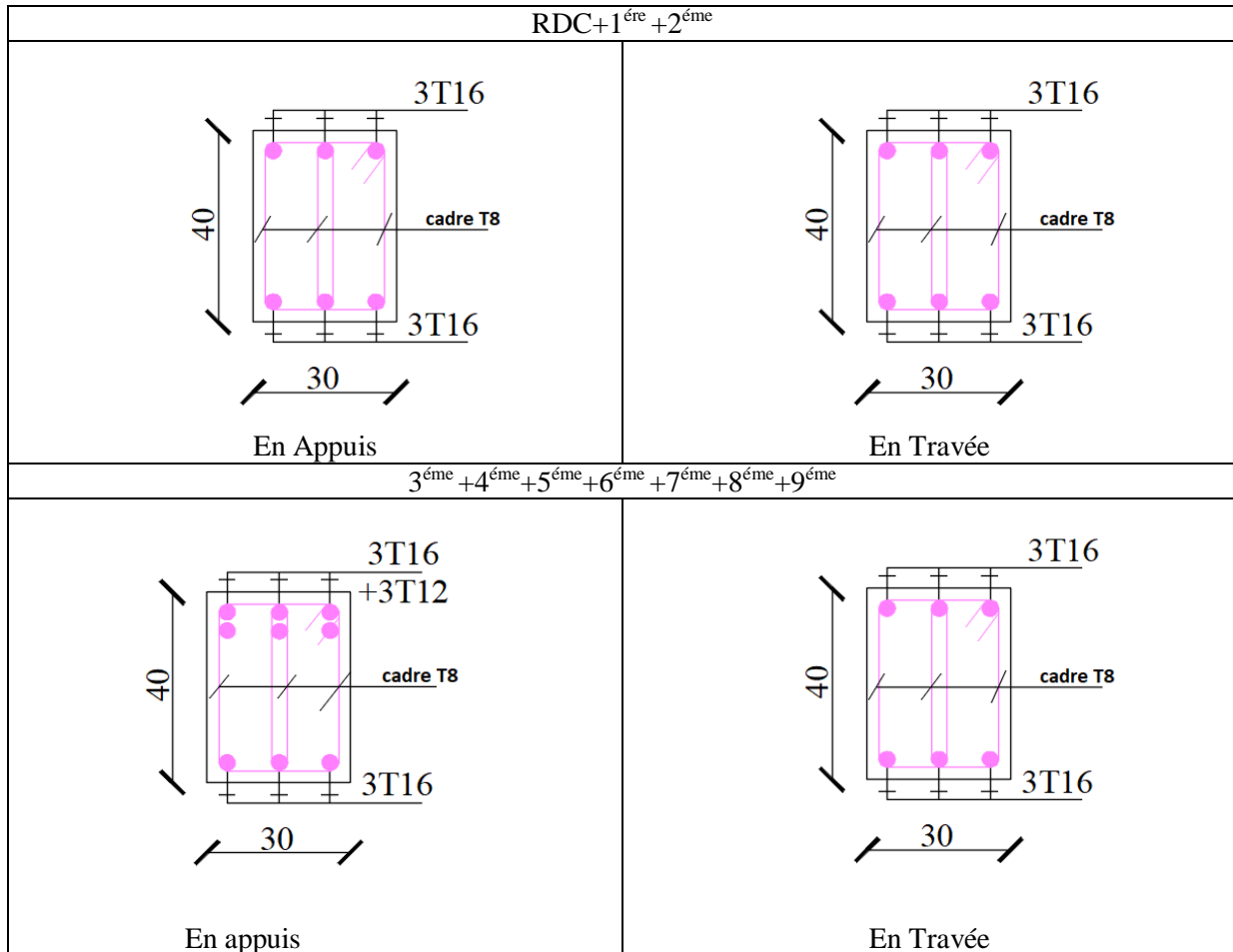


Figure V.3.Ferrailage des poutres porteuse 30*40

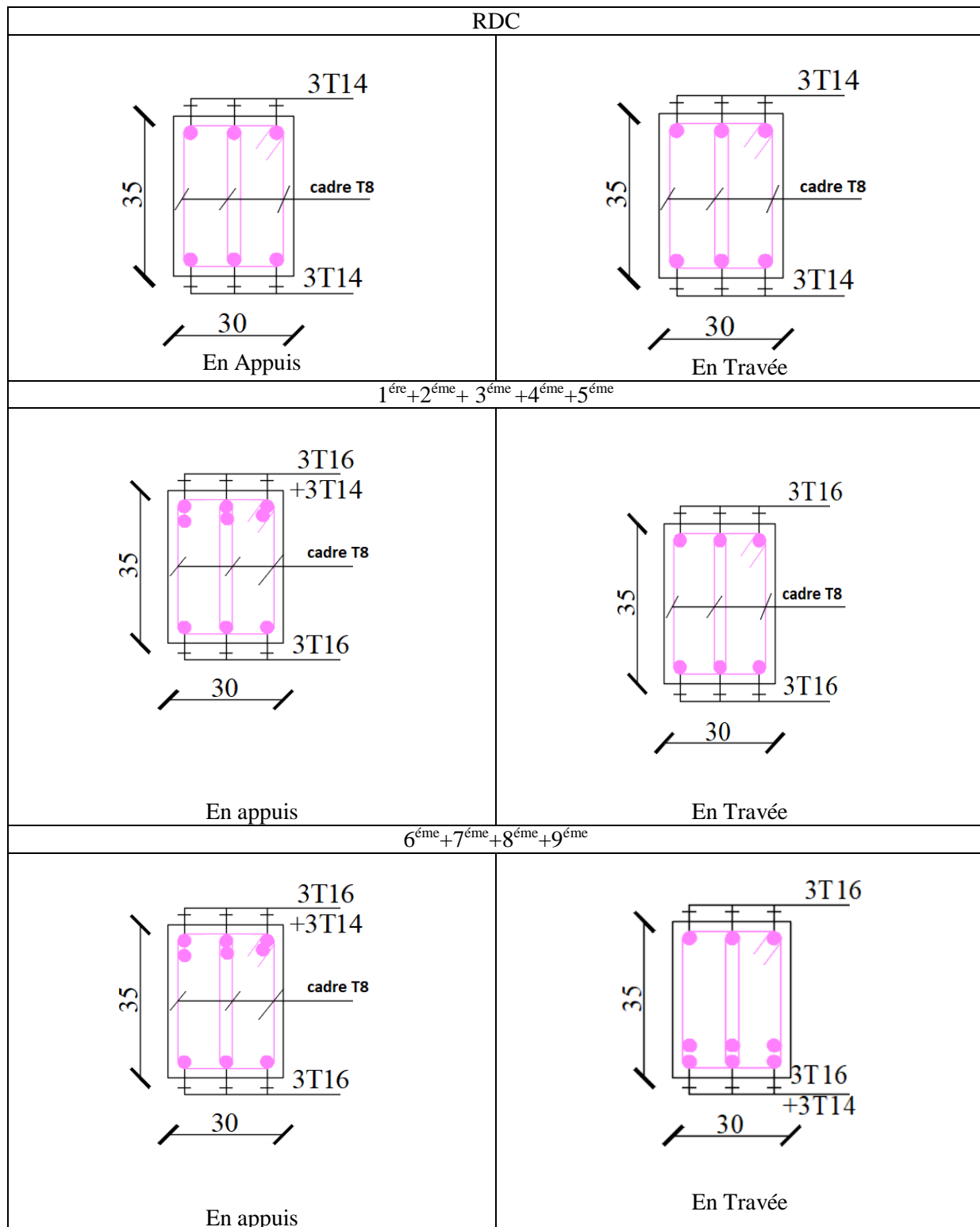


Figure V.4. Ferrailage des poutres non porteuse 30*35

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction :

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA2003**.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2 Méthode de ferraillage des voiles

On calcule les contraintes max et min 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 ferraillage en 3 cas :

a) 1^{ère} 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 ($A_{\min}=0,2\%a.l$)

b) 2^{ème} 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 minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

c) 3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

V.4.2.1. Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

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** :


$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$


$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

V.4.2.2. L'espacement :

D'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

➤ 40ϕ  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.

➤ 20ϕ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action 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 :

$$A_{vj} = 1,1 . \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V$$

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.

V.4.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

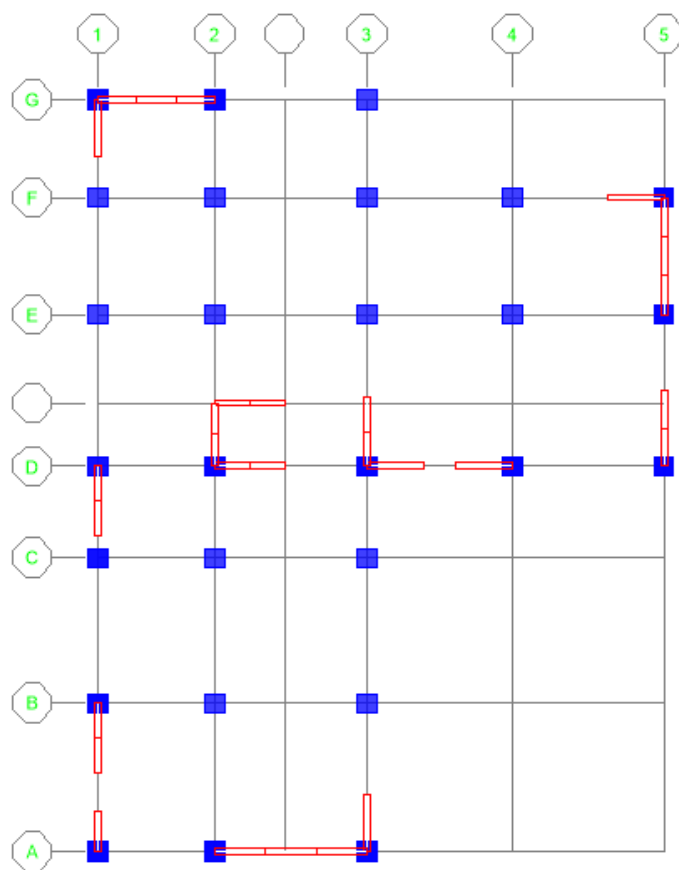


Figure V.5: vue en plan

V.4.3. Ferrailage des voiles sous $(0,8G \pm E)$

V.4.3.1 Premier type:

a) Forme voile en L : le sens x-x

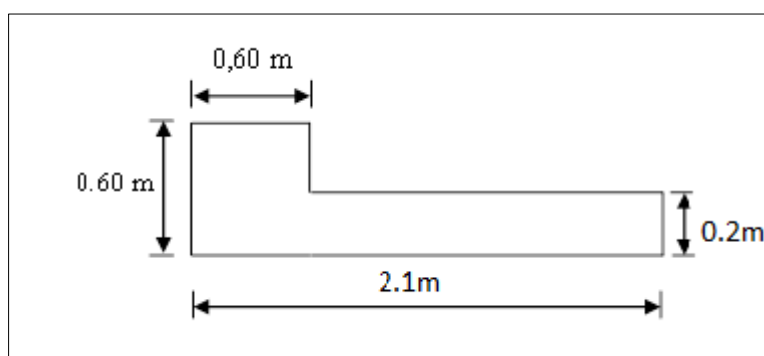


Figure V.6. Vue en plan du voile Vx1 plein en L

Tableau V.27. Les données

| A (m ²) | V ₁ (m) | V ₂ (m) | I (m ⁴) | (G+Q±E) | | T | (0,8G ± E) | |
|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------|----------|--------|------------|----------|
| | | | | N (kN) | M (kN.m) | | N (kN) | M (kN.m) |
| 0.6600 | 0.777 | 1.323 | 0.2475 | 1909.56 | 1206.06 | 282.42 | 1517.30 | 1206.485 |

• Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1909.56}{0.6600} + \frac{1206.06 \times 1.323}{0.2475} \right] \cdot 10^{-3} = 9.340 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1909.56}{0.6600} - \frac{1206.06 \times 0.777}{0.2475} \right] \cdot 10^{-3} = -0.893 MPa$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• Ferrailage des voiles sous (0,8G ± E) :

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1517.30}{0.6600} + \frac{1206.485 \times 1.323}{0.2475} \right] \cdot 10^{-3} = 8.748 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1517.30}{0.6600} - \frac{1206.485 \times 0.777}{0.2475} \right] \cdot 10^{-3} = -1.488 MPa$$

▪ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{1.488}{8.748 + 1.488} \times 2.10$$

$$X = 0.305 m$$

$$Y = L - X = 2.10 - 0.305 = 1.795 m$$

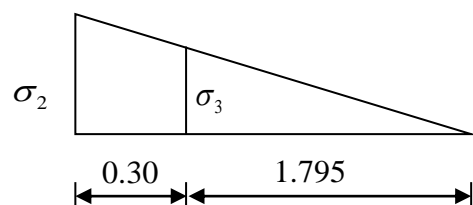
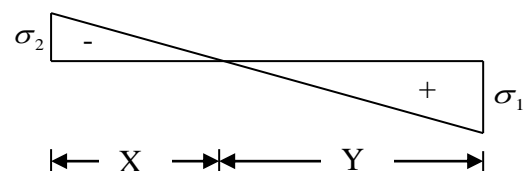
Avec :

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ Calcul de la contrainte

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-1.488 \times (0.305 - 0.60)}{0.305} = -1.439 MPa$$



▪ Détermination des armatures verticales

A- Ferrailage de première partie :

✓ Tronçon AB

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{1.488 + 1.439}{2} \right) \cdot 0,60 \times 0,60 \times 10^3 = 526.86 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{526.86 \times 10}{400} = 13.17 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 1.439 \times (0.305 - 0,60) \times 0,20 \times 10^3 = 42.450 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{42.450 \times 10}{400} = 1.061 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 13.17 + 1.061$$

$$A_t = 14.231 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 282.42 \times 10}{400} \times \frac{0.305}{2.10} = 1.579 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 14.231 + 1.579 = 15.81 \text{ cm}^2$**

B- Ferrailage de deuxième partie :

- **Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)**

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1517.30}{0.6600} + \frac{1206.485 \times 0.777}{0.2475} \right] \times 10^{-3} = 6.086 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1517.30}{0.6600} - \frac{1206.485 \times 1.323}{0.2475} \right] \times 10^{-3} = -4.150 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} L = \frac{4.150}{4.150 + 6.086} \times 2.10 = 0.851 \text{ m}$$

$$X = 0.851 \text{ m}$$

Armatures verticales (A_V) :

La force de traction résultante :

$$F = \frac{1}{2} (|\sigma_2|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |-4.150| \times 0,60 \times 0,60 \times 10^3 = 747 \text{ kN}$$

$$A_V = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{747 \times 10}{400} = 18.675 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} (\text{cm}^2) = 18.675 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul d' A_{Vj} :**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 282.42 \times 10}{400} \times \frac{0.851}{2.10} = 4.406 \text{ cm}^2$$

Section total d'armature : $A_{Total2} = A_V + A_{Vj} = 18.675 + 4.406 = 23.081 \text{ cm}^2$

Section total d'armature sur tout le voile : $A_{total} = A_{totale1} + A_{totale2} = 15.81 + 23.081 = 38.891$

-D'après le **RPA 2003**

• **1^{er} partie**

$$A_{Total} = 15.81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \times e \times X_{tendus} = 0.2\% \times 0.20 \times 0.305 \times 10^4 = 6.1 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

• **2^{ème} partie**

$$A_{Total} = 23.081 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \times e \times X_{tendus} = 0.2\% \times 0.20 \times 0.851 \times 10^4 = 3.404 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1,4.V}{a.0,9L} = \frac{1,4 \times 282.42 \times 10}{20 \times 0,9 \times 210} = 1.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1.046 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6.28 \text{ cm}^2$ $S_h = 10 \text{ cm}$

L'espacement

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature**

- ◆ le poteau : $A_p = 8HA20 + 4HA16 = 33.19 \text{ cm}^2$.
- ◆ la zone voile : $A_{V,P} = (4T10) = 6.28 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$
- ◆ La zone courante : $A_c = 2(6T10) = 9.42 \text{ cm}^2$. $S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2.10 - 1.156) \times 10^4 = 3.776 \text{ cm}^2$$

V.4.3.2 Deuxième Type :

b) Forme voile pleine en U

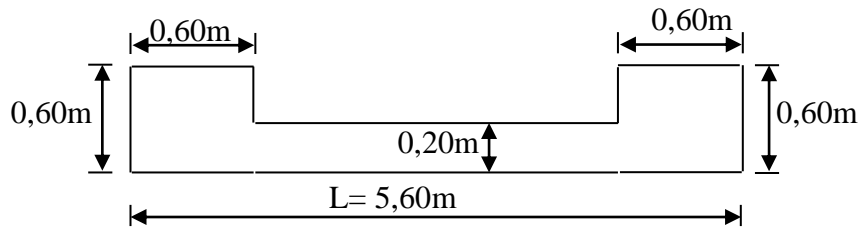


Figure V.7. Vue en plan du voile plein en U.

Tableau V.28. Les données

| A (m ²) | V ₁ (m) | V ₂ (m) | I (m ⁴) | (G+Q±E) | | T | (0,8G ± E) | |
|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------|-----------|---------|------------|-----------|
| | | | | N (kN) | M (kN.m) | | N (kN) | M (kN.m) |
| 1.6000 | 0.280 | 0.280 | 5.941 | 1062.15 | 16100.635 | 1291.08 | 3240.36 | 16820.386 |

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1062.15}{1.60} + \frac{16100.635 \times 2,80}{5.941} \right] . 10^{-3} = 8.252 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1062.15}{1.6} - \frac{16100.635 \times 2,80}{5.941} \right] . 10^{-3} = -6.924 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- Ferrailage des voiles sous (0,8G ± E) :

- ✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{3240.36}{1.6} + \frac{16820.386 \times 2.80}{5.941} \right] \times 10^{-3} = 9.952 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{3240.36}{1.6} - \frac{16820.386 \times 2.80}{5.941} \right] \times 10^{-3} = -5.902 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- ✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{5.902}{9.952 + 5.902} \times 5.60 = 2.08 \text{ m}$$

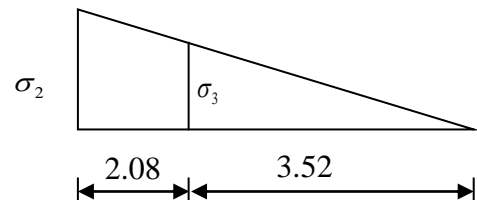
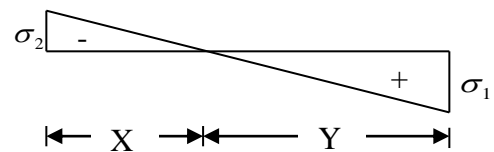
$$Y = L - X = 5.60 - 2.08 = 3.52 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

- ✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-5.902 \times (2.08 - 0.60)}{2.08} = -4.20 \text{ MPa}$$



- ✓ Détermination des armatures verticales

- Tronçon AB

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{5.902 + 4.20}{2} \right) \cdot 0.60 \times 0.60 \times 10^3 = 1818.36 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1818.36 \times 10}{400} = 45.459 \text{ cm}^2$$

- Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 4.20 \times (2.08 - 0.60) \times 0.20 \times 10^3 = 621.6 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{621.6 \times 10}{400} = 15.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = A_{v1} + A_{v2} = 45.459 + 15.54$$

$$A_r = 61.00 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{vj} :

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1291,08 \times 10}{400} \times \frac{2,08}{5,60} = 18,46 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 61,00 + 18,46 = 79,46 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 79,46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% . a . X_{tendu} = 0,2\% . 0,20 \times 2,08 \times 10^4 = 8,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 1291,08 \times 10}{20 \times 0,9 \times 560} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,79 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 10 \text{ cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (3,52 - 2,08) \times 10^4 = 5,76 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature**

♦ **Les poteaux :** $A_p = 8HA20 + 4HA16 = 33,19 \text{ cm}^2$.

♦ **La zone poteau voile :** $A_{v,p} = 2(4T14) = 12,32 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$

♦ **La zone courante :** $A_c = 2(10T14) = 30,80 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau V.29. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes suivant x-x

| Voile | NIV | L (m) | A (m ²) | I (m ⁴) | V ₁ (m) | V ₂ (m) | (G+Q±E) | | T (kN) | σ ₁ (MPa) | σ ₂ (MPa) | σ ₁ σ ₂ ≤15 (MPa) |
|-------------------------|-------|-------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------|-----------|---------|----------------------|----------------------|---|
| | | | | | | | N (kN) | M (kN.m) | | | | |
| V _{x1} en L | RDC | 2.100 | 0.6600 | 0.2475 | 0.777 | 1.323 | 1909.56 | 1206.06 | 282.42 | 0.895 | 9.340 | vérifie |
| | 1 | 2.050 | 0.6025 | 0.2221 | 0.785 | 1.265 | 1690.57 | 900.78 | 313.8 | 2.689 | 4.149 | vérifie |
| | 2 | 2.000 | 0.5500 | 0.1978 | 0.796 | 1.205 | 1419.91 | 845.11 | 352.28 | -1.560 | 9.639 | vérifie |
| | 3-4 | 1.950 | 0.5025 | 0.1745 | 0.807 | 1.142 | 597.96 | 748.75 | 375.03 | -3.027 | 7.567 | vérifie |
| | 5-6 | 1.900 | 0.4600 | 0.1525 | 0.820 | 1.080 | 730.36 | 589.28 | 361.24 | -2.143 | 6.944 | vérifie |
| | 7-8-9 | 1.850 | 0.4225 | 0.1319 | 0.832 | 1.018 | 391.20 | 387.2 | 292.40 | -1.921 | 4.644 | vérifie |
| V _{x2} en U | RDC | 4.500 | 1.380 | 3.3583 | 2.25 | 2.25 | 352.7 | 13999.818 | 1229.61 | -8.064 | 8.442 | vérifie |
| | 1 | 4.400 | 1.265 | 2.8561 | 2.20 | 2.20 | 239.15 | 10713.948 | 1316.12 | -9.124 | 9.635 | vérifie |
| | 2 | 4.300 | 1.160 | 2.4145 | 2.15 | 2.15 | 68.25 | 7819.015 | 1141.46 | -9.335 | 9.747 | vérifie |
| | 3-4 | 4.200 | 1.065 | 2.0296 | 2.10 | 2.10 | 99.42 | 5522.991 | 983.55 | -5.621 | 5.808 | vérifie |
| | 5-6 | 4.100 | 0.980 | 1.6984 | 2.05 | 2.05 | 373.52 | 2458.829 | 702.49 | -2.587 | 3.349 | vérifie |
| | 7-8-9 | 4.000 | 0.905 | 1.4175 | 2.00 | 2.00 | 286.68 | 888.757 | 431.16 | -6.924 | 8.252 | vérifie |
| V _{x3} en U | RDC | 5.600 | 1.600 | 5.9413 | 2.80 | 2.80 | 1062.15 | 16100.635 | 1291.08 | -6.093 | 7.372 | vérifie |
| | 1 | 5.500 | 1.485 | 5.1409 | 2.75 | 2.75 | 949.43 | 12586.029 | 1414.36 | -5.032 | 6.363 | vérifie |
| | 2 | 5.400 | 1.380 | 4.4314 | 2.70 | 2.70 | 918.39 | 9351.279 | 1261.58 | -3.421 | 4.722 | vérifie |
| | 3-4 | 5.300 | 1.285 | 3.8082 | 2.65 | 2.65 | 897.70 | 6682.292 | 1112.04 | -3.951 | 5.349 | vérifie |
| | 5-6 | 5.200 | 1.200 | 3.2672 | 2.60 | 2.60 | 843.16 | 2975.765 | 806.46 | -1.665 | 3.071 | vérifie |
| | 7-8-9 | 5.100 | 1.125 | 2.8042 | 2.55 | 2.55 | 797.21 | 1049.924 | 486.55 | -0.246 | 1.663 | vérifie |

◆ Ferrailage :

- Calcul des contraintes

Tableau V.30. Calcul des contraintes

| Voile | NIV | (0,8G ± E) | | 1 ^{er} Partie | | | 2 ^{ème} Partie | | Obs. |
|-------------------------|-------|------------|-----------|------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|------|
| | | N (kN) | M (kN.m) | σ ₁ (Mpa) | σ ₂ (Mpa) | σ ₃ (Mpa) | σ ₁ (Mpa) | σ ₂ (Mpa) | |
| V _{x1} en L | RDC | 1517.30 | 1206.485 | -1.491 | 8.748 | -1.434 | 6.089 | -4.150 | SPC |
| | 1 | 1353.00 | 928.633 | -1.038 | 7.533 | -1.261 | 5.529 | -3.041 | SPC |
| | 2 | 1125.81 | 848.320 | -1.364 | 7.212 | -0.780 | 5.458 | -3.118 | SPC |
| | 3-4 | 900.31 | 773.238 | -1.783 | 6.853 | -0.210 | 5.366 | -3.270 | SPC |
| | 5-6 | 554.79 | 584.954 | -1.937 | 5.349 | -0.403 | 4.349 | -2.937 | SPC |
| | 7-8-9 | 428.40 | 400.850 | -1.513 | 4.108 | -0.450 | 3.541 | -2.080 | SPC |
| V _{x2} en U | RDC | 3874.6 | 13667.717 | -6.349 | 11.965 | 3.907 | //// | //// | SPC |
| | 1 | 3352.54 | 10452.872 | -5.401 | 10.702 | 3.388 | //// | //// | SPC |
| | 2 | 2812.47 | 7575.972 | -4.322 | 9.171 | 2.753 | //// | //// | SPC |
| | 3-4 | 2285.78 | 5304.051 | -3.342 | 7.634 | 2.166 | //// | //// | SPC |
| | 5-6 | 1328.38 | 2343.956 | -1.474 | 4.185 | 0.922 | //// | //// | SPC |
| | 7-8-9 | 667.35 | 842.169 | -0.451 | 1.926 | 0.243 | //// | //// | SPC |
| V _{x3} en U | RDC | 3240.34 | 16820.386 | -5.902 | 9.952 | 4.203 | //// | //// | SPC |
| | 1 | 2837.06 | 13205.455 | -5.153 | 8.974 | 3.183 | //// | //// | SPC |
| | 2 | 2411.36 | 9931.655 | -4.304 | 7.799 | 2.614 | //// | //// | SPC |
| | 3-4 | 1993.02 | 7210.191 | -3.466 | 6.568 | 2.614 | //// | //// | SPC |
| | 5-6 | 1212.48 | 3320.117 | -1.632 | 3.653 | 1.225 | //// | //// | SPC |

| | | | | | | | | | |
|--|-------|--------|----------|--------|-------|-------|------|------|-----|
| | 7-8-9 | 676.37 | 1154.234 | -0.448 | 1.651 | 0.304 | //// | //// | SPC |
|--|-------|--------|----------|--------|-------|-------|------|------|-----|

- Calcul des ferrailages

Tableau V.31. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.

| Voile | NIV | Ferrailage de première partie | | | | | | | Ferrailage de deuxième partie | | | | | |
|-------------------------|-------|-------------------------------|------------------------|---------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | | Tronçon 1 | | | Tronçon 2 | | A _{vT} (cm ²) | A _{vJ} (cm ²) | A _T (cm ²) | L _t (m) | F(kN) | A _{vT} (cm ²) | A _{vJ} (cm ²) | A _T (cm ²) |
| | | L _t (m) | F ₁ (kN) | A _{v1} (cm ²) | F ₂ (kN) | A _{v2} (cm ²) | | | | | | | | |
| V _{x1} en L | RDC | 0.306 | 526.500 | 13.162 | -42.159 | 1.053 | 12.11 | 1.58 | 15.795 | 0.851 | 747.000 | 18.67 | 4.41 | 23.08 |
| | 1 | 0.248 | 347.723 | 8.693 | -38.082 | 0.952 | 7.74 | 1.64 | 11.285 | 0.727 | 459.951 | 11.49 | 4.29 | 15.79 |
| | 2 | 0.318 | 268.000 | 6.7 | -14.196 | 0.354 | 6.35 | 2.16 | 9.214 | 0.727 | 389.750 | 9.743 | 4.93 | 14.67 |
| | 3-4 | 0.403 | 201.791 | 5.044 | -0.987 | 0.024 | 5.02 | 2.98 | 8.04 | 0.734 | 331.087 | 8.277 | 5.47 | 13.74 |
| | 5-6 | 0.505 | 187.20 | 4.68 | 4.231 | 0.105 | 4.79 | 3.70 | 8.48 | 0.766 | 234.96 | 5.874 | 5.61 | 11.48 |
| | 7-8-9 | 0.498 | 120.233 | 3.005 | 6.66 | 0.166 | 3.17 | 3.03 | 6.20 | 0.685 | 127.400 | 3.185 | 4.17 | 7.35 |
| V _{x2} en U | RDC | 1.560 | 1846.080 | 46.152 | 375.072 | 9.376 | 55.53 | 16.41 | 71.93 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 1 | 1.476 | 1329.336 | 33.233 | 313.728 | 7.843 | 41.07 | 17.00 | 58.07 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 2 | 1.377 | 884.375 | 22.109 | 241.438 | 6.035 | 28.15 | 14.08 | 42.22 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 3-4 | 1.278 | 557.685 | 13.942 | 179.344 | 4.483 | 18.43 | 11.53 | 29.95 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 5-6 | 1.067 | 191.680 | 4.792 | 61.497 | 1.537 | 6.33 | 7.04 | 13.36 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 7-8-9 | 0.759 | 42.507 | 1.062 | 9.938 | 0.248 | 1.31 | 3.15 | 4.46 | //// | //// | //// | //// | //// |
| V _{x3} en U | RDC | 2.085 | 1818.900 | 45.472 | 624.145 | 15.603 | 61.07 | 18.50 | 79.57 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 1 | 2.006 | 1260.820 | 31.520 | 463.444 | 11.586 | 47.24 | 19.86 | 62.96 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 2 | 1.920 | 864.750 | 21.618 | 371.188 | 9.279 | 34.70 | 17.27 | 48.16 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 3-4 | 1.832 | 615.600 | 15.39 | 361.254 | 9.031 | 24.41 | 14.49 | 38.91 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 5-6 | 1.606 | 228.560 | 5.714 | 147.735 | 3.693 | 9.41 | 9.95 | 19.35 | //// | //// | //// | //// | //// |
| | 7-8-9 | 1.089 | 46.060 | 1.151 | 22.465 | 0.561 | 1.41 | 4.00 | 5.71 | //// | //// | //// | //// | //// |

◆ **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

Tableau V.32. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x

| voile | NIV | L (m) | T _U (kN) | τ _b (Mpa) | τ _b (Mpa) | Obs |
|-------------------------|-------|-------|---------------------|-------------------------|----------------------|---------|
| V _{x1} en L | RDC | 2.100 | 282.42 | 1.046 | 5 | vérifie |
| | 1 | 2.050 | 313.8 | 1.190 | 5 | vérifie |
| | 2 | 2.000 | 352.28 | 1.369 | 5 | vérifie |
| | 3-4 | 1.950 | 375.03 | 1.495 | 5 | vérifie |
| | 5-6 | 1.900 | 361.24 | 1.478 | 5 | vérifie |
| | 7-8-9 | 1.850 | 292.40 | 1.229 | 5 | vérifie |
| | RDC | 4.500 | 1229.61 | 2.125 | 5 | vérifie |
| | 1 | 4.400 | 1316.12 | 2.326 | 5 | vérifie |

| | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|-------|---------|-------|---|---------|
| V_{x2} en U | 2 | 4.300 | 1141.46 | 2.064 | 5 | vérifie |
| | 3-4 | 4.200 | 983.55 | 1.821 | 5 | vérifie |
| | 5-6 | 4.100 | 702.49 | 1.332 | 5 | vérifie |
| | 7-8-9 | 4.000 | 431.16 | 0.838 | 5 | vérifie |
| V_{x3} en U | RDC | 5.600 | 1291.08 | 1.793 | 5 | vérifie |
| | 1 | 5.500 | 1414.36 | 2.000 | 5 | vérifie |
| | 2 | 5.400 | 1261.58 | 1.817 | 5 | vérifie |
| | 3-4 | 5.300 | 1112.04 | 1.631 | 5 | vérifie |
| | 5-6 | 5.200 | 806.46 | 1.206 | 5 | vérifie |
| | 7-8-9 | 5.100 | 486.55 | 0.742 | 5 | vérifie |

◆ **Calcule A_{min} et l'armature comprimée**

Tableau V.33. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x

| voile | NIV | L (m) | L _{T1} (m) | A _{min 1} (cm ²) | L _{T2} (m) | A _{min 2} (cm ²) | L _c (m) | A _c (cm ²) |
|--------------------------------------|-------|----------|------------------------|--|------------------------|--|-----------------------|--------------------------------------|
| V_{x1} En L | RDC | 2.100 | 0.306 | 1.224 | 0.851 | 3.404 | 0.943 | 3.772 |
| | 1 | 2.050 | 0.248 | 0.992 | 0.727 | 2.908 | 1.075 | 4.3 |
| | 2 | 2.000 | 0.318 | 1.272 | 0.727 | 2.908 | 0.955 | 3.82 |
| | 3-4 | 1.950 | 0.403 | 1.612 | 0.734 | 2.936 | 0.813 | 3.252 |
| | 5-6 | 1.900 | 0.505 | 2.02 | 0.766 | 3.064 | 0.629 | 2.516 |
| | 7-8-9 | 1.850 | 0.498 | 1.992 | 0.685 | 2.74 | 0.667 | 2.668 |
| V_{x2} en U | RDC | 4.500 | 1.560 | 6.24 | //// | //// | 1.38 | 5.52 |
| | 1 | 4.400 | 1.476 | 5.904 | //// | //// | 1.448 | 5.792 |
| | 2 | 4.300 | 1.377 | 5.508 | //// | //// | 1.546 | 6.184 |
| | 3-4 | 4.200 | 1.278 | 5.112 | //// | //// | 1.644 | 6.576 |
| | 5-6 | 4.100 | 1.067 | 4.268 | //// | //// | 1.966 | 7.864 |
| | 7-8-9 | 4.000 | 0.759 | 3.036 | //// | //// | 2.482 | 9.928 |
| V_{x3} en U | RDC | 5.600 | 2.085 | 8.34 | //// | //// | 1.43 | 5.72 |
| | 1 | 5.500 | 2.006 | 8.024 | //// | //// | 1.488 | 5.952 |
| | 2 | 5.400 | 1.920 | 7.68 | //// | //// | 1.56 | 6.24 |
| | 3-4 | 5.300 | 1.832 | 7.328 | //// | //// | 1.636 | 6.544 |
| | 5-6 | 5.200 | 1.606 | 6.424 | //// | //// | 1.988 | 7.952 |
| | 7-8-9 | 5.100 | 1.089 | 4.356 | //// | //// | 2.922 | 11.688 |

◆ **Choix des armatures :**

Tableau V.34. Choix d'armature des voiles

| Voile | NIV | A _{TOT} = ∑A _T +A _C (cm ²) | Choix d'armatures | | | A _{adobté} (cm ²) |
|-----------------------|-----|---|-------------------|------------------|----------------|---|
| | | | A _P | A _{V-P} | A _C | |
| V_{x1} | RDC | 42.652 | 8HA20+4HA16 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(6T10)/e=20 | 55.17 |
| | 1 | 31.373 | 4HA20+8HA16 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(6T10)/e=20 | 50.64 |
| | 2 | 27.707 | 12HA16 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(6T10)/e=20 | 46.12 |

| | | | | | | |
|-------------------------|-------|--------|-------------|---------------|----------------|--------------|
| en L | 3-4 | 25.047 | 4HA16+8HA14 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(6T10)/e=20 | 42.35 |
| | 5-6 | 22.485 | 4HA14+8HA12 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(3T10)/e=10 | 32.49 |
| | 7-8-9 | 16.224 | 12HA12 | 2×(4T10)/e=10 | 2×(3T10)/e=10 | 30.86 |
| V _{x2} en U | RDC | 77.458 | 8HA20+4HA16 | 2×(4T12)/e=15 | 2×(10T14)/e=20 | 82.11 |
| | 1 | 63.868 | 4HA20+8HA16 | 2×(4T12)/e=15 | 2×(10T12)/e=20 | 69.40 |
| | 2 | 48.408 | 12HA16 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T12)/e=20 | 59.32 |
| | 3-4 | 36.531 | 4HA16+8HA14 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T10)/e=20 | 48.65 |
| | 5-6 | 21.233 | 4HA14+8HA12 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T10)/e=20 | 43.19 |
| | 7-8-9 | 14.388 | 12HA12 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T10)/e=20 | 41.86 |
| V _{x3} en U | RDC | 85.295 | 8HA20+4HA16 | 2×(4T14)/e=15 | 2×(10T14)/e=20 | 88.63 |
| | 1 | 68.918 | 4HA20+8HA16 | 2×(4T12)/e=15 | 2×(10T14)/e=20 | 77.58 |
| | 2 | 54.407 | 12HA16 | 2×(4T12)/e=15 | 2×(10T12)/e=20 | 64.88 |
| | 3-4 | 45.455 | 4HA16+8HA14 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T12)/e=20 | 55.55 |
| | 5-6 | 27.309 | 4HA14+8HA12 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T10)/e=20 | 43.49 |
| | 7-8-9 | 17.4 | 12HA12 | 2×(4T10)/e=15 | 2×(10T10)/e=20 | 41.86 |

le sens y-y

1- Premier type -

Forme voile en L VY3 :

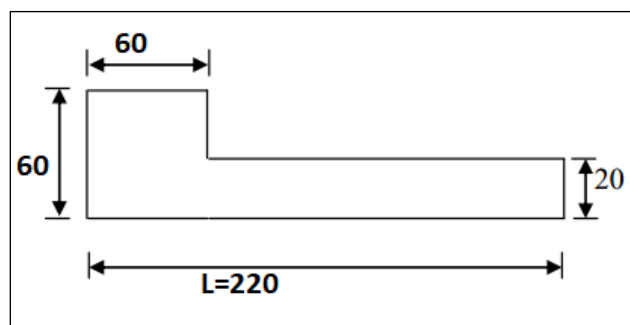


Figure V.8. Vue en plan du voile V_y plein en L

Tableau V.35.les données

| A (m ²) | V ₁ (m) | V ₂ (m) | I (m ⁴) | (G+Q±E) | | T | (0,8G ± E) | |
|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------|----------|--------|------------|----------|
| | | | | N (kN) | M (kN.m) | | N (kN) | M (kN.m) |
| 0.6800 | 0.8176 | 1.3824 | 0.2840 | 3216.55 | 1264.137 | 470.19 | 2744.85 | 1263.209 |

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_1}{I} = \left[\frac{3216.55}{0.6800} - \frac{1264..137 \times 0.8176}{0.2840} \right] \cdot 10^{-3} = 1.09 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_2}{I} = \left[\frac{3216.55}{0.6800} + \frac{1264..137 \times 1.3824}{0.2740} \right] \cdot 10^{-3} = 11.10 MPa$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• **Ferrailage des voiles sous :(0,8G ± E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{2744.85}{0.6800} - \frac{1263..209 \times 0.8176}{0.2840} \right] \times 10^{-3} = 0.39 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2744.85}{0.6800} + \frac{1263..209 \times 1.3824}{0.2840} \right] \times 10^{-3} = 10.18 MPa$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} L = \frac{0.39}{0.39 + 10.18} \times 2.20 = 0.036 m$$

$$Y = 2.20 - 0.036 = 2.16 m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée

Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{|\sigma_2| \times (X - b)}{X} = \frac{|10.18| \times (0.036 - 0.60)}{0.036} = -1.5 MPa$$

1- Détermination des armatures verticales :

A- Ferrailage de première partie :

Armatures verticales 1 (A_{V1}) :

✓ **Tronçon 1 :**

La force de traction résultante :

$$F1 = \frac{1}{2} (|\sigma_1| + |\sigma_3|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |0.39| + |1.5| \times 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 540.195 kN$$

$$A_{V1} = \frac{F1}{\sigma_s} = \frac{540.195 \times 10}{400} = 13.50 cm^2$$

$$A_{V1} (cm^2) = 13.50 cm^2$$

Armatures verticales 2 (A_{V2}) :

✓ **Tronçon 2**

La force de traction résultante :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma_3| \cdot (X - b) \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 1.5 \times (0.036 - 0.6) \times 0.20 \times 10^3 = 84.6 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{84.6 \times 10}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} (\text{cm}^2) = 2.11 \text{ cm}^2$$

Armatures tendue :

$$A_{V(\text{tendus})} = A_{V1} + A_{V2} = 13.5 + 2.11 = 15.61 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul d' A_{Vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 470.19 \times 10}{400} \times \frac{0.036}{2,20} = 0.232 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section total d'armature : } A_{\text{Total}} = A_V + A_{Vj} = 15.61 + 0.202 = 15.81 \text{ cm}^2$$

B- Ferrailage de deuxième partie :

- **Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_2 = \left[\frac{2744.85}{0.6800} - \frac{1263..209 \times 1.3824}{0.2840} \right] \times 10^{-3} = -2.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{2744.85}{0.6800} + \frac{1263..209 \times 0.8176}{0.2840} \right] \times 10^{-3} = 3.63 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} L = \frac{2.11}{2.11 + 3.63} \times 2.2 = 0.80 \text{ m}$$

$$X = 0.80 \text{ m}$$

Armatures verticales (A_V) :

La force de traction résultante :

$$F = \frac{1}{2} (|\sigma_2|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |2.11| \times 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 379.8 kN$$

$$A_V = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{379.8 \times 10}{400} = 9.49 cm^2$$

$$A_{V1} (cm^2) = 9.49 cm^2$$

- Calcul d'Avj : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 470.19 \times 10}{400} \times \frac{0.80}{2,2} = 5.98 cm^2$$

$$\text{Section total d'armature : } A_{Total2} = A_V + A_{Vj} = 9.49 + 5.98 = 15.47 cm^2$$

$$\text{Section total d'armature sur tout le voile } A_{total} = A_{totale1} + A_{totale2} = 15.81 + 15.47 = 31.28 cm^2$$

1- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1,4.V}{e \times 0,9 \times L} = \frac{1,4 \times 470.19 \times 10}{20 \times 0,9 \times 220} = 1.66 MPa$$

$$\tau_b = 1.66 MPa < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

2- Détermination des armatures horizontales :

$$\tau_b = 0,567 MPa > \bar{\tau}_b = 0,025.f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow 0,25 \% a \times 1m$$

$$A_h \geq 0,25\% \times e \times 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5,00 cm^2$$

- 1^{er} partie

$$A_{Total} = 15.81 cm^2 > A_{min} = 0.2\% \times e \times X_{tendus} = 0.2\% \times 0.20 \times 0.036 \times 10^4 = 1.44 cm^2 \dots CV$$

- 2^{ème} partie

$$A_{Total} = 15.47 cm^2 > A_{min} = 0.2\% \times e \times X_{tendus} = 0.2\% \times 0.20 \times 0.80 \times 10^4 = 3.2 cm^2$$

$$A_h \geq 0,25\% . a \times 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5,00 cm^2$$

3- Espacement des barres exigé par RPA : d'après RPA 99 v 2003

$$S_t \leq \min (1,5 \times e = 30cm; 30) = 30cm$$

On prend : $S_t = 15cm$ (zone nodale)

$$S_t = 20cm \text{ (zone courantes)}$$

4- Diamètre des barres

$$\emptyset \text{ (mm)} \leq 0.1 \times 0.20 \times 1000 = 20 \text{ mm}$$

5- Choix d'armature

- ◆ Les poteaux : on prend : $A_p = \text{cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile : $A_{V.P} = 2(3T12 \text{ cm}^2) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$
- ◆ La zone courante : $A_C = 2(5T16) \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

6- Caractéristiques et ferrailage des voiles

1. Sens longitudinal : (y-y)

Tableau V.36. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y

| voile | niv | L | A | I | V1 | V2 | G+Q+E | | T | σ_1 (MPA) | σ_2 (MPA) | (MPA) |
|-------|-------|-----|--------|----------|--------|---------|---------|----------|--------|---------------------|---------------------|----------|
| | | | | | | | N | M | | | | |
| VY8 | RDC | 2.4 | 0.7200 | 0.36720 | 0.90 | 1.50 | 1069.01 | 1121.617 | 287.28 | 1.457 | 1.531 | Vérifier |
| | 1 | 2.4 | 0.6725 | 0.35281 | 0.9352 | 1.4648 | 747.23 | 825.447 | 235.21 | 1.089 | 1.145 | Vérifier |
| | 2 | 2.4 | 0.6300 | 0.33666 | 0.9738 | 1.4262 | 857.99 | 701.276 | 221.22 | 1.342 | 1.392 | Vérifier |
| | 3-4 | 2.4 | 0.5925 | 0.31893 | 1.0149 | 1.3851 | 902.14 | 610.623 | 216.06 | 1.503 | 1.549 | Vérifier |
| | 5-6 | 2.4 | 0.5600 | 0.30003 | 1.0571 | 1.3429 | 787.38 | 400.29 | 196.44 | 1.392 | 1.424 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 2.4 | 0.5325 | 0.28065 | 1.0989 | 1.3011 | 557.46 | 293.445 | 157.52 | 0.1035 | 0.1060 | Vérifier |
| VY9 | RDC | 3.7 | 0.9800 | 0.12868 | 1.4704 | 2.2296 | 1477.16 | 3154.404 | 860.05 | 1.471 | 1.562 | Vérifier |
| | 1 | 3.7 | 0.9325 | 0.12280 | 1.5249 | 2.1751 | 1359.52 | 2832.122 | 988.69 | 0.111 | 0.196 | Vérifier |
| | 2 | 3.7 | 0.8900 | 0.11666 | 1.5803 | 2.1197 | 1216.19 | 2367.457 | 887.81 | 1.334 | 1.410 | Vérifier |
| | 3-4 | 3.7 | 0.8525 | 0.110398 | 1.6356 | 2.0644 | 1070.48 | 1899.631 | 777.9 | 1.228 | 1.291 | Vérifier |
| | 5-6 | 3.7 | 0.8200 | 0.10418 | 1.6800 | 2.011 | 921.31 | 970.683 | 564.68 | 1.108 | 1.142 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 3.7 | 0.7925 | 0.98229 | 1.739 | 1.96210 | 729.75 | 508.205 | 356.98 | 0.907 | 0.926 | Vérifier |
| VY3 | RDC | 2.2 | 0.6800 | 0.2840 | 0.8176 | 1.3824 | 3216.55 | 1264.137 | 470.19 | 1.09 | 11.1 | Vérifier |
| | 1 | 2.2 | 0.6325 | 0.2734 | 0.8489 | 1.3511 | 1073.03 | 964.247 | 424.38 | 1.667 | 1.744 | Vérifier |
| | 2 | 2.2 | 0.5900 | 0.26141 | 0.8839 | 1.3161 | 1080.3 | 790.461 | 389.58 | 1.804 | 1.871 | Vérifier |
| | 3-4 | 2.2 | 0.5525 | 0.24795 | 0.9218 | 1.2782 | 1008.67 | 637.338 | 336.39 | 1.802 | 1.859 | Vérifier |
| | 5-6 | 2.2 | 0.5200 | 0.23336 | 0.9615 | 1.2385 | 724.81 | 343.646 | 241.76 | 1.380 | 1.412 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 2.2 | 0.4925 | 0.21813 | 1.001 | 1.1986 | 426.99 | 202.02 | 158.5 | 0.858 | 0.878 | Vérifier |

1. Ferrailage :

- Calcul des contraintes

Tableau V.37. Calcul des contraintes

| VOILE EN L | | | | | | | | |
|------------|-------|---------|----------|-------------------------|------------|------------|-------------------------|------------|
| Voile | niv | 08G+Ey | | 1 ^{ère} partie | | | 2 ^{ème} partie | |
| | | N | M | σ_1 | σ_2 | σ_3 | σ_1 | σ_2 |
| Voile VY3 | RDC | 2744.85 | 1263.209 | 0.39 | 10.18 | 1.5 | 3.63 | -2.11 |
| | 1 | 803.25 | 961.571 | 1.169 | 1.234 | 0.618 | 1.220 | -1.155 |
| | 2 | 818.93 | 818.93 | 1.277 | 1.333 | 0.733 | 1.323 | -1.267 |
| | 3-4 | 761.56 | 635.683 | 1.265 | 1.313 | 0.782 | 1.306 | -1.257 |
| | 5-6 | 528.5 | 342.825 | 1.348 | 1.375 | 0.894 | 1.372 | -1.345 |
| | 7-8-9 | 305.6 | 196.735 | 0.566 | 0.583 | 0.398 | 0.582 | -0.562 |
| VOILE EN L | | | | | | | | |
| Voile | niv | 08G+Ey | | 1 ^{ère} partie | | | 2 ^{ème} partie | |
| | | N | M | σ_1 | σ_2 | σ_3 | σ_1 | σ_2 |
| Voile VY8 | RDC | 894.91 | 1116.87 | 1.216 | 1.289 | 0.590 | 1.270 | -1.197 |
| | 1 | 589.6 | 819.461 | 0.855 | 0.911 | 0.450 | 0.898 | -0.843 |
| | 2 | 709.1 | 694.044 | 1.105 | 1.135 | 0.634 | 1.146 | -1.096 |
| | 3-4 | 602.645 | 765.33 | 0.993 | 1.050 | 0.610 | 1.041 | -0.984 |
| | 5-6 | 685.57 | 393.55 | 1.210 | 1.212 | 0.801 | 1.238 | -1.207 |
| | 7-8-9 | 685.57 | 291.401 | 0.902 | 0.927 | 0.635 | 0.924 | -0.90 |
| VOILE EN U | | | | | | | | |
| Voile | niv | 08G+Ey | | 1 ^{ère} partie | | | 2 ^{ème} partie | |
| | | N | M | σ_1 | σ_2 | σ_3 | σ_1 | σ_2 |
| Voile VY9 | RDC | 1154.97 | 3129.305 | 0.918 | 0.975 | 0.611 | /// | /// |
| | 1 | 1053.81 | 2814.94 | 0.908 | 0.966 | 0.629 | /// | /// |
| | 2 | 926.57 | 2349.913 | 1.142 | 1.196 | 0.826 | /// | /// |
| | 3-4 | 799.52 | 1882.372 | 0.804 | 0.853 | 0.602 | /// | /// |
| | 5-6 | 714.22 | 960.949 | 0.780 | 0.807 | 0.608 | /// | /// |
| | 7-8-9 | 596.59 | 485.179 | 0.698 | 0.714 | 0.564 | /// | /// |

- Calcul des ferrillages :

Tableau V.38. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.

| Voile | niv | X | F1 | F2 | Fe | Av1 | Av2 | Av _{tendus} | Avj | Amin | Ac |
|-------|-------|-------|---------|--------|-----|------|------|----------------------|-------|------|------|
| Vy3 | RDC | 0.036 | 540.195 | 84.6 | 400 | 13.5 | 2.11 | 15.61 | 0.232 | 1.44 | 8.65 |
| | 1 | 1.12 | 280.11 | 35.226 | 400 | 7.71 | 3.37 | 11.08 | 7.95 | 4.48 | 4.32 |
| | 2 | 1.10 | 258.25 | 43.98 | 400 | 7.52 | 3.72 | 11.24 | 7.34 | 4.40 | 4.4 |
| | 3-4 | 1.11 | 212.11 | 51.61 | 400 | 6.6 | 3.7 | 10.3 | 6.36 | 4.44 | 4.36 |
| | 5-6 | 1.11 | 181.52 | 63.474 | 400 | 6.25 | 3.99 | 10.24 | 4.61 | 4.44 | 4.36 |
| | 7-8-9 | 0.73 | 60.08 | 15.124 | 400 | 2.3 | 1.67 | 3.97 | 0.3 | 2.92 | 5.88 |
| Voile | niv | X | F1 | F2 | Fe | Av1 | Av2 | Av _{tendus} | Avj | Amin | Ac |
| Vy8 | RDC | 1.23 | 338.22 | 37.17 | 400 | 8.96 | 3.48 | 12.44 | 5.37 | 4.92 | 4.68 |
| | 1 | 1.22 | 205.85 | 30.15 | 400 | 5.62 | 2.45 | 8.07 | 4.38 | 4.88 | 4.72 |
| | 2 | 1.22 | 221.12 | 45.64 | 400 | 6.5 | 3.21 | 9.71 | 4.16 | 4.88 | 4.72 |
| | 3-4 | 1.21 | 168.07 | 46.36 | 400 | 5.15 | 2.87 | 8.02 | 4.04 | 4.84 | 4.76 |

| | | | | | | | | | | | |
|--------------|------------|----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|----------------------------|------------|-------------|-----------|
| | 5-6 | 1.21 | 161.04 | 64.881 | 400 | 5.59 | 3.58 | 9.17 | 3.37 | 4.84 | 4.76 |
| | 7-8-9 | 1.2 | 95.67 | 53.97 | 400 | 3.68 | 2.66 | 6.34 | 2.99 | 4.8 | 4.8 |
| Voile | niv | X | F1 | F2 | Fe | Av1 | Av2 | Av_{tendus} | Avj | Amin | Ac |
| Vy9 | RDC | 1.9 | 285.48 | 79.43 | 400 | 8.7 | 0.198 | 8.89 | 16.06 | 7.6 | 2 |
| | 1 | 2.36 | 241.24 | 113.84 | 400 | 7.77 | 0.28 | 8.05 | 18.44 | 9.4 | 0.28 |
| | 2 | 1.89 | 252.75 | 114.81 | 400 | 8.85 | 0.28 | 9.13 | 16.7 | 7.56 | 2.04 |
| | 3-4 | 1.89 | 147.31 | 86.68 | 400 | 5.58 | 0.21 | 5.79 | 1.45 | 7.56 | 2.04 |
| | 5-6 | 1.87 | 113.2 | 89.37 | 400 | 4.93 | 0.22 | 5.15 | 10.69 | 7.48 | 2.12 |
| | 7-8-9 | 1.86 | 78.27 | 85.164 | 400 | 4.02 | 0.21 | 4.23 | 6.79 | 7.44 | 2.16 |

2. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau V.39. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y

| Voile | niv | L | T | τ_b (Mpa) | $\bar{\tau}_b$ (Mpa) | Obs |
|-------|-------|-----|--------|-------------------|-------------------------|----------|
| Vy3 | RDC | 2.2 | 470.19 | 1.66 | 5 | Vérifier |
| | 1 | 2.2 | 424.38 | 1.5 | 5 | Vérifier |
| | 2 | 2.2 | 389.58 | 1.3 | 5 | Vérifier |
| | 3-4 | 2.2 | 336.39 | 1.18 | 5 | Vérifier |
| | 5-6 | 2.2 | 241.76 | 0.85 | 5 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 2.2 | 158.5 | 0.56 | 5 | Vérifier |
| Voile | niv | L | T | τ_b (Mpa) | $\bar{\tau}_b$ (Mpa) | Obs |
| Vy8 | RDC | 2.4 | 287.28 | 0.91 | 5 | Vérifier |
| | 1 | 2.4 | 232.21 | 0.75 | 5 | Vérifier |
| | 2 | 2.4 | 221.22 | 0.71 | 5 | Vérifier |
| | 3-4 | 2.4 | 216.06 | 0.70 | 5 | Vérifier |
| | 5-6 | 2.4 | 196.44 | 0.636 | 5 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 2.4 | 157.52 | 0.51 | 5 | Vérifier |
| Voile | niv | L | T | τ_b (Mpa) | $\bar{\tau}_b$ (Mpa) | Obs |
| Vy9 | RDC | 3.7 | 860.05 | 1.8 | 5 | Vérifier |
| | 1 | 3.7 | 988.69 | 2.07 | 5 | Vérifier |
| | 2 | 3.7 | 887.81 | 1.86 | 5 | Vérifier |
| | 3-4 | 3.7 | 777.9 | 1.63 | 5 | Vérifier |
| | 5-6 | 3.7 | 564.68 | 1.18 | 5 | Vérifier |
| | 7-8-9 | 3.7 | 356.98 | 0.75 | 5 | Vérifier |

3. Choix des armatures :

Tableau V.40. Choix d'armature des voiles

| Voile | niv | Choix d'armature | | | | | A _{adopté} |
|-------|-----|------------------|------|----------------|------------------|----------------|---------------------|
| | | A _{tot} | Amin | A _p | A _{v-p} | A _c | |
| Vy3 | RDC | 15.81 | 1.44 | 8T20+4T16 | 2(3T12)/e=15 | 2(5T16)/e=20 | 60.09 |
| | 1 | 19.03 | 4.48 | 4T20+8T16 | 2(3T14)/e=15 | 2(4T12)/e=20 | 46.96 |
| | 2 | 18.58 | 4.40 | 12T16 | 2(4T12)/e=15 | 2(4T12)/e=20 | 42.26 |
| | 3-4 | 16.66 | 4.44 | 4T16+8T14 | 2(4T12)/e=15 | 2(4T12)/e=20 | 38.49 |

| | | | | | | | |
|--------------|------------|------------------------|------------------------|----------------------|------------------------|----------------------|---------------------------|
| | 5-6 | 14.85 | 4.44 | 4T14+8T12 | 2(4T12)/e=15 | 2(4T14)/e=20 | 38.48 |
| | 7-8-9 | 4.27 | 2.92 | 12T12 | 2(4T10)/e=15 | 2(6T12)/e=20 | 33.44 |
| Voile | niv | A_{tot} | A_{min} | A_p | A_{v-p} | A_c | A_{adopté} |
| Vy8 | RDC | 17.81 | 4.92 | 8T20+4T16 | 2(4T14)/e=15 | 2(5T12)/e=20 | 56.83 |
| | 1 | 12.45 | 4.88 | 4T20+8T16 | 2(3T16)/e=15 | 2(4T14)/e=20 | 53.04 |
| | 2 | 13.87 | 4.88 | 12T16 | 2(3T16)/e=15 | 2(4T14)/e=20 | 48.52 |
| | 3-4 | 12.06 | 4.84 | 4T16+8T14 | 2(3T16)/e=15 | 2(6T16)/e=20 | 48.65 |
| | 5-6 | 12.54 | 4.84 | 4T14+8T12 | 2(3T16)/e=15 | 2(6T12)/e=20 | 40.85 |
| | 7-8-9 | 9.33 | 4.8 | 12T12 | 2(3T16)/e=15 | 2(5T14)/e=20 | 41.05 |
| Voile | niv | A_{tot} | A_{min} | A_p | A_{v-p} | A_c | A_{adopté} |
| Vy9 | RDC | 24.95 | 7.6 | 8T20+4T16 | 2(4T16)/e=15 | 2(5T10)/e=20 | 56.07 |
| | 1 | 26.49 | 9.32 | 4T20+8T16 | 2(4T20)/e=15 | 2(4T10)/e=20 | 60.08 |
| | 2 | 25.83 | 7.56 | 12T16 | 2(4T16)/e=15 | 2(4T12)/e=20 | 49.3 |
| | 3-4 | 7.24 | 7.56 | 4T16+8T14 | 2(4T16)/e=15 | 2(4T12)/e=20 | 43.64 |
| | 5-6 | 15.84 | 7.48 | 4T14+8T12 | 2(4T16)/e=15 | 2(5T12)/e=20 | 51.43 |
| | 7-8-9 | 11.02 | 7.44 | 12T12 | 2(4T16)/e=15 | 2(5T12)/e=20 | 41 |

V.5.Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur:

V.5.1.Caractéristiques et efforts :

Tableau V.41Caractéristique de l'ascenseur

| ASC | L(m) | A(m ²) | I(m ⁴) | V(m) | V'(m) | M(KN.m) | N(KN) | T(KN) |
|-----|------|--------------------|--------------------|------|-------|----------|---------|--------|
| | 6.2 | 0.7400 | 0.4139 | 1.55 | 0.94 | 1883.263 | 1387.17 | 299.75 |

V.5.2. Ferrailage :

Tableau V.42Choix d'armature du voile

| ASC | σ_1 | σ_2 | observation | As(cm ²) | Armature |
|-----|------------|------------|-------------|----------------------|----------|
| | 5.15 | -2.20 | SPC | 20.23 | 26T10 |

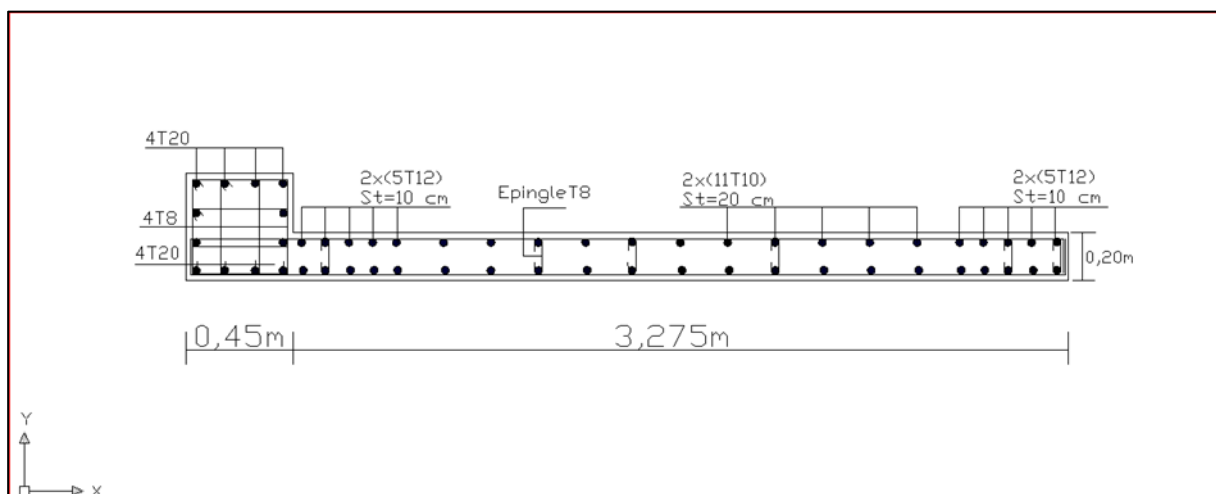


Figure V.9.Schéma ferrailage de voile en L 3^{ème}+4^{ème} étage

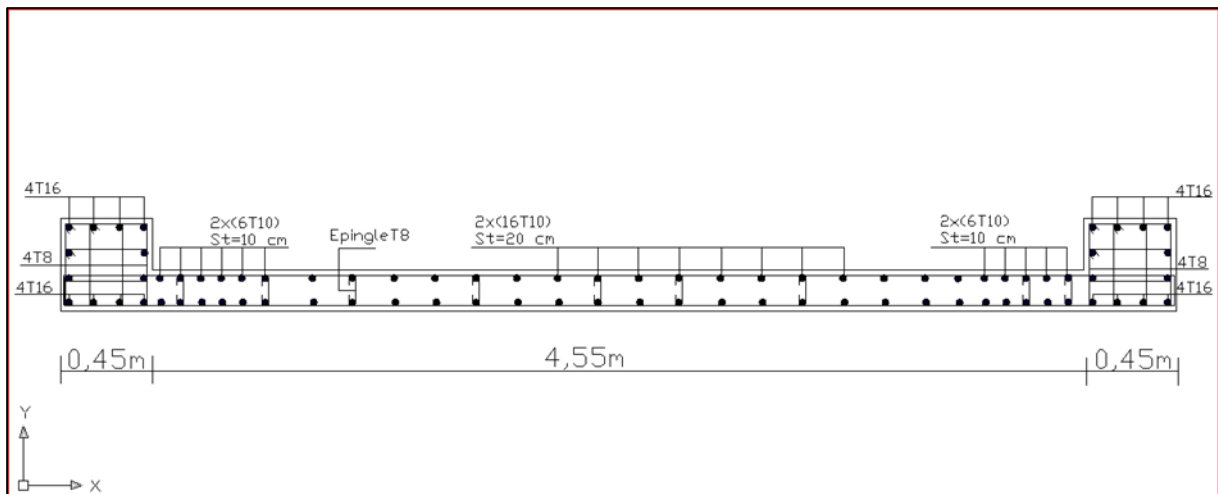


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile en forme U 3^{ème}+4^{ème} étage

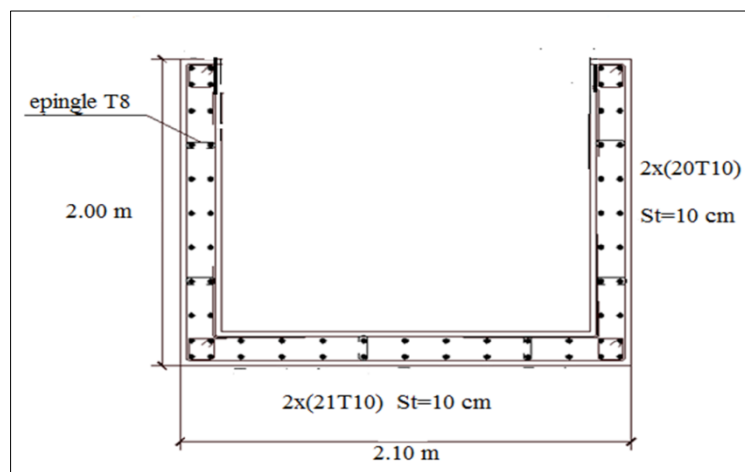


Figure V.11. Ferrailage de l'ascenseur

Conclusion

Ce chapitre concerne le ferrailage d'éléments structuraux (poteaux, poutre et voile). A partir des résultats obtenus pour l'analyse de notre bâtiment- par logiciel ETABS a l'aide de logiciel de calcul de ferrailage tel que de SOCOTEC

CHAPITRE VI

Etude de fondation

VI.1. Introduction

On appelle une fondation la partie inférieure d'un ouvrage, elle a pour objectif la transmittance des différentes charges venue de la superstructure vers le sol cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de fondation en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B et qui sont :

- $D/B \leq 4$: fondation superficielle (isolée ; filante ou radier général)
- $4 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Remarque :

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol règlementaire Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 1.5 bars sur 3 m de profondeur.

VI.2.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3**)

Selon le RPA 99v2003 Article 10.1.4.1

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$1.35G+1.5Q_B$$

VI.2.3.1. 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):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B \Rightarrow S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.

| Point | N | A | A _{CHOIX} |
|-------|---------|-------|--------------------|
| C 1 | 759.98 | 2.251 | 2.30 |
| C 2 | 58.1 | 0.622 | 0.65 |
| C 3 | 49.27 | 0.573 | 0.60 |
| C 5 | 737.56 | 2.217 | 2.25 |
| C 6 | 1543.66 | 3.208 | 3.25 |
| C 7 | 2004.16 | 3.655 | 3.70 |
| C 8 | 1936.7 | 3.593 | 3.60 |
| C 9 | 775.93 | 2.274 | 2.30 |
| C 10 | 691.53 | 2.147 | 2.15 |
| C 11 | 1537.68 | 2.402 | 2.45 |
| C 12 | 2132.91 | 3.771 | 3.80 |
| C 13 | 1010.86 | 2.596 | 2.60 |
| C 14 | 1124.69 | 2.738 | 2.75 |
| C 15 | 1049.25 | 2.645 | 2.65 |
| C 16 | 2110.79 | 3.751 | 3.80 |
| C 17 | 1444.87 | 3.104 | 3.15 |
| C 18 | 1007.92 | 2.592 | 2.60 |
| C 19 | 2397.52 | 3.998 | 4.00 |
| C 20 | 2555.75 | 4.128 | 4.15 |
| C 21 | 1005.05 | 2.589 | 2.60 |
| C 22 | 759.76 | 2.251 | 2.30 |
| C 23 | 896.38 | 2.445 | 2.45 |
| C 24 | 1515.04 | 3.178 | 3.20 |
| C 25 | 2549.77 | 4.123 | 4.15 |
| C 26 | 921.56 | 2.479 | 2.50 |
| C 27 | 687.61 | 2.141 | 2.15 |
| C 28 | 878.19 | 2.420 | 2.45 |
| C 29 | 1117.92 | 2.730 | 2.75 |

✚ Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : L_{\min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

- sens X-X

$$L_{\min} = 3.70\text{m}, A = 4.15\text{m}$$

Alors :

$$1.5 \times 2.77\text{m} = 6.225\text{m} > L_{\min} = 3.70\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens y-y

$$L_{\min} = 2.90\text{m} \text{ et } A = 4.15\text{m}$$

Alors :

$$1.5 \times 4.15 = 6.225\text{m} > L_{\min} = 2.90\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

✚ Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.2.3.2. Semelles filantes :

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Tel que :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considéré.

S : section de la semelle (S=B.L).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes.

| Sens | Axe | N (KN) | L (m) | B (m) | Bchoisie (m) |
|------|-----|----------|-------|-------|--------------|
| X-X | 1 | 7264.73 | 23.8 | 2.03 | 2.05 |
| | 2 | 11438.52 | 23.8 | 3.20 | 3.25 |
| | 3 | 9817.1 | 23.8 | 2.75 | 2.80 |
| | 4 | 5162.56 | 11.6 | 2.96 | 2.60 |
| | 5 | 2442.97 | 11.6 | 1.40 | 1.45 |
| Y-Y | A | 2487.36 | 8.5 | 1.95 | 2.00 |
| | B | 5182.73 | 8.5 | 4.06 | 4.10 |
| | C | 4604.91 | 8.5 | 3.61 | 3.65 |
| | D | 4908.28 | 17.9 | 1.83 | 1.85 |
| | E | 9520.24 | 17.9 | 3.55 | 3.60 |
| | F | 7087.55 | 17.9 | 2.64 | 2.65 |
| | G | 2334.81 | 17.9 | 0.87 | 0.90 |

✚ 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:** ($L_{\min} = 3.70\text{m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 3.25 = 8.125 \text{ m} > L_{\min} = 3.70\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

✖ **Sens y-y :** ($L_{\min} = 2,90 \text{ m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 4.10 = 10.25\text{m} > L_{\min} = 2.90\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

✚ Conclusion :

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, 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.

VI.2.3.3. Radier générale

1. Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

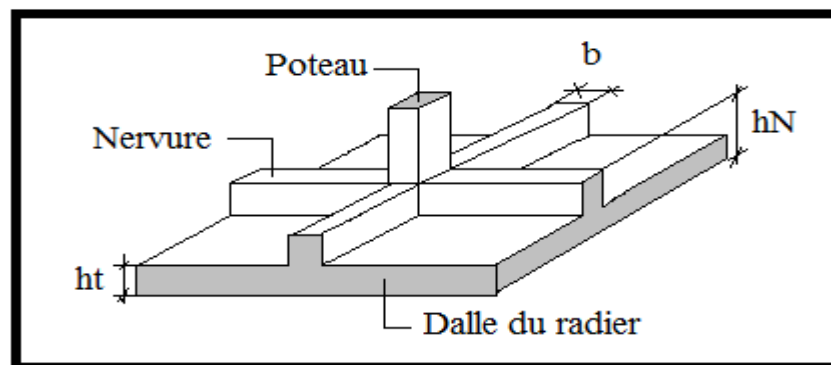


Figure VI.1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 36125.88 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 240.84 \text{ m}^2 < S_b = 311.34 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment **311.34m²** donc on opte pour un débord 0,5m de chaque côté.

La surface totale du radier est **347.94 m²**.

3. Pré dimensionnement de radier

1- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire : d'après l'auteur **Y. Chérait édition OPU Page 74**

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 4.80\text{m} \Rightarrow h \geq 24\text{cm}$$

On prend : $h=30$ cm pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure :

1. La hauteur de nervure

a) Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

On a :

$$L_{\text{max}} = 4.80\text{m}$$

$$\Rightarrow 32\text{cm} < h_{n1} < 48\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 45 \text{ cm}$$

b- Condition de rigidité

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- $K=4$ [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1$ m).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4.80 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 68.62 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 70$ cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \text{Max}(0.45 ; 0.70) \text{ m}^2.$$

On prend : $h = 0.70$ m.

2. Largeur de la nervure

b) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Donc

$b = 50$ cm dans les deux sens (x-x et y-y)

✚ Conclusion

$h_n = 70$ cm

$b = 50$ cm dans le sens x-x

$b = 50$ cm dans le sens y-y

✚ Résumé

*Épaisseur de la dalle du radier $h = 70$ cm

*Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 50 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

4. Les vérifications nécessaires

a- Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

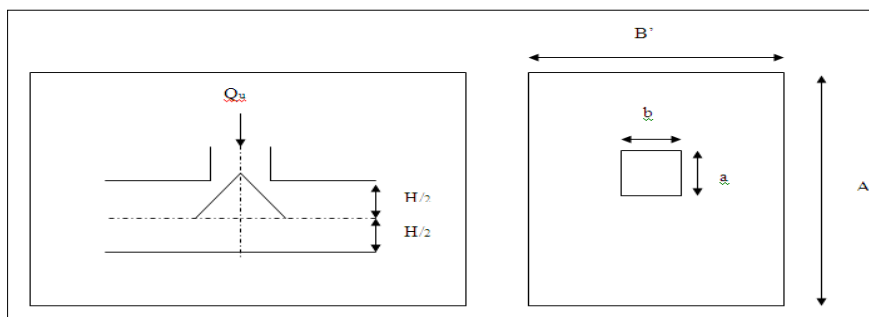


Figure VI.2 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier la condition suivante [2].

$$N_u \leq q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2555.75kN$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (60×60)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(60 + 60) + 2 \times 50] = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 4400 \times 500 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1650kN.$$

$$N_u = 2555.75 \text{ kN} < Q_u = 1650kN \dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

Il faut augmenter h on prend $h=70\text{cm}$

$$N_u = 2555.75kN < Q_u = 2730kN \dots \text{la condition est vérifiée}$$

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison (0.8G+E) :

On doit vérifier que [2] :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$N = N_{\text{ETABES}} + N_{\text{s,s}}$$

$$N_{\text{s,s}} = P_{\text{Poteaux}} + P_{\text{voiles}} + P_{\text{sol}}$$

$$N_{\text{s,sol}} = 6057.39kN$$

$$N = 40141.31 + 6057.39 = 46198.7kN$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{79109.855}{46198.7} = 1.71m < \frac{18.9}{4} = 4.725m \dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{55196.162}{46198.7} = 1.19m < \frac{24.8}{4} = 6.2m \dots \text{vérifié.}$$

c- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : (Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1).....[2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1m$ (une bande de 1m de 4.80 m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{46198.7}{347.94} \times \frac{4.80}{2} \times 1 = 316.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{316.66}{1 \times 0,9 \times 700} = 0.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

5. Caractéristiques géométriques du radier

a- Position du centre de gravité

$$x_G = 7.38 \text{ m}$$

$$y_G = 14.04 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 13408.3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 7696.3 \text{ m}^4$$

6. Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par [3] :

A l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{33729.29}{347.94} = 96.94 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 96.94 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A l'ELU

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

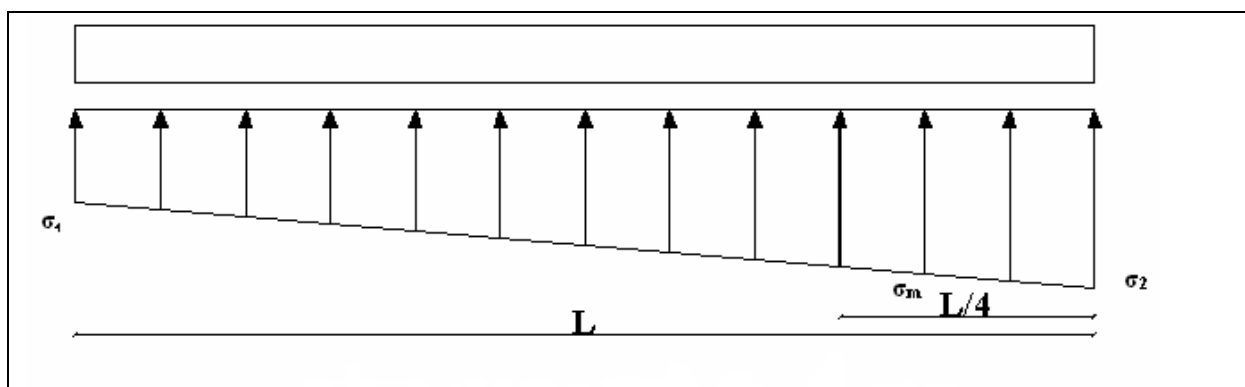


Figure VI.3. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 46198,7 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 79109,855 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 55196,162 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.3 Contraintes sous le radier à l'ELU

| | $\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$ |
|---------------------|-------------------------------------|----------------------------|---|
| Sens x-x | 208.63 | 56.91 | 170.7 |
| Sens y-y | 190.57 | 74.98 | 161.67 |
| Vérification | $\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$ | $\sigma_2^{\min} > 0$ | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$ |

L'ELS

$$N_{ser} = 33729,29 \text{ KN} \quad ; \quad S = 347,94 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4 Vérification des contraintes à l'ELS

| | $\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$ |
|---------------------|-------------------------------------|----------------------------|---|
| Sens x-x | 172.79 | 21.08 | 134.86 |
| Sens y-y | 154.73 | 39.14 | 125.83 |
| Vérification | $\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$ | $\sigma_2^{\min} > 0$ | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$ |

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx' _ 'yy') donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 170,7 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 134.86 \text{ kN/m}^2$$

7. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier CBA93 annexe F :

a.1 Détermination des efforts :

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :
 $M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots$ sens de la petite portée.
 $M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens
- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2 Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 170.7 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 134.86 \text{ kN/m}$$

a.3 Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELU

| Panneau le plus sollicité | L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | q_u (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|---------------------------|--------------|--------------|-----------|---------|---------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| | 4.80 | 4.80 | 1 | 0.0419 | 0,86 | 170.7 | 164.78 | 140.06 | 141.71 | 120.45 | 82.43 |

a.4 Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELS

| Panneau le plus sollicité | L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | q_{ser} (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|---------------------------|--------------|--------------|-----------|---------|---------|---------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| | 4.80 | 4.80 | 1 | 0,0368 | 1 | 134.86 | 114.34 | 97.19 | 114.34 | 97.19 | 57.17 |

a.5 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=70\text{cm}$$

$$d=0,9h=63 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y} = 0.8\% b \cdot h = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens X-X} = A_s^{\min} 1.2 (a_s^{\min} \text{ suivant Y-Y}) = 6.72 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7.Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier.

| | Sens | $M_u(kNm)$ | μ | A | $Z(cm)$ | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ |
|---------------|------------|------------|--------|-------|---------|-------------------|-------|-------------------|-----------|
| Travée | x-x | 140.06 | 0.0249 | 0.031 | 62.21 | 6.46 | 8T14 | 12.32 | 12 |
| | y-y | 120.45 | 0.0214 | 0.027 | 62.31 | 5.55 | 6T14 | 9.24 | 15 |
| Appui | x-x | 82.43 | 0.0146 | 0.018 | 62.54 | 3.78 | 6T14 | 9.24 | 15 |
| | y-y | | | | | | | | |

Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(60cm; 33cm) = 33cm$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < 33cm$$

On prend $S_t=12$ cm**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < 33cm$$

On prend $S_t=15$ cm**a .6 Vérifications nécessaires :****1-Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.60cm^2 < 12.32 \text{ cm}^2$$

2- Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VI.8.**Vérification des contraintes

| | Sens | M_{ser} (kNm) | $A_s(cm^2)$ | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|---------------|--------------------------|--------------------|-------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | x-x | 97.19 | 12.32 | 2.6 | 15 | 178.6 | 201.63 | Non Vérifié |
| | y-y | 97.19 | 9.24 | 2.64 | 15 | 178.5 | 201.63 | Vérifié |
| Appuis | x-x y-y | 57.17 | 9.24 | 1.55 | 15 | 105 | 201,63 | Vérifié |

8. Ferraillage des nervures**a .1 Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)..... [1]

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

a.2 Calcul des armatures

$b = 50\text{cm}$; $h = 70\text{cm}$; $d = 63\text{cm}$

$L = 4.80\text{m}$; $P = 170.7 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 491.61 \text{ KN.m}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

Tableau VI.9.Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y

| | M_u(kNm) | μ | α | Z(cm) | A_s^{cal}(cm²) | Choix | A_s^{adp}(cm²) |
|--------|---------------------------|----------|----------|--------------|--|--------------|--|
| Travée | 417.87 | 0.148 | 0.201 | 57.93 | 20.72 | 8T20 | 25.14 |
| Appuis | 245.80 | 0.087 | 0.113 | 60.15 | 11.74 | 6T16 | 12.07 |

a.3. Vérifications nécessaires :

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 < 12.07\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✚ **Vérification des contraintes à l'ELS**

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 < 12.07\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

✚ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau.VI.10vérification des contraintes à l'ELS.

| | M_{ser} (kNm) | A_s (cm²) | σ_{bc} (MPa) | σ̄_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | σ̄_s (MPa) | Vérification |
|--------|----------------------------------|---|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------|
| Travée | 330.13 | 25.14 | 8.41 | 15 | 224.4 | 201.63 | Non Vérifiée |
| Appuis | 194.19 | 15 | 6.35 | 15 | 266.1 | 201.63 | Non Vérifiée |

Remarque :

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections de ferrillages.

Tableau.VI.11.revenir vérification des contraintes à l'ELS.

| | M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|--------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | 330.13 | 31.43 | 7.85 | 15 | 181.6 | 201.63 | Vérifiée |
| Appuis | 194.19 | 18.86 | 5.43 | 15 | 173.5 | 201.63 | Vérifiée |

Tableau VI.12.Ferrailage final des nervures

| | <i>choix</i> | A_s (cm ²) |
|---------------|--------------|-----------------------------|
| <i>Travée</i> | 10T20 | 31.43 |
| <i>Appui</i> | 6T20 | 18.86 |

✚ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \dots\dots [1]$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{170.7 \times 4.80}{2} = 409.68 kN$$

$$\tau_u = \frac{409.68 \times 10^3}{500 \times 630} = 1.30 MPa \langle \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots\dots \text{Vérifier}$$

✚ Armatures transversales

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \quad \dots\dots [1]$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0,4 MPa$$

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2} \dots\dots [3]$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 17,5cm \dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm \dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6.66\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1.30\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=50\text{cm}$; $d=63\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.13 Espacement des armatures transversales

| | Section [cm ²] | Zone | S _t RPA99 [cm] | S _t BAEL91 [cm] | S _t choisit [cm] |
|------------------|----------------------------|----------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| Nervure Sens x-x | 50 × 70 | Courante | 30 | 40 | 25 |
| | | Nodale | 15 | | 15 |
| Nervure Sens y-y | 50 × 70 | Courante | 30 | 40 | 25 |
| | | Nodale | 15 | | 15 |

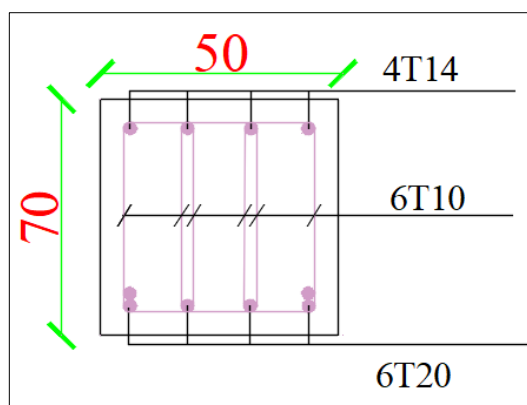
Tableau VI.14. Choix des armatures transversales

| | Section [cm ²] | Zone | S _t [cm] | Ø _t | A _t calculée [cm ²] | A _t choisit [cm ²] | Choix des barres |
|------------------|----------------------------|----------|---------------------|----------------|--|---|------------------|
| Nervure Sens x-x | 50 × 70 | Courante | 25 | 10 | 3.75 | 4.71 | 6T10 |
| | | Nodale | 15 | | 2.25 | 4.71 | 6T10 |
| Nervure Sens y-y | 50 × 70 | Courante | 25 | 10 | 3.57 | 4.71 | 6T10 |
| | | Nodale | 15 | | 2.25 | 4.71 | 6T10 |

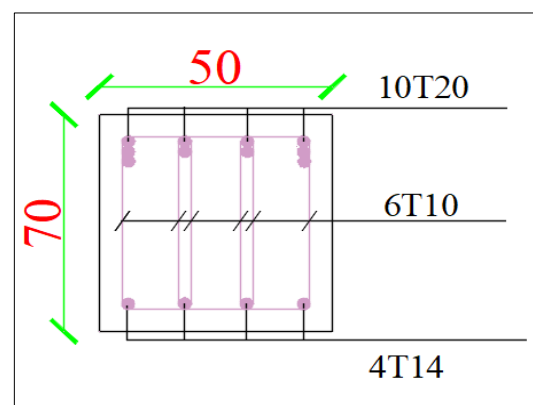
Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right\} = 0,40\text{ MPa}$$

- Zone courante 1.28 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 2.14 MPa > 0,40 MPa Vérifié



Appuis



travée

Figure VI.4. Ferrailage des nervures sens x-x, sens y-y

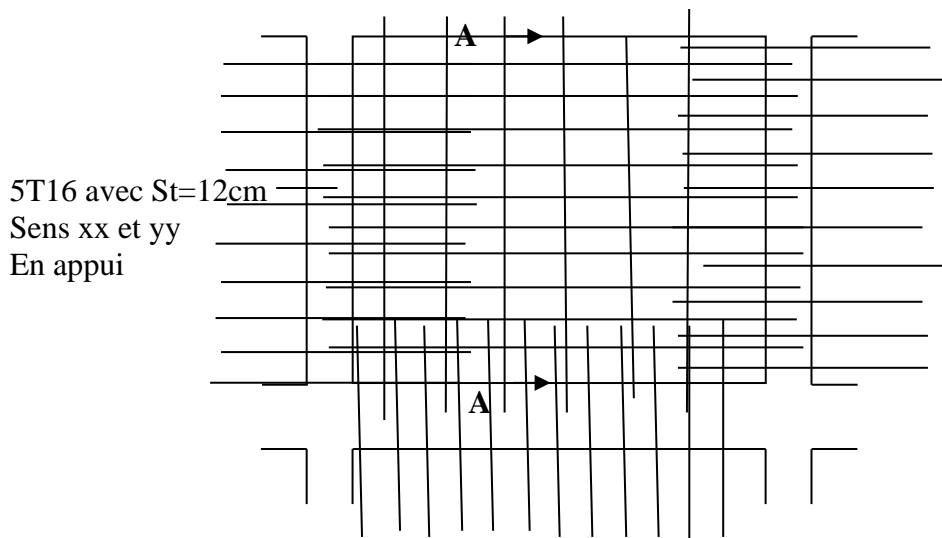


Figure VI.5. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

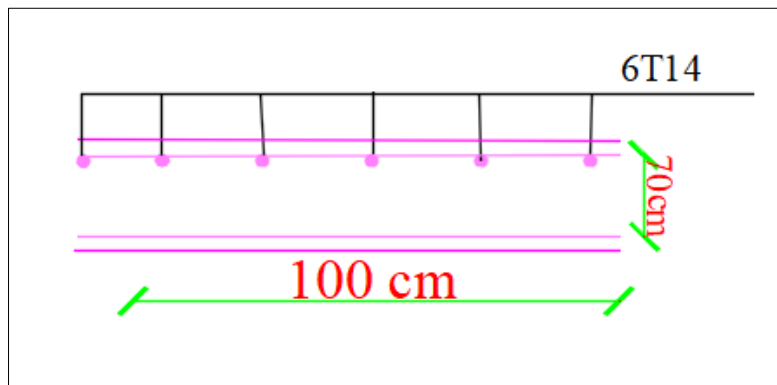


Figure VI.6. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

8. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1\text{ m}$.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ Evaluation des charges et surcharges

ELU: $q_u = 170.7\text{ KN/ml}$ —————> Pour une bande de 1 m

ELS : $q_{ser} = 134.86\text{ KN/ml}$ —————> Pour une bande de 1 m

❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$\text{E.L.U : } M_u = \frac{qL^2}{2} = 21.33\text{KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 85.35\text{KN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{ser} = \frac{qL^2}{2} = 16.85 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = q_{ser} \cdot L = 67.43 \text{ KN}$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec $b=50\text{cm}$; $h=70\text{cm}$; $d=63\text{cm}$

Tableau VI.15. Ferrailage du débord

| $M_u(\text{kNm})$ | μ | α | $Z(\text{cm})$ | $A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$ |
|-------------------|--------|----------|----------------|---------------------------------|-------|---------------------------------|
| 21.33 | 0.0075 | 0.0094 | 62.76 | 0.97 | 3T12 | 3.39 |

✓ Condition de non fragilité

- Armatures longitudinales : $A_s=3.39 \text{ cm}^2$ esp=15 cm
- Armatures transversales : $A_r = A_s/4 = 0.85$ $A_r=2\text{T}12=2.26 \text{ cm}^2$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.16. Vérification des contraintes du débord

| M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| 16.85 | 3.39 | 1.06 | 15 | 83.6 | 201.63 | Vérifiée |

VI.3. Etude de la longrine

1- Introduction

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

2- Redimensionnement

D'après le règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30$$

$$h = 35$$

3- Ferrailage

• *Etat limite ultime* :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à :

$$F = N_u^{\text{max}}/\alpha > 20 \text{ kN (RPA 99 V 2003)}$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 10$ (zone III, sol ; meuble S3).

N_u^{\max} : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

N_u^{\max} : 2192.46 kN

$$F = \frac{2192.46}{10} = 219.246 > 20 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{219.246 \times 10}{348} = 6.3 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$N_s = 1595.43 \text{ kN} \quad F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1595.43}{10} = 159.543 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 1.10 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201 \text{ MPa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{159.543 \times 10}{200} = 7.97 \text{ cm}^2$$

4- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400}$$

$$A_s = 5.51 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.006(30 \times 35) = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6T12 \text{ avec } A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales adoptés est $\Phi_t = 8\text{mm}$ et $\Phi_t = 12\text{mm}$

$S_t = \min(20\text{cm} ; 15.1, 2)$

$S_t = 15\text{cm}$

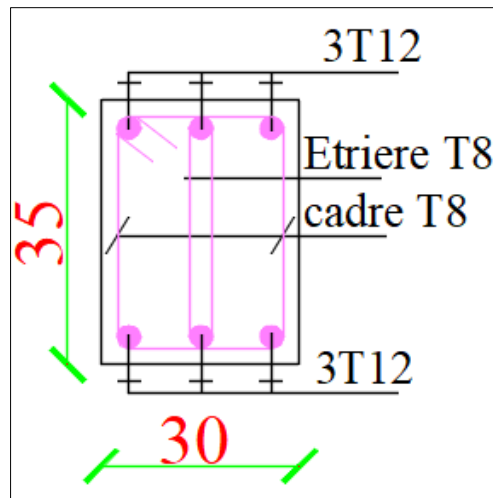


Figure VI.7. Ferrailage longrine

VI.4. Etude de Voile périphérique

VI.4.1. Introduction

D'après le RPA 99/2003^[3] (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $e \geq 20\text{cm}$
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- La longueur de recouvrement est de 50Φ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles

VI.4.2. Dimensionnement des voiles

- + Hauteur $h = 3.06\text{ m}$
- + Longueur $L_x = 3.7\text{ m}$ $L_y = 4.7\text{ m}$
- + Épaisseur $e = 20\text{ cm}$

VI.4.3. Calcul des armatures

+ Armatures verticales

$$A_v \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_v \geq 0,10 \times \frac{20 \times 100}{100} \Rightarrow A_v \geq 2,00\text{cm}^2$$

On prend : $A_v = 5\text{T}10/\text{ml}$ Avec un espacement $e = 25\text{ cm}$.

+ Armatures horizontales

$$A_h \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_h \geq 0,10 \times \frac{20 \times 100}{100} \Rightarrow A_h \geq 2,00\text{cm}^2 \quad \text{On prend : } A_h = 5\text{T}10/\text{ml}$$

Avec un espacement $e = 25\text{ cm}$.

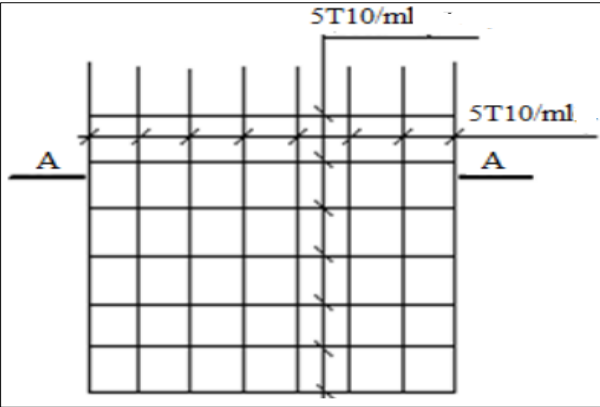
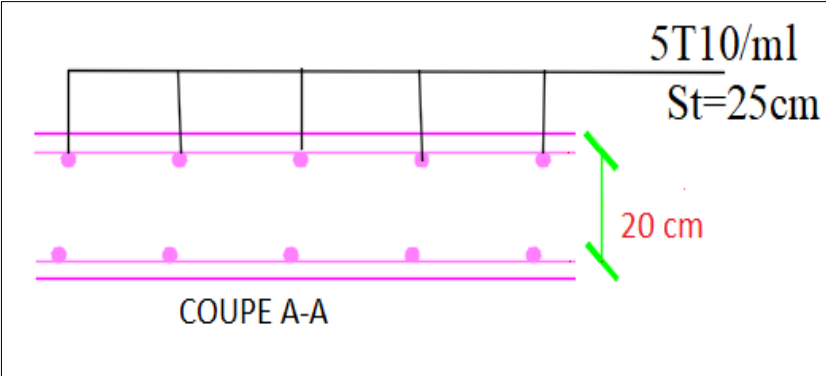


Figure.VI.8. Ferrailage du voile périphérique

Conclusion Générale

Ce projet nous a permis d'une part d'assimiler les différentes techniques de calcul et logiciels ainsi que les réglementations régissant les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul d'un Bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments

On utilisant la méthode de modélisation (modèle contenu par éléments finis via le logiciel **ETABS (9.7.0)**) a été capable de déterminer les modes propres ainsi que les périodes intrinsèques fondamentales et l'effort sismique à la base de la structure

L'analyse sismique constitue une étape décisive dans la conception sismique des structures en prenant pour exemple la période fondamentale de la structure qui n'a pas été vérifiée avec la présence maximale des voiles, c'est pour cette raison qu'on a augmenté la rigidité de bâtiment.

En effet, des modifications potentielles peuvent être apportées au système de contreventement lorsque vous recherchez le modèle qui vérifie toutes les exigences prescrites

La disposition des voiles a été faite selon les vérifications des règlements régissant talques :

La période, l'effort tranchant à la base, le déplacement inter-étage l'effet P-delta, le renversement, l'effort normal réduit, le coefficient de comportement. Aussi, il faut noter qu'on a respecté le plan architectural notamment les ouvertures des portes, fenêtres, les espaces de circulation.

Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes

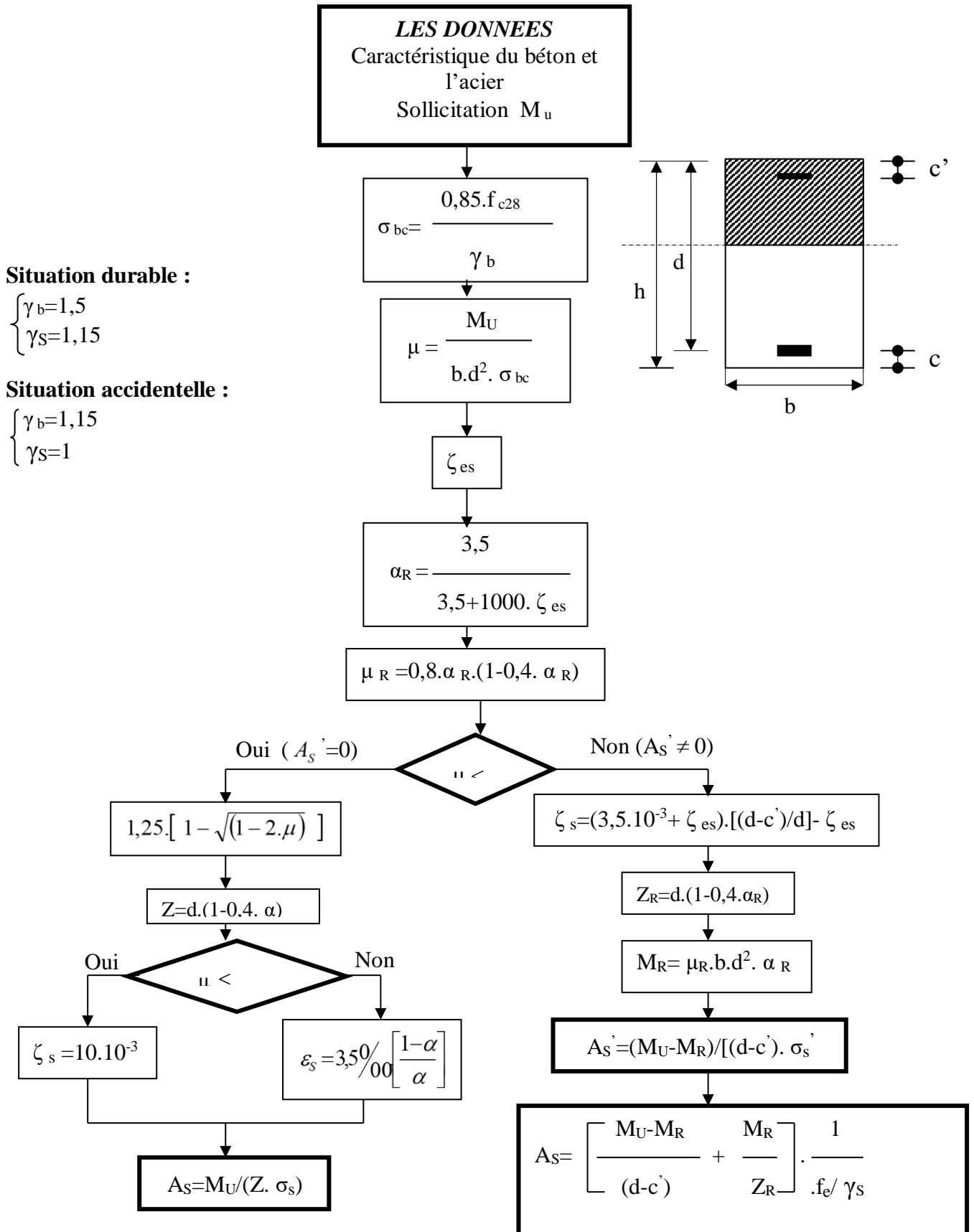
Pour les fondations du bâtiment, c'est le radier général qui s'est imposée dans notre cas, pour assurer une répartition uniforme des contraintes.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Annexe

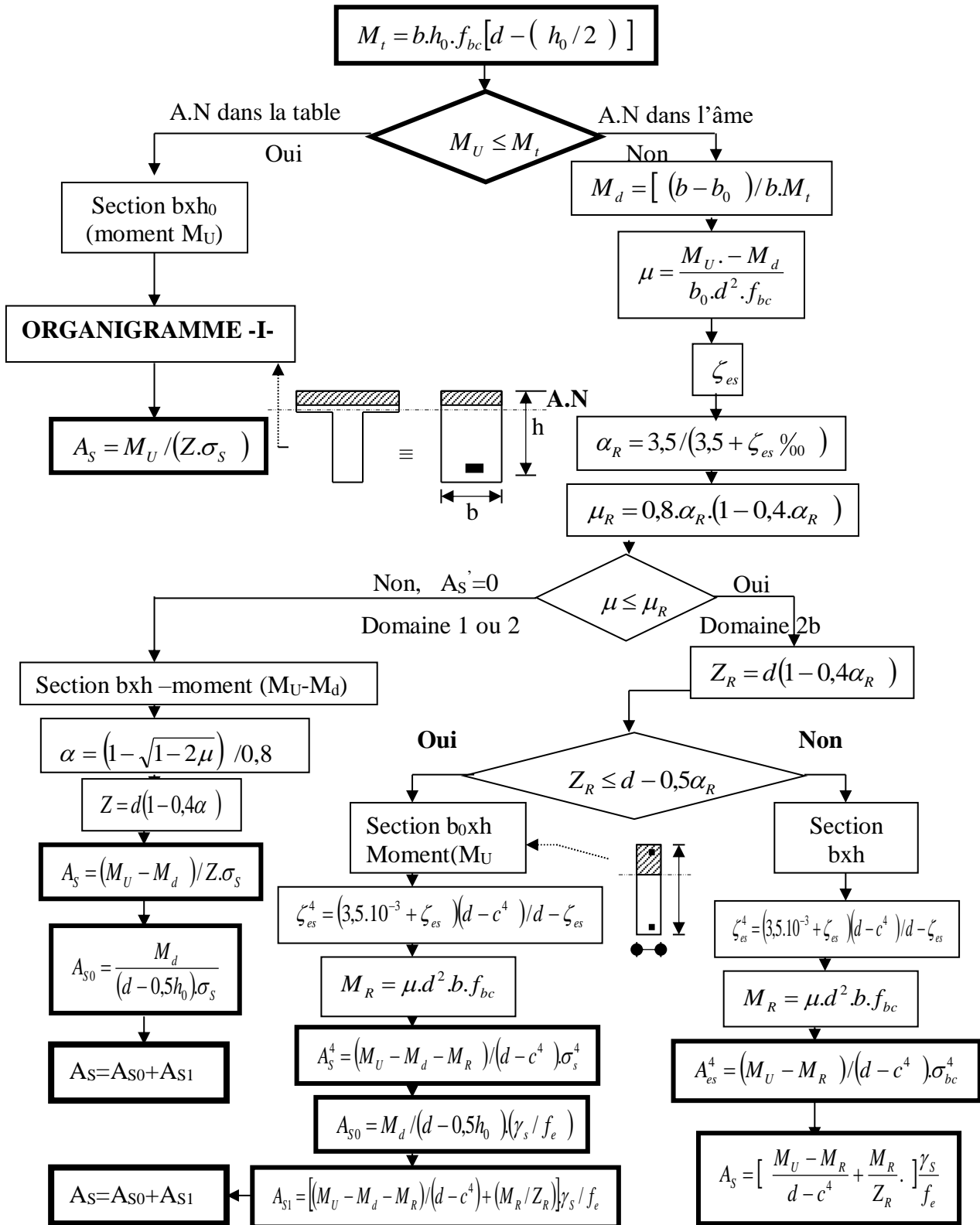
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



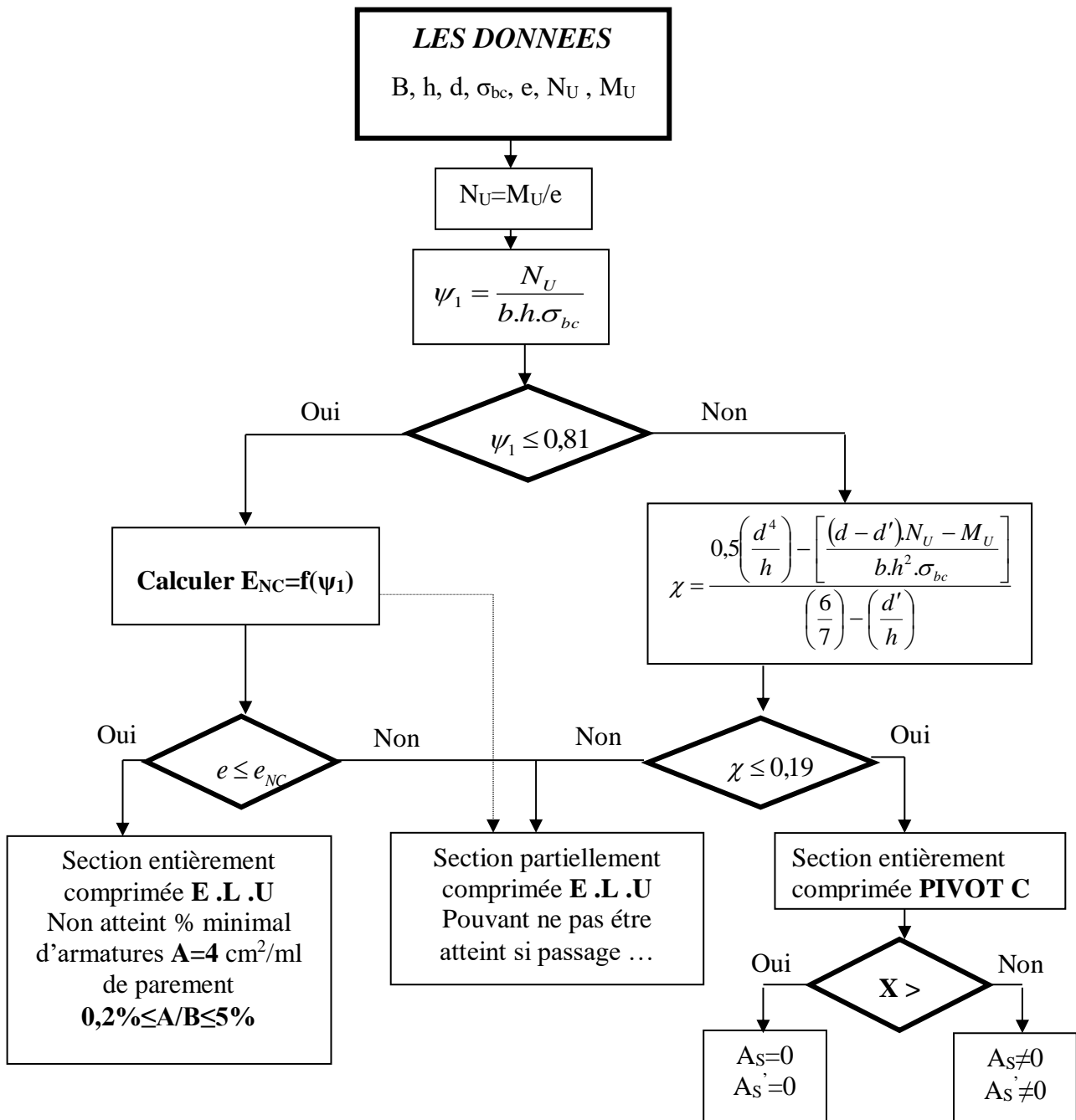
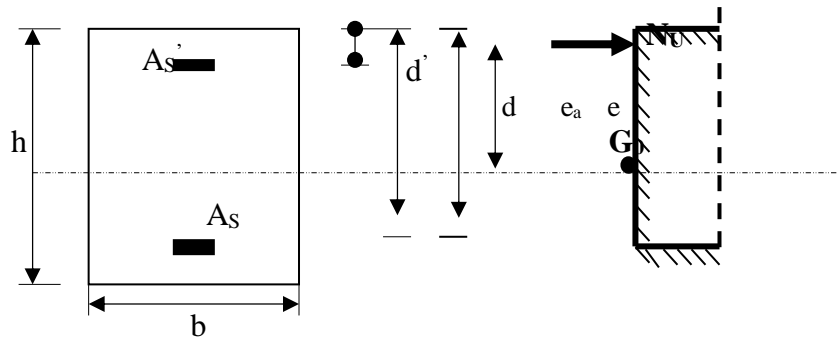
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



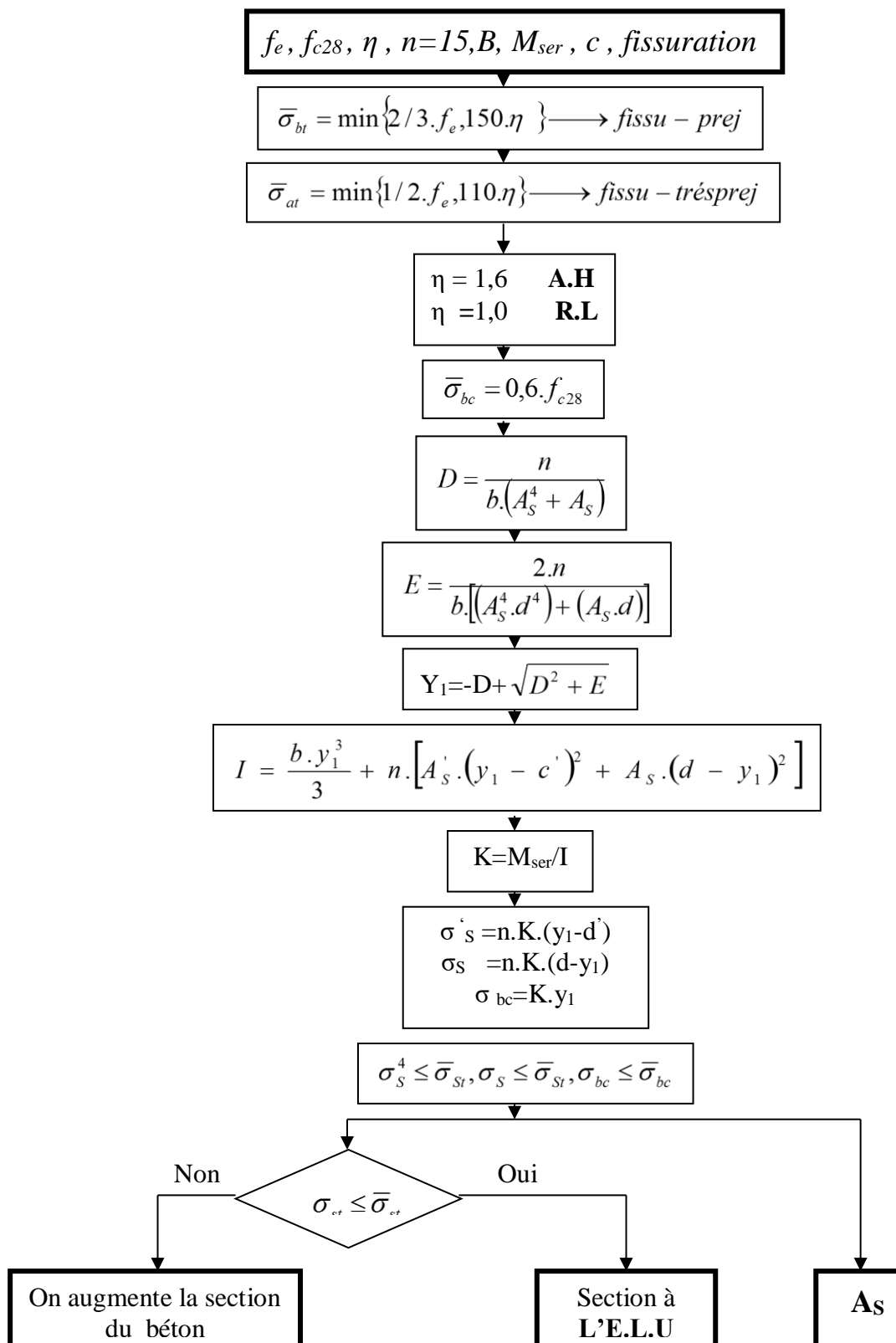
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

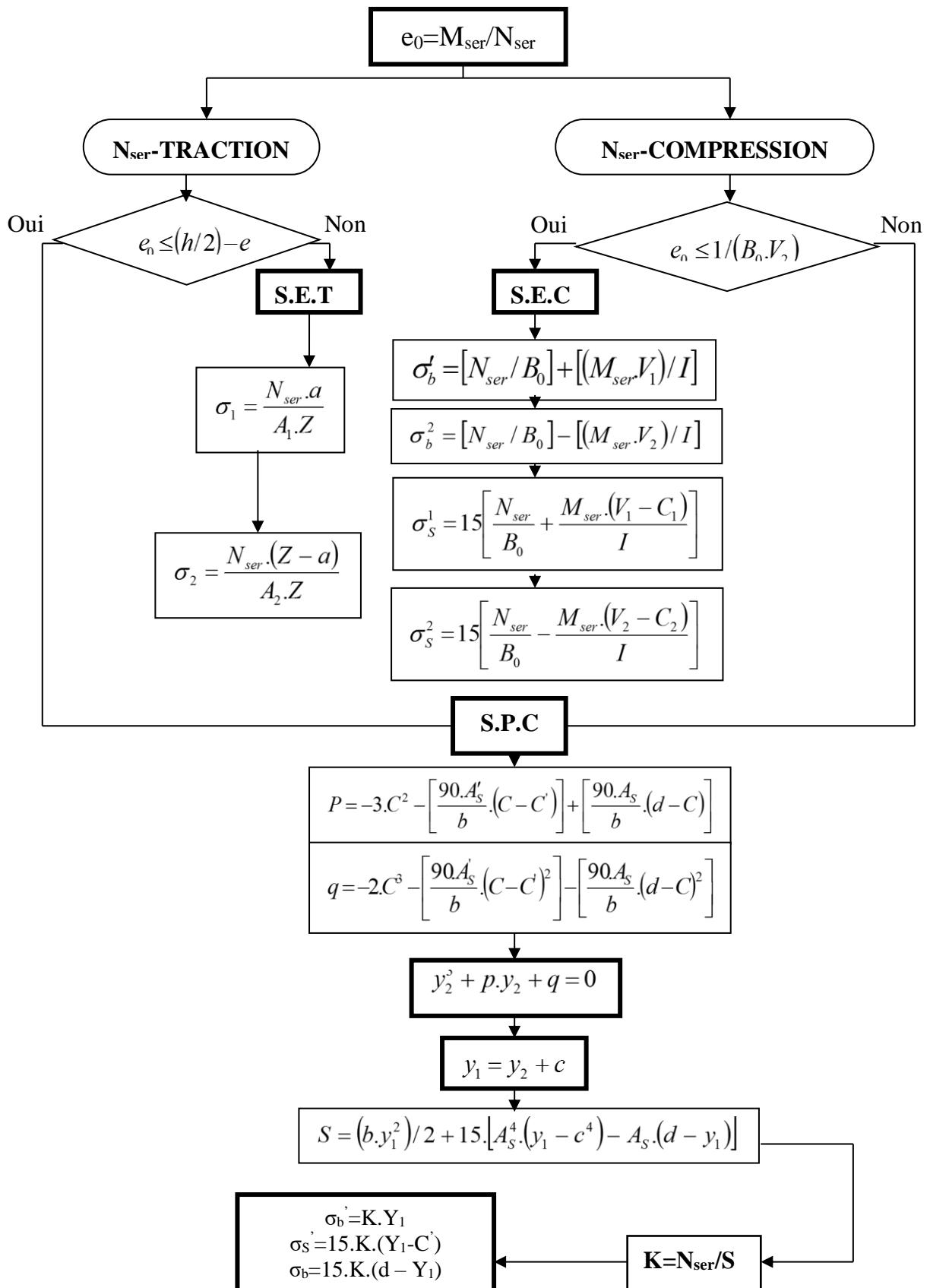


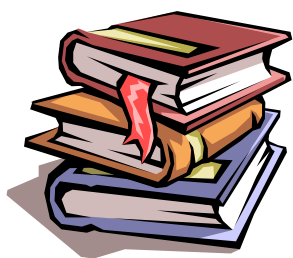
ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



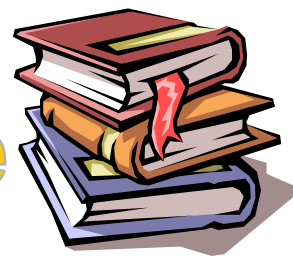
ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S









Référence et Bibliographie





référence et Bibliographie






REGLEMENT

-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 [1]
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93 [2]
-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 [3]
-  Charge permanente et charge d'exploitation DTR.BC2.2Alger [4]

LOGICIELS

-  ETAPS 9.7.0 (Extended Three dimentianal Analsis of Building System Version9.7.0) [5]
-  SOCOTEC [6]
-  Autocad 2016 [7]
-  Microsoft office [8]

LIVRES

-  **Henry Thonier**, Conception et calcul des structures de bâtiment (tom1et tome2), (2001).
-  **CAPRA Alain** et **DAVIDOVICI Victor**. Calcul dynamique des structures en zone sismique. Eyrolles, 1982.
-  Cours de Béton Arme **Olivier Gagliardini**