



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



UNIVERSITÉ DJILALI BOUNAMA KHEMIS MILIANA

Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme

Master En Génie civil

Option :
«**Structure**»



Réalisé par :

- **Boudahri Saadoune**
- **Guendouzi Mohammed**

Encadré par :

Mr : BENYAMINA Smain

Promotion 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Mr BENYAMINA SMAIN : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



DEDICACES

*Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète
Mohamed que le salut sur lui.*

*Je remercie Allah et grâce à lui que je vous arrivée à ce niveau.
Je dédie mon travail à mes chères parentes qu'ils sont sacrifièrs de votre
vie pour nous complétons notre étude*

*Comme je la dédie à mes frères : Billel, Amine, Mohamed et Hicham.
Et a tous ma famille **BOUDAHRI** sens exception*

*Et à tous mes amis : yassine, mohammed, billel, abdelkadir,
Sidahmed, abdallah, hakim.*

*A mes enseignants et mes enseignantes et **spécialement a mon promoteur***

∞ *Mon binôme **GUENDOZI MOHAMMED** et sa famille*

∞ *A tous les étudiants et les étudiantes M2 GC*

∞ *Tous ceux qui me connaissent ...*

*À toute la promotion **2019 - 2020 DE Génie civil***

SAADOUNE ∞



Dédicace

Je remercie ALLAH de m'avoir donnée santé, courage et la patience pendant toute ma longue durée de mes études. Avec beaucoup de bonheur et d'amour

Je dédie mon travail à mes très chers parents qui m'ont soutenu durant les moments les plus pénibles depuis mes premiers pas à l'école.

*Comme je la dédie à mon petit frère **Abd elkader***

*Même je dédie ce mémoire aussi à ma famille et à mon frère et mon binôme « **BOUDAHRI Saadoune** » et sa famille et à tous mes amis surtout : **Abd raouf , Mohammed, Abd elkadir , Abdellah, Ali, Abdellatif , Hamza , Fateh, Mhamed, Bilal , Ahmed ,Abderrezzak***

Et à mes enseignants et spécialement a mon encadreur

Mr.BENYAMINA Smain

Et à toute la promotion de 2019/2020

Mohammed.

ملخص

يهدف المشروع أساسا الى دراسة تقنية لانجاز عمارة سكنية غير منتظمة القياسات (طابق أرضي + 7 طوابق) الواقعة في مدينة العطف ولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99. نسخة معدلة سنة 2003 . هذا المشروع محقق بواسطة العارضات الأعمدة و الجدران من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر 99 نسخة معدلة سنة 2003 و مقياس الخرسانة المسلحة BAEL1991 . قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد والتحليل و حساب القوى الداخلية لعناصر البناية قد أنجز بواسطة برنامج ETABS 9-7-0 . تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات.

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة نظام SOCOTEC. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا.

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment à usage habitation de forme irrégulière en plan (RDC+7) et qui est implantée dans la commune de El ATTAF dans la wilaya de Ain-Defla classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Ce projet contreventé par des poteaux et poutres et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de la structure vis-à-vis les charges verticales et les actions horizontales. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été effectué conformément au RPA99 version2003 et BAEL91 Modifié 99. L'analyse sismique de la structure et le calcul les efforts internes des éléments a été réalisée automatique par le logiciel de calcul ETABS 9-7-0. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, cependant, les voiles et des éléments secondaires ont été calculés manuellement.

BSTRACT

This thesis deals with the study of an irregularly shaped building in plan (ground floor + 7 floors) and is located in the municipality of El ATTAF is located in Ain-Defla classified as zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). sizing of the load-bearing members of the structure was done in accordance with BAEL91 Modified 99 and RPA99 version2003. The seismic analysis of the structure was performed manually by a discrete and automatic system by the calculation software ETABS 9-7-0. The floors of the building were modeled by diaphragms (indeformable in their plan). The reinforcement of the structure by the addition of bracing webs was necessary since the inter-stage lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceed the admissible values.

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that of the sails and the secondary elements was done manually.

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

I.1.Introduction générale..... 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....03

I.2 Présentation de l'ouvrage03

I.3 Caractéristiques géométriques03

I.4. Description de l'ossature 05

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux.06

I.6. Hypothèses de calcul.....12

I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites13

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction.....14

II.2. Pré dimensionnement de l'ouvrage14

II.3. Evaluation des charges18

II.4. Pré dimensionnement des éléments principales22

II.4.1. Des poutres22

II.4.2. Les voiles.....24

II.4.3. Les poteaux25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....32

III.2. Acrotère32

| | |
|--|----|
| III .3. Calcul des planchers | 38 |
| III.3.2. Plancher à corps creux | 38 |
| III.3.3. Plancher a dalle pleine..... | 62 |
| III .4. Escaliers | 68 |
| III.5. Calcul des balcons | 80 |
| III.6. Etude De La Dalle Machine | 84 |

Chapitre IV. Etude dynamique

| | |
|--|-----|
| IV.1. Introduction | 91 |
| IV.2. Objectif de l'étude dynamique | 91 |
| IV.3. Choix de la méthode de calcul | 91 |
| IV.4 : Modélisation de la structure | 92 |
| IV.5 : Paramètres utilisées pour l'étude sismique | 94 |
| IV.6 : Analyse modale spectrale..... | 98 |
| IV.7 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique | 101 |
| IV.8 : Conclusion | 112 |

Chapitre V. Ferrailage des éléments résistants

| | |
|---|-----|
| V.1 Introduction | 114 |
| V.2. Section minimales et maximales | 114 |
| V.3. Ferrailage des poteaux | 114 |
| V.4. Ferrailage des poutres | 128 |
| V.5. Ferrailage des voiles | 141 |
| V.6 : Ferrailage du linteau..... | 155 |

Chapitre VI. Etude de fondation

| | |
|---|-----|
| VI.1 Introduction | 160 |
| VI.2 Classification des fondations | 160 |
| VI.3 Ferrailage de longrine | 160 |
| VI.4 Voile périphérique | 162 |
| VI.5 Etude préliminaire du choix de type de semelle | 163 |
| VI.6. Etude du radier général..... | 167 |
| VI.7. Ferrailage du radier..... | 176 |
| VI.8. Ferrailage des nervures | 180 |

Chapitre VII. Etude comparative de site

| | |
|--|-----|
| VII.1. Introduction | 187 |
| VII.2. Définition de spectre de réponse | 187 |
| VII.3. Les paramètres influencent le spectre | 187 |
| VII.4. Méthodologie de travaille | 188 |
| VII.5. Logiciel etulisée..... | 188 |
| VII.6. Classification des sites..... | 188 |
| VII.7. Paramètres utilisées pour l'étude sismique | 188 |
| VII.8. Interprétation et comparaison des résultats de l'analyse dynamique..... | 192 |
| VII.9. Conclusion | 201 |

| | |
|--------------------------------|------------|
| Conclusion général..... | 202 |
|--------------------------------|------------|

Références

Bibliographique

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

| | |
|---|----|
| Figure.I-1 : Dimensions en plan | 04 |
| Figure.I-2 : Dimensions en élévation..... | 04 |
| Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS | 09 |
| Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU..... | 10 |
| Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU..... | 11 |

Chapitre II : Pré dimensionnement

| | |
|--|----|
| Figure II.1. Dimension de l'acrotère | 14 |
| Figure II.2. Coupe plancher à corps creux | 15 |
| Figure II.3. Schéma statique de l'escalier | 16 |
| Figure II.4. Dimensions de l'ascenseur | 17 |
| Figure II.5. Coupe du plancher terrasse à corps creux | 18 |
| Figure II.6 : Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur..... | 20 |
| Figure II.7: Coupes des voiles en élévation | 24 |
| Figure II.8. Poteau central | 26 |
| Figure II.9. Poteau de rive | 27 |
| Figure II.10. Poteau d'angle | 28 |

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| Figure III.1. Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère | 37 |
| Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées..... | 39 |

| | |
|---|----|
| Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées..... | 39 |
| Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées | 40 |
| Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées | 40 |
| Figure III.6. Poutrelles à deux travées | 42 |
| Figure III.7. Poutrelles à trois travées | 43 |
| Figure III.8. Poutrelles à quatre travées..... | 43 |
| Figure III.9. Poutrelles à cinq travées..... | 43 |
| Figure III.10. Poutrelles à quatre travées | 43 |
| Figure III.11. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées à E.L.U..... | 48 |
| Figure III.12. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées à E.L.S..... | 48 |
| Figure III.13. Diagramme des efforts tranchant à cinq travées à E.L.U | 48 |
| Figure III.14. Diagramme des efforts tranchant à cinq travées à E.L.S..... | 48 |
| Figure III.15. Diagramme des moments fléchissant à deux travées à E.L.U et E.L.S | 49 |
| Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant à deux travées à E.L.U et E.L.S | 49 |
| Figure III.17. Diagramme des moments fléchissant a trois travées a ELU..... | 50 |
| Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant a trois travées a E.L.S..... | 50 |
| Figure III.19. Diagramme des efforts tranchant a trois travées a E.L.U..... | 50 |
| Figure III.20. Diagramme des efforts tranchant a trois travées a E.L.S..... | 51 |
| Figure III.21. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées a E.L.U..... | 51 |
| Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées a E.L.S..... | 52 |

| | |
|---|----|
| Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant à cinq travées a E.L.U..... | 52 |
| Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant à cinq travées a E.L.S..... | 52 |
| Figure III.25. Disposition constructive des armatures des poutrelles..... | 60 |
| Figure III.26. Disposition constructive des armatures de la table de compression | 61 |
| Figure III.27. Dimension de ladalle pleine | 62 |
| Figure III.28. Ferrailage de la dalle pleine | 68 |
| Figure III.29. Dimension de reculement..... | 69 |
| Figure III.30. Schéma statique d’escalier à E.L.U..... | 70 |
| Figure III.31. Schéma statique d’escalier à E.L.S..... | 70 |
| Figure III.32. Diagramme Des Efforts Internes | 71 |
| Figure.III.33 : Schéma de ferrailage..... | 76 |
| Figure. III-34 : Schéma statique de la poutre palière..... | 76 |
| Figure.III.35 : Schéma de ferrailage..... | 80 |
| Figure III.36. Représentation des efforts sur un balcon..... | 81 |
| Figure III.37. Diagramme des efforts interne..... | 82 |
| Figure III.38. Ferrailage des balcons..... | 84 |
| Figure III.39. Les composantes d’ascenseur..... | 85 |
| Figure III.40. Ferrailage de la dalle machine..... | 40 |

Chapitre IV. Etude dynamique et sismique

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 : définition Programme ETABS..... | 93 |
| Figure IV.2: Modélisation 3D de la Super- structure | 94 |
| Figure IV.3 : Spectre de réponse..... | 99 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.4 : Structure sans voile..... | 101 |
| Figure IV.5 : les 03 premier modes (sans voile) | 102 |
| Figure IV.6 : disposition des voiles (premier disposition) | 102 |
| Figure IV.7 : les 03 premier modes (premier disposition) | 103 |
| Figure IV.8 : disposition des voiles (deuxième disposition) | 104 |
| Figure IV.9 : les 03 premier modes (deuxième disposition) | 104 |
| Figure IV.10 : Evaluation des effets du second ordre..... | 108 |

V. Ferrailage des éléments résistants

| | |
|---|-----|
| Figure V.1 : Schéma de ferrailage 5,6 et 7 ^{em} étages 30x30..... | 126 |
| Figure V.2 : Schéma de ferrailage 2,3 et 4 ^{em} étages 40x40..... | 127 |
| Figure V.3 : Schéma de ferrailage 1 ^{er} étages 50 x 50..... | 127 |
| Figure V.4 : Schéma de ferrailage RDC 55 x 55..... | 127 |
| Figure V.5 : arrêt de barres forfaitaire..... | 139 |
| Figure V.6 : Ferrailage des P.P 1 ^{er} ; 2 et 3 ^{eme} étage..... | 139 |
| Figure V.7 : Ferrailage des P.P ; 4 ^{eme} à 7 ^{eme} étage..... | 140 |
| Figure V.8 : Ferrailage des P.N.P 7, 4, 3, 2, 1 et RDC..... | 140 |
| Figure V.9 : Ferrailage des P.N.P 6 ^{eme} et 5 ^{eme} | 140 |
| Figure V.10: vue en plan..... | 144 |
| Figure V.11 : Vue en plan du voile plein en L..... | 144 |
| Figure V.12 : Schéma de ferrailage de voile en L..... | 147 |
| Figure V.13 : Vue en plan du voile plein en U..... | 147 |
| Figure V.14 : Schéma de ferrailage de voile en U..... | 150 |
| Figure V.15 : Ferrailage du noyau..... | 154 |
| Figure V.16 : Schéma de ferrailage du linteau..... | 159 |

VI. Etude de fondation

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1 : Ferrailage de longrine..... | 162 |
| Figure VI.2 : Ferrailage du voile périphérique..... | 163 |
| Figure VI.3 : Radier général nervure..... | 167 |
| Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges..... | 168 |
| Figure VI.5 : Schéma de transmission des charges..... | 169 |
| Figure VI.6 : Contraintes sous le radier | 173 |
| Figure VI.7 : Le panneau le plus sollicité..... | 177 |
| Figure VI.8 : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y..... | 179 |
| Figure VI.9 : Ferrailage des nervures sens x-x..... | 183 |
| Figure VI.10 : Ferrailage des nervures sens y-y..... | 184 |
| Figure VI.11 : Représentation schématique de débord..... | 184 |

Chapitre VII. Etude comparative de site

| | |
|--|-----|
| Figure VII.1 : Spectre de réponse S1..... | 190 |
| Figure VII.2 : Spectre de réponse S2..... | 191 |
| Figure VII.3 : Spectre de réponse S3..... | 191 |
| Figure VII.4 : Spectre de réponse S4..... | 192 |
| Figure VII.5 . Efforts tranchants en fonction du type de site suivant X | 194 |
| Figure VII.6 . Efforts tranchants en fonction du type de site suivant Y..... | 194 |

LISYE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers | 10 |
|--|----|

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

| | |
|--|----|
| Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse et courant à corps creux | 18 |
| Tableau II.2 : Charge et surcharge du plancher terrasse et courant à dalle pleine | 19 |
| Tableau II.3: Charge et surcharge du dalle machine | 19 |
| Tableau II.4: Charge et surcharge murs | 20 |
| Tableau II.5 : Charge et surcharge Escalier (volée et palier) | 21 |
| Tableau. II.6 : Charge et surcharge de balcon (dalle pleine) | 21 |
| Tableau. II.7 : Charge et surcharge du Garde-corps de balcon | 22 |
| Tableau. II.8. Prédimensionnement finales des poutres | 24 |
| Tableau. II.9. Dégression des surcharges | 29 |
| Tableau. II.10. Choix des dimensions du poteau central | 30 |
| Tableau. II.11. Choix des dimensions du poteau de rive | 30 |
| Tableau II.12. Choix des dimensions du poteau de rive | 31 |
| Tableau II.13. Coffrages des poteaux par étage..... | 31 |

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

| | |
|---|----|
| Tableau III.1: Ferrailage de l'acrotère à L.E.L.U | 35 |
| Tableau III.2. Vérification de l'acrotère à l'ELS | 37 |
| Tableau III.3. Résultat des charges revenant aux poutrelles..... | 42 |
| Tableau III.4 : Résultat des moments isostatique..... | 44 |
| Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 04 travée..... | 47 |
| Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 04 travée | 47 |
| Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 02 travée | 49 |

| | |
|--|----|
| Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 02 travée | 49 |
| Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 03 travée..... | 49 |
| Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 03 travée | 50 |
| Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 05 travée | 51 |
| Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 05 travée | 51 |
| Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée..... | 53 |
| Tableau III.14. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis | 54 |
| Tableau.III.15. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS..... | 57 |
| Tableau.III.16. Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche..... | 59 |
| Tab III.17. Ferrailage dalle pliene..... | 65 |
| Tableau III.18. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m..... | 70 |
| Tableau.III.19. Ferrailage de l'escalier..... | 72 |
| Tableau.III.20. Vérification à l'E.L.S de l'escalier..... | 74 |
| Tableau.III.21. Vérification de la flèche de l'escalier..... | 75 |
| Tableau.III.22. Ferrailage de la poutre palière..... | 77 |
| Tableau.III.23. Vérification à l'E.L.S de la poutre palière..... | 79 |
| Tableau III.24. Ferrailage du Balcon..... | 82 |
| Tableau III.25. Vérification des contraintes du Balcon..... | 84 |
| Tableau III.26. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x)..... | 86 |
| Tableau III.27. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_y)..... | 87 |
| Tableau III.28. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis..... | 87 |
| Tableau.III.29. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens..... | 89 |

IV. Etude dynamique et sismique

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité..... | 97 |
| Tableau IV.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment...98 | |
| Tableau IV.3: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses..... | 101 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV.4: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses..... | 103 |
| Tableau IV.5: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses..... | 104 |
| Tableau IV.6: Vérification des périodes..... | 105 |
| Tableau IV.7: Vérification d'interaction sous charges verticale..... | 105 |
| Tableau IV.8: Vérification de l'interaction sous charges horizontale..... | 105 |
| Tableau IV.9 : poids de chaque étage et totale du structure..... | 106 |
| Tableau IV.10: Vérification de l'effort sismique a la base..... | 106 |
| Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens X) | 107 |
| Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens Y) | 107 |
| Tableau IV.13. Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle finale..... | 109 |
| Tableau IV.14: Vérification l'effort normal réduit..... | 109 |
| Tableau IV.15: Force sismiques selon la hauteur suivant X..... | 111 |
| Tableau IV.16: Force sismiques selon la hauteur suivant Y..... | 111 |
| Tableau IV.17 : Moment de stabilité et le renversement..... | 112 |
| Tableau IV.18 : Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement..... | 112 |

Chapitre V. Ferrailage des éléments résistants

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 : Sections minimales et maximales « zone III » | 114 |
| Tableau V.2: Caractéristiques du béton et de l'acier..... | 115 |
| Tableau V.3 : Combinaison des charges..... | 115 |
| Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})..... | 116 |
| Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})..... | 117 |
| Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})..... | 117 |
| Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})..... | 118 |
| Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})..... | 118 |
| Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})..... | 119 |

| | |
|--|-----|
| Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés..... | 119 |
| Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés..... | 120 |
| Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés..... | 121 |
| Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux..... | 122 |
| Tableau V.14 : Espacements maximales selon RPA99..... | 123 |
| Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux..... | 124 |
| Tableau V.16 : Vérification au flambement..... | 125 |
| Tableau V.17 : Vérification des contraintes des poteaux du RDC..... | 126 |
| Tableau V.18 : Combinaison des charges..... | 128 |
| Tableau V.19 : Caractéristiques géométriques des poutres..... | 129 |
| Tableau V.20 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)..... | 130 |
| Tableau V.21 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)..... | 130 |
| Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)..... | 131 |
| Tableau V.23 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)..... | 131 |
| Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres principales..... | 132 |
| Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres secondaires..... | 132 |
| Tableau V.26 : Vérification de la condition de non fragilité..... | 133 |
| Tableau V.27 : Etapes de la vérification des contraintes en flexion simple à l'ELS..... | 133 |
| Tableau V.28 : Vérification des poutres principales..... | 134 |
| Tableau V.29 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS..... | 134 |
| Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... | 135 |
| Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales..... | 136 |
| Tableau V.32 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche..... | 138 |
| Tableau V.33 : Vérification de la flèche..... | 138 |

| | |
|--|-----|
| Tableau V.34 : Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles..... | 150 |
| Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)..... | 151 |
| Tableau V.36 : Effort et sections d'armature dans les voiles | 151 |
| Tableau V.37 : Choix d'armature des voiles..... | 152 |
| Tableau V.38 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles..... | 152 |
| Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles..... | 153 |
| Tableau V.40 : Détermination des armatures horizontales | 153 |
| Tableau V.41 : Caractéristique du noyau et calcul des contraintes..... | 154 |
| Tableau V.42 : Choix d'armature du voile..... | 154 |

Chapitre VI. Etude de fondation

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations..... | 164 |
| Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens x-x | 166 |
| Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y | 166 |
| Tableau VI.4 : Vérification des contraintes..... | 174 |
| Tableau VI.5 : Vérification de renversement..... | 175 |
| Tableau VI.6: Vérification de soulèvement..... | 176 |
| Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU..... | 178 |
| Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS..... | 178 |
| Tableau VI.9. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier..... | 178 |
| Tableau VI.10. Vérification des contraintes..... | 179 |
| Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant x-x..... | 180 |
| Tableau VI.12. Ferrailage des nervures suivant y-y..... | 180 |
| Tableau VI.13. vérification des contraintes à l'ELS..... | 181 |
| Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS..... | 181 |
| Tableau VI.15. Espacement des armatures transversales..... | 182 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.16. Choix des armatures transversales..... | 183 |
| Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier..... | 186 |

Chapitre VII. Etude comparative de site

| | |
|--|-----|
| Tableau VII.1 : Valeurs de T1 et T2..... | 189 |
| Tableau VII.2 : Le facteur d'amplification dynamique..... | 190 |
| Tableau VII.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses pour les quatre sites..... | 192 |
| Tableau VII.4 : Vérification de l'effort sismique a la base S1..... | 193 |
| Tableau VII.5 : Vérification de l'effort sismique a la base S2..... | 193 |
| Tableau VII.6 : Vérification de l'effort sismique a la base S3..... | 193 |
| Tableau VII.7 : Vérification de l'effort sismique a la base S4..... | 193 |
| Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des résultats de l'effort tranchant en fonction du site..... | 194 |
| Tableau VII.9 : Vérification des déplacements inter étages S1 (Sens X)..... | 195 |
| Tableau VII.10 : Vérification des déplacements inter étages S1 (Sens Y)..... | 196 |
| Tableau VII.11 : Vérification des déplacements inter étages S2 (Sens X)..... | 196 |
| Tableau VII.12 : Vérification des déplacements inter étages S2 (Sens Y)..... | 196 |
| Tableau VII.13 : Vérification des déplacements inter étages S3 (Sens X)..... | 197 |
| Tableau VII.14 : Vérification des déplacements inter étages S3 (Sens Y)..... | 197 |
| Tableau VII.15 : Vérification des déplacements inter étages S4 (Sens X)..... | 197 |
| Tableau VII.16 : Vérification des déplacements inter étages S4 (Sens Y)..... | 198 |
| Tableau VII.17 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S1..... | 198 |
| Tableau VII.18 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S2..... | 199 |
| Tableau VII.19 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S3..... | 199 |
| Tableau VII.20 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S4..... | 199 |
| Tableau VII.21 : Vérification d'interaction sous charges verticale pour les quatres sites | 200 |
| Tableau VII.22 : Vérification l'effort normal réduit (tout les sites)..... | 201 |

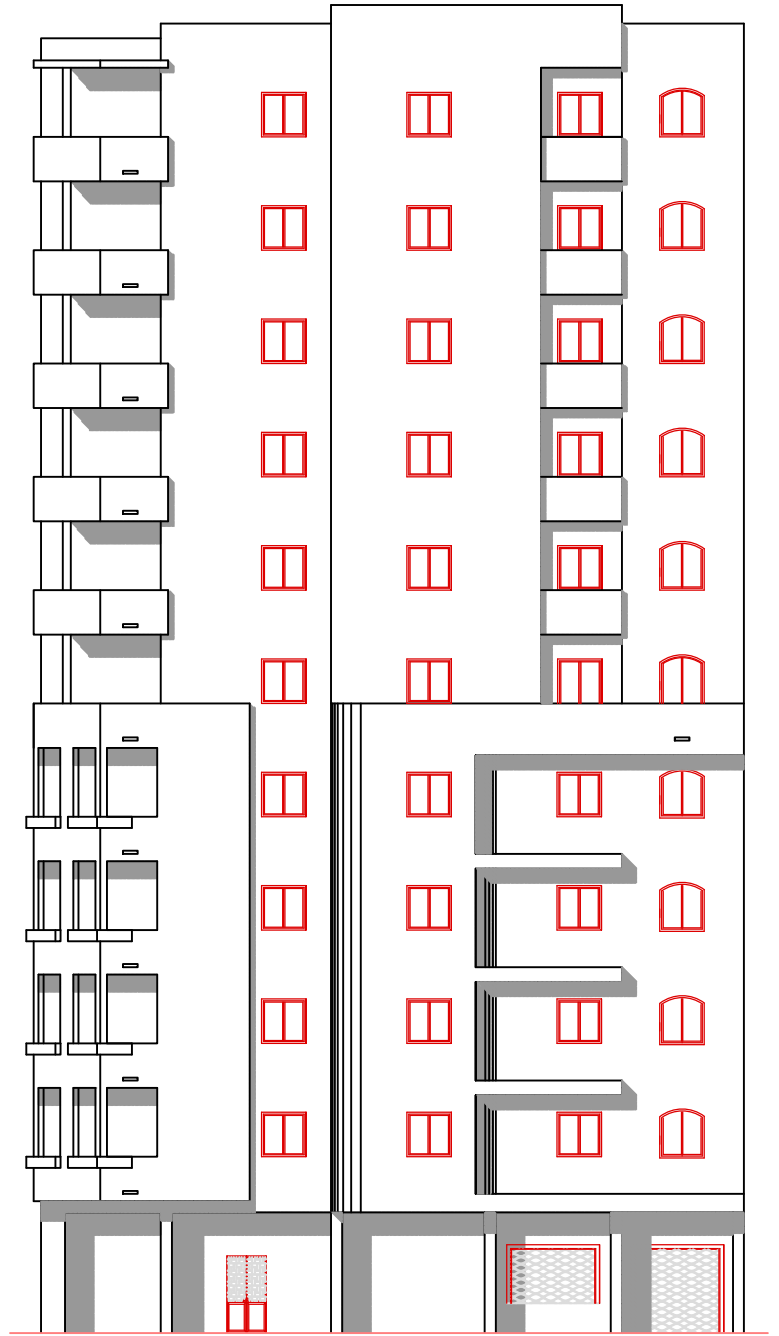
Liste des Symboles

- 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.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \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.

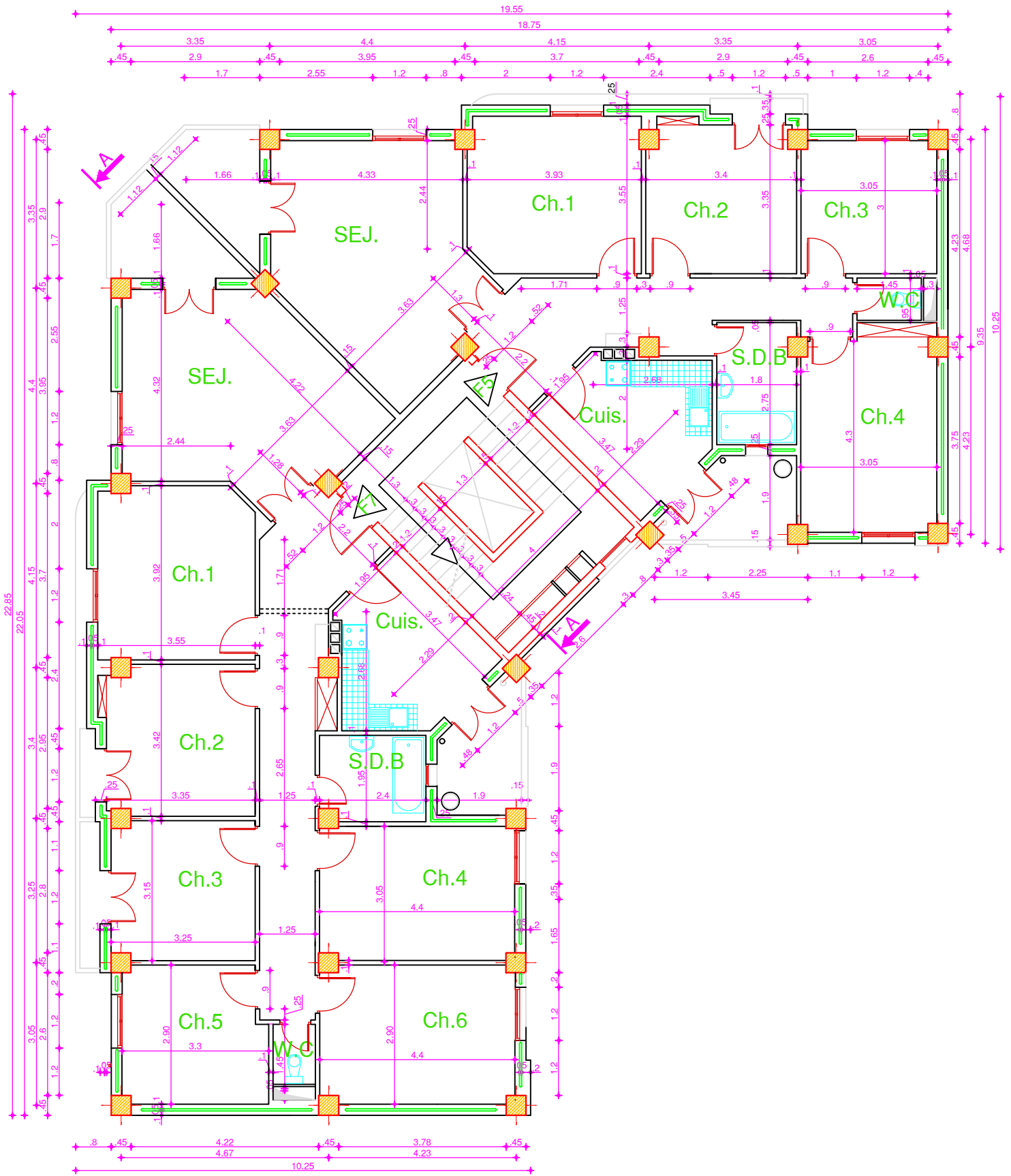
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- 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



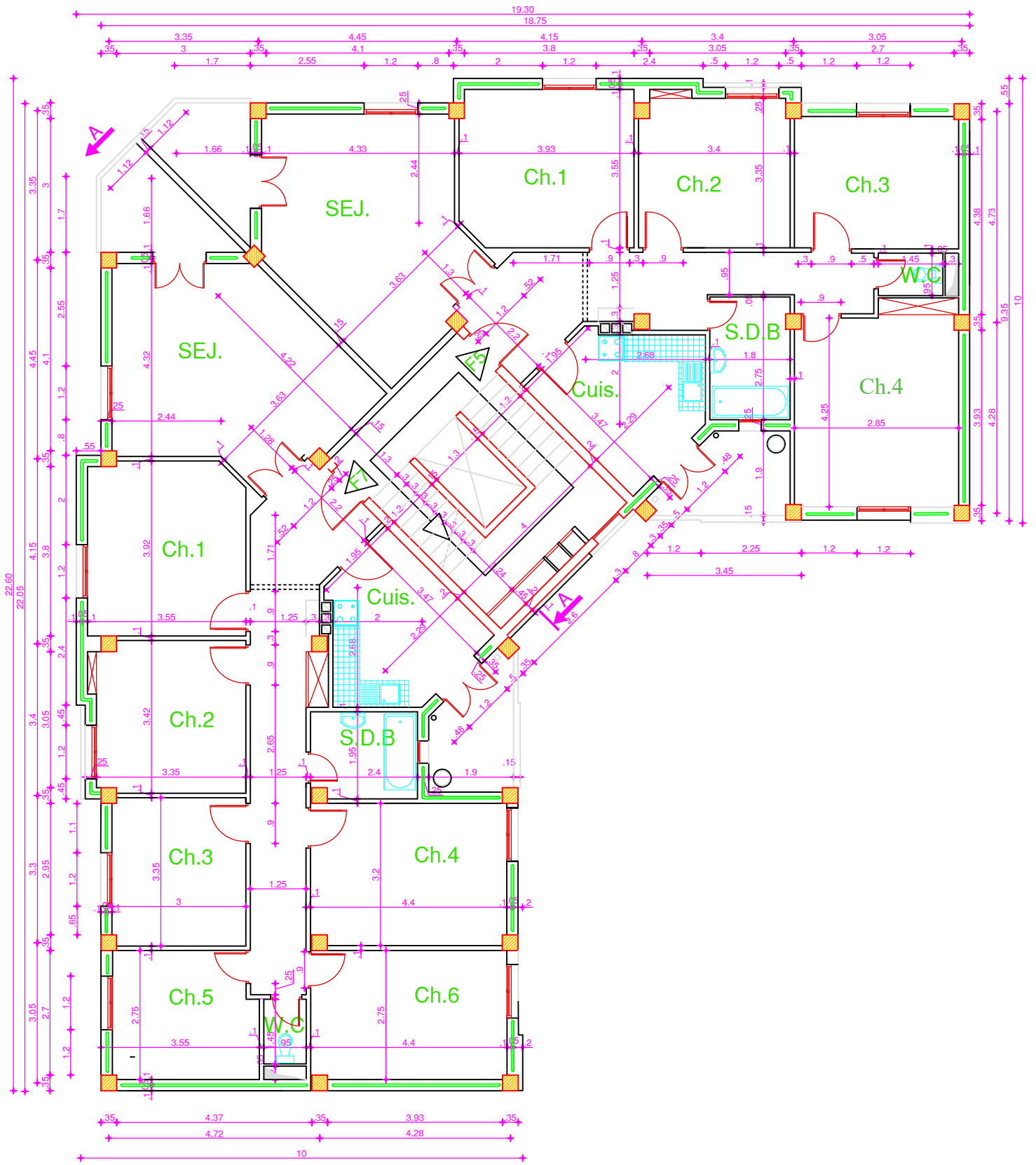
FACADE PRINCIPALE 1



FACADE PRINCIPALE 2



VUE EN PLAN : RDC -2ème ETAGE



VUE EN PLAN : 3ème-7ème ETAGE

Introduction Générale

Introduction Générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de comprendre le phénomène des tremblements de terre, qui est à l'origine de forts mouvements de sols.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables, Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

L'étude des structures est une étape essentielle et une étape obligatoire du processus de construction. Dans ce contexte, ce travail nous a été confié. Notre objectif est d'appliquer les connaissances acquises au cours de cinq années de formation MASTER en étudiant une structure en béton armé.

Notre projet, porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7) contreventé par des voiles porteurs à usage d'habitation.

Après une introduction générale, ce travail a été divisé en trois parties principales :

a) Etude de la superstructure, comporte cinq chapitres suivants :

- ❖ Présentation de l'ouvrage ;
- ❖ Pré dimensionnement de la structure ;
- ❖ Calcul des éléments non structuraux ;
- ❖ Etude dynamique ;
- ❖ Calcul des éléments résistants.

b) Etude de l'infrastructure

❖ Calcul des fondations.

c) Partie recherche, consacré à l'étude de l'influence du site sur la réponse sismique de notre bâtiment.

Et on finalise par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de L'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le travail proposé dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation composé d'un RDC+ 7 étages, la configuration de bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation (forme V).

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de **Ain defla** « **El ATTAF** » qui est classé en zone de forte sismicité (**zone III**) d'après le règlement parasismique Algérien **RPA 99(modifié en 2003)**, Chaque étage courant comprend deux appartements (F5 et F7)

Notre ouvrage est un ouvrage courant ou d'importance moyenne et sa hauteur est inférieur à 48m, donc cet ouvrage est classé selon le RPA dans le groupe 2.

I.3 Caractéristiques géométriques :

I.3.2 Dimension en plan

Longueur totale du bloc : 22,85m.

Largeur totale du bloc :19,55 m.

I.3.1 Dimension en élévation

Hauteur totale du bloc avec l'acrotère :25,08 m.

Hauteur du RDC : 3,06 m.

Hauteur des étages courants :3,06 m.

Hauteur de l'acrotère :0,6 m

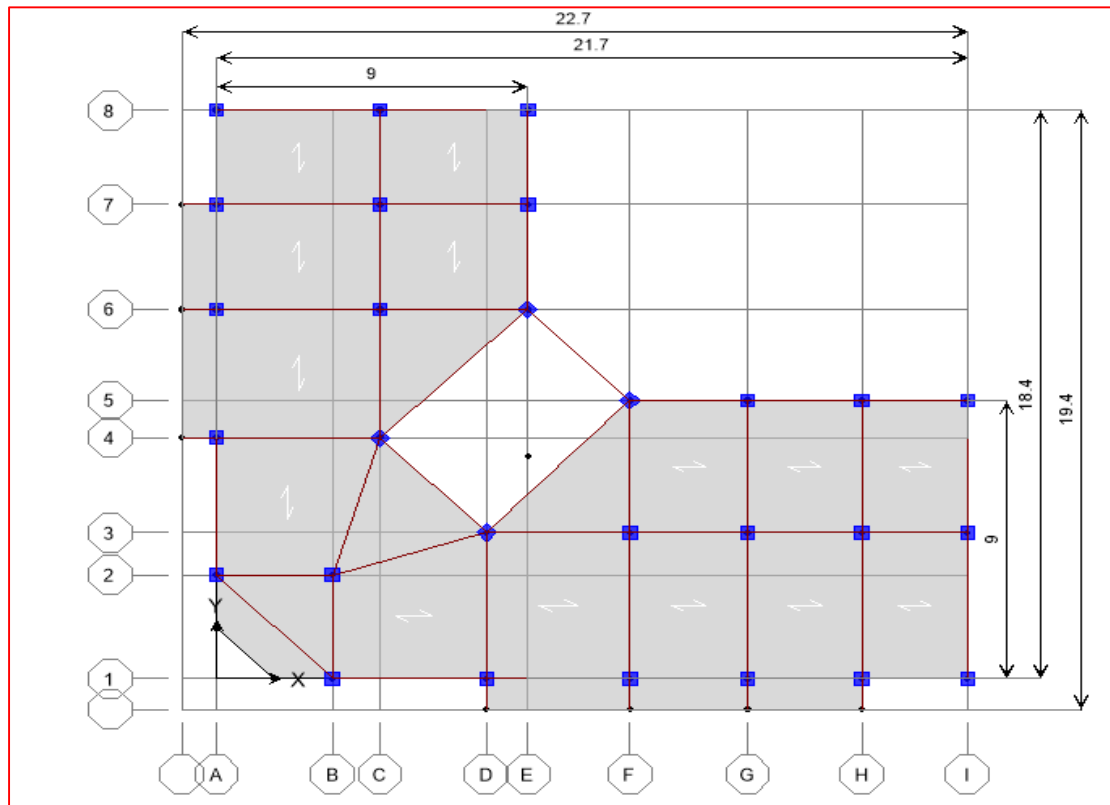


Figure.I-1 : Dimensions en plan.

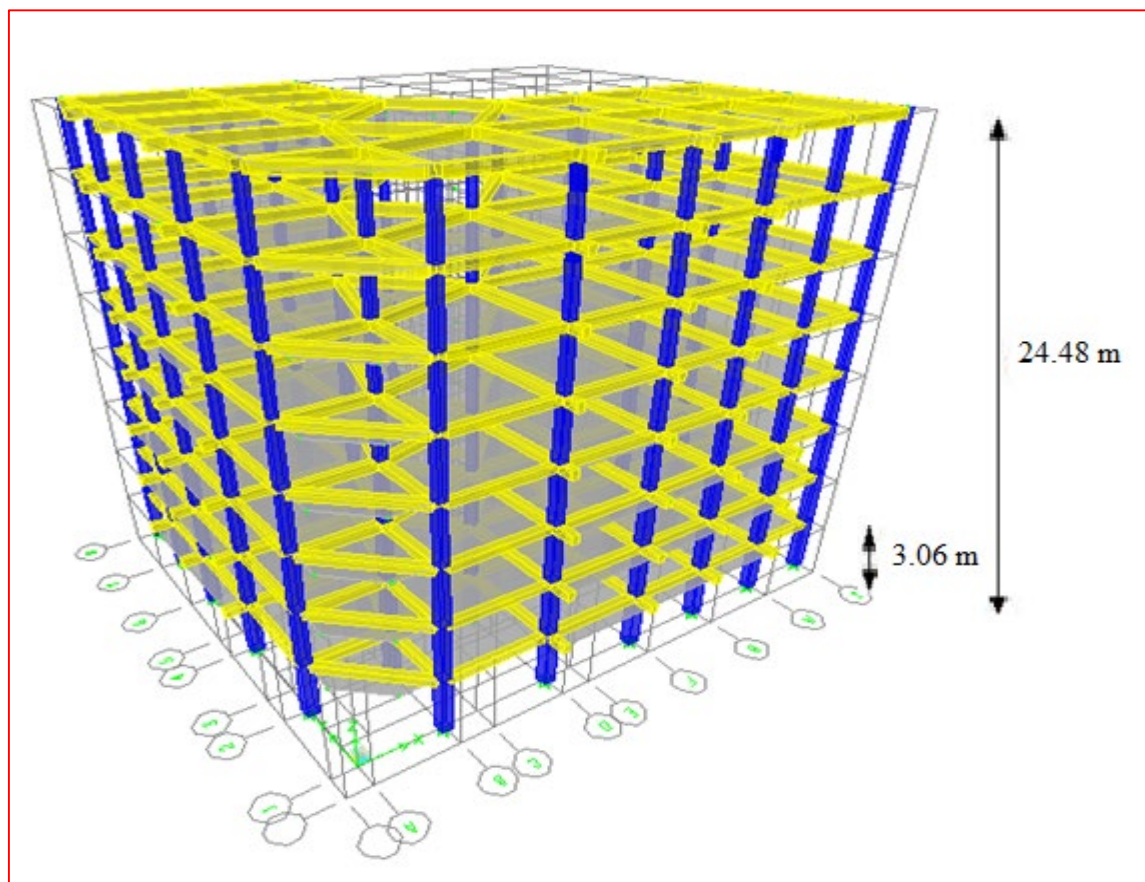


Figure.I-2 : Dimensions en élévation.

I.4. Description de l'ossature

a. Choix du système de contreventement.

Le bâtiment étudié dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté (**article.1.b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter à un contreventement par voile porteur (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement par voile porteur, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b. Plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Ce bâtiment comporte deux types de planchers :

➤ Planchers à corps creux

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

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique

➤ Planchers à dalle pleine

On a opté ce type de planchers dans les zones dont les formes sont irrégulières (triangles ou trapèzes), afin de faciliter les taches.

c. Conception structurale

L'ouvrage considéré est en ossature à voile porteur constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

d. Escaliers

Les escaliers servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

Escalier à deux volées et deux palier intermédiaire

e. Maçonneries

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

f. 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.

g. Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

h. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de dalle machinerie.

i. Revêtement

- * En carrelage pour les planchers courants.
- * En mortier de ciment pour les murs extérieurs
- * En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

j. Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton armé est composé de béton et d'armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance à la traction.

L'association de ses deux matériaux en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (graviers, sable), de liant (ciment), d'eau et éventuellement des produits d'addition (les adjuvants) dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après le durcissement.

I.5.1.1. Composition du béton :

a. Le ciment : c'est un matériau se présentant sous forme de poudre très fine, qui durcit au contact avec l'eau, et ainsi utilisé comme liant. Le ciment est également appelé liant hydraulique.

b. Les agrégats : c'est une agglomération de sable et de gravier, liée pour faire du béton ou du mortier, en respectant certaines propriétés

❖ **Les graviers :** matériaux inertes, constitués de fragments de roches ou de minéraux, qui sont classés comme suit :

- **3/8** pour les chapes en béton.
- **8/15** pour béton armé de section moyenne.
- **15/25** pour béton de grande section.

❖ **Les sables :** sont issus roche sédimentaire meuble, constituée principalement de quartz, provenant de la désagrégation de roches, sous l'action de divers agents d'érosion, le sable est l'un des principaux composent du béton.

c. Eaux de gâchage : elles doivent répondre à des qualités chimiques assurant l'intégrité du mélange, dont l'analyse au laboratoire est recommandée.

I.5.1.2. Le dosage du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, dont il doit assurer une bonne résistance et ouvrabilité.

Un dosage de 350kg/m^3 d'un m^3 de béton armé doit être composé de :

- **350 kg/m³** de ciment de classe CPJ 42,5 CEM II.
- **400 litres** de sable de diamètre ($0,08\text{mm} < \text{DS} < 5\text{mm}$).
- **800 litres** de gravier de diamètre ($5\text{mm} < \text{DG} < 25\text{mm}$).
- 175 litres d'eau.

I.5.1.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

a. Résistances caractéristiques du béton :

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm, dans BAEL 91 / Modifier 99.

$$\begin{cases} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{c_j} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \geq 40MPa \end{cases}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} \quad f_{c_j} = 1,1 \times f_{c28}$$

Dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est Conventionnellement définie par la relation suivante :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1MPa$. Cette formule est valable pour les valeurs ou $f_{c28} < 60$ Mpa

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le CBA93 article A.2.1.2[2]

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ d'ou : } E_{i28} = 32164,2MPa$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on

$$a : E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10721,4MPa$$

d. Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement CBA93 article A.2.1.3 [2]

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Les contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du (BAEL 1991) ; on distingue deux états limites.

✓ **Etat 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 ; notée f_{bu} est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b=1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

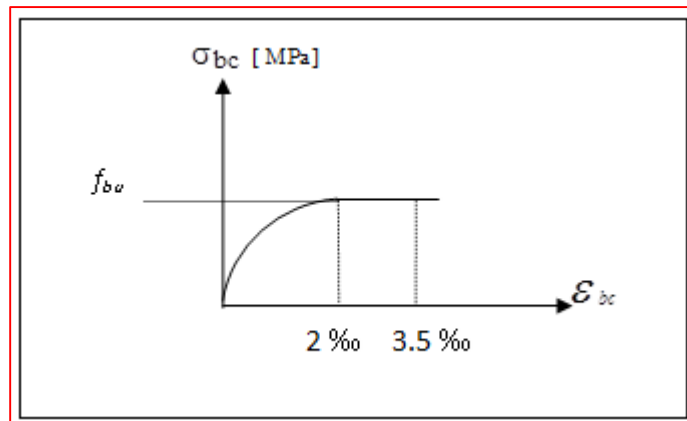


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

✓ **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 : **$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ (MPa)**

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

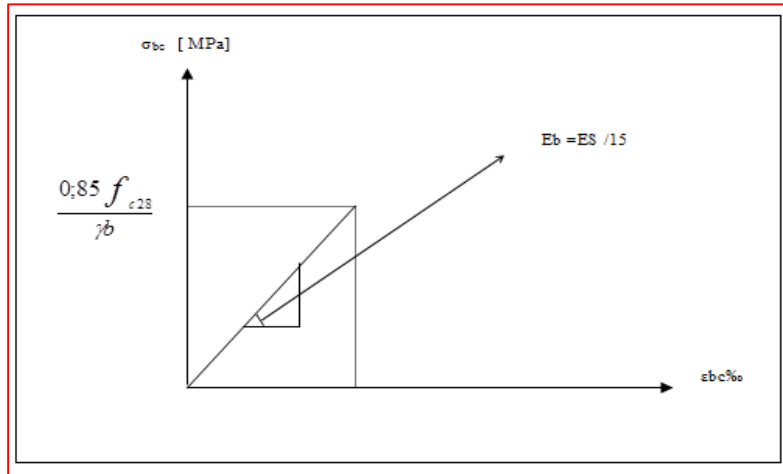


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.5.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ◆ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ◆ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

| Type | Nuance | Limite élastique fe (MPa) | $\epsilon_{es}‰$ |
|------------|------------------------|---------------------------|------------------|
| Barre HA | FeE40 | 400 | 1.74 |
| Rond lisse | FeE22 | 215 | 0.935 |
| | FeE24 | 235 | 1.02 |
| Treillis | $\phi \leq 6\text{mm}$ | 520 | 2.261 |
| | $\phi > 6\text{mm}$ | 441 | 1.917 |

➤ Contrainte limite de l'acier

◆ Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

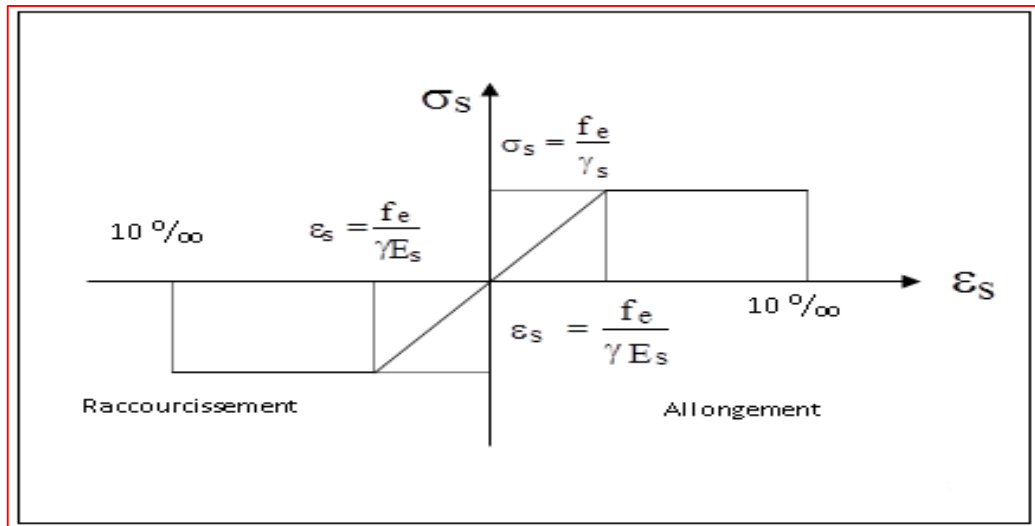


Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU

♦ **Contrainte à ELS selon CBA93 (article A.4.5.3)**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence**

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

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.6. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes

I.2.1 Les règlements CBA93... [2] et BAEL91 [1] :

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ◆ Equilibre statique.
- ◆ Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- ◆ Stabilité de forme.

✚ Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10 ‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5 ‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). (**Règle des trois pivots_ B.A.E.L91 modifié99**)

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ◆ Ouverture des fissures.
- ◆ Déformation des éléments porteurs.
- ◆ Compression dans le béton.

✚ Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15** fois plus grand que celui du béton (**$E_s = 15E_b$; $n = 15$**).

I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

❖ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q.$$

❖ **Etat limite de service :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q.$$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux due au séisme, les règles parasismiques algériennes (p53) ont prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E.$$

$$0,8G \pm E.$$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

CHAPITRE II

*Prédimensionnement des
éléments de l'ouvrage*

II.1 : Introduction

Au stade de l'avant-projet chaque élément de la structure doit être dimensionné, vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation en se référant aux règlements de la construction. Le but principal de ce pré dimensionnement est donc d'optimiser les sections des différents éléments de la structure afin de réduire le cout.

II.2 : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Notre pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2.1. L'acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes (Garde-corps) et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (Etanchéité).

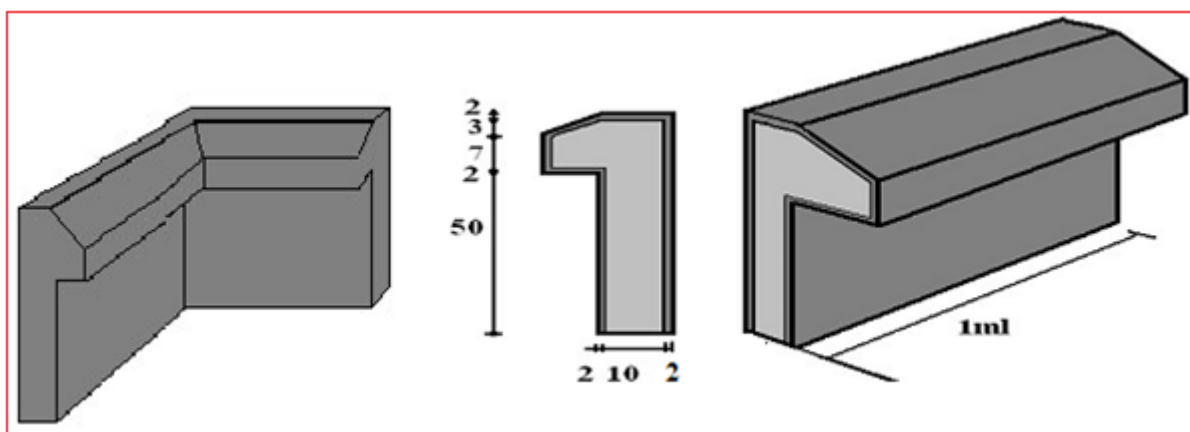


Figure II.1. Dimension de l'acrotère

II.2.2. Balcon

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

II.2.3 : Pré-dimensionnement des planchers

Notre projet est conçu par des plancher à corps creux et plancher à dalles pleine pour des raisons économiques et sécuritaires.

a) Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

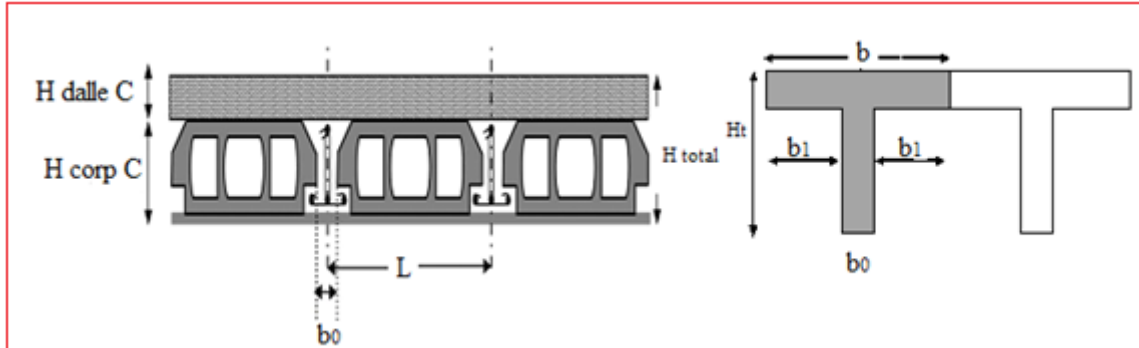


Figure II.2. Coupe plancher à corps creux

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation (**B.6.8.4.2.4/CBA 93**)

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{et} \quad h_t = d + e$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis (figure 3.3)

h_t : Hauteur totale du plancher.

d : Hauteur du corps creux.

e : Hauteur de la dalle de compression.

On a :

$$L = 4,37\text{m}$$

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad \text{donc :} \quad 16,4\text{cm} \leq h_t \leq 20,5\text{ cm}$$

On prend :

$$\mathbf{h_t = 20\text{cm}}$$

- On adopte un plancher d'une épaisseur
- $d = 16\text{ cm}$ (hauteur de corps creux),
- $e = 04\text{ cm}$ (épaisseur de dalle de compression)

b) plancher à Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

$$h \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{Pour les dalles sur appuis simples avec } \frac{l_x}{l_y} > 0,4$$

$$\frac{l_x}{30} \geq h \geq \frac{l_x}{35} \quad \text{Pour les dalles continues avec } \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$$

$$\frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{Pour les dalles continues avec } 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle.

l_x : la petite portée de la dalle

l_y : la grande portée de la dalle

Les dalles pleines existant dans notre structure sont des balcons et des dalles

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{415}{428} = 0,96 > 0,4 \quad ; \quad \text{donc } \frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45}$$

$$10,35 \text{ cm} \leq h \leq 9,22 \text{ cm}$$

Soit : 15 cm

II.2.4 L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secoure en cas d'urgence.

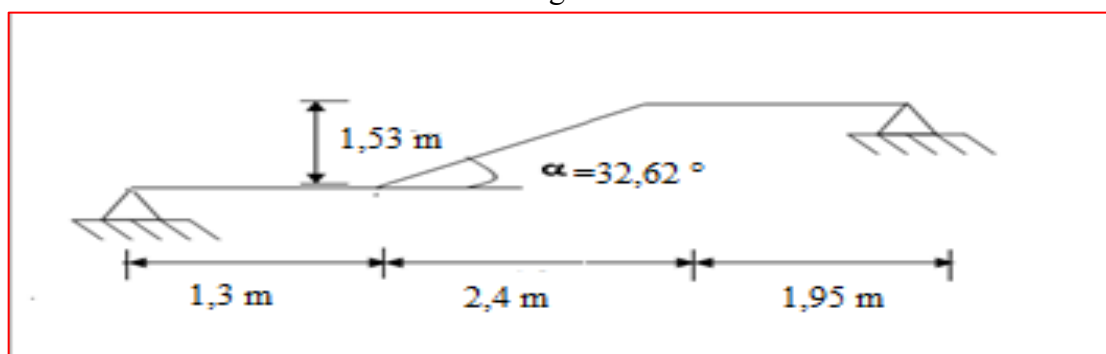


Figure II.3. Schéma statique de l'escalier

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a : } l = \sqrt{L^2 + H^2} + 3,25 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 3,25 = 6,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 610/30 < e_p < 610/20$$

$$20.33 < e_p < 30.5 \quad \text{On prend } \boxed{e_p=22\text{cm}}$$

II 2.5. L'Ascenseur

II.2.5.1. Dalle machine

a) 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.

b) Prédimensionnement

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

Capacité : petit ascenseur

500 Kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

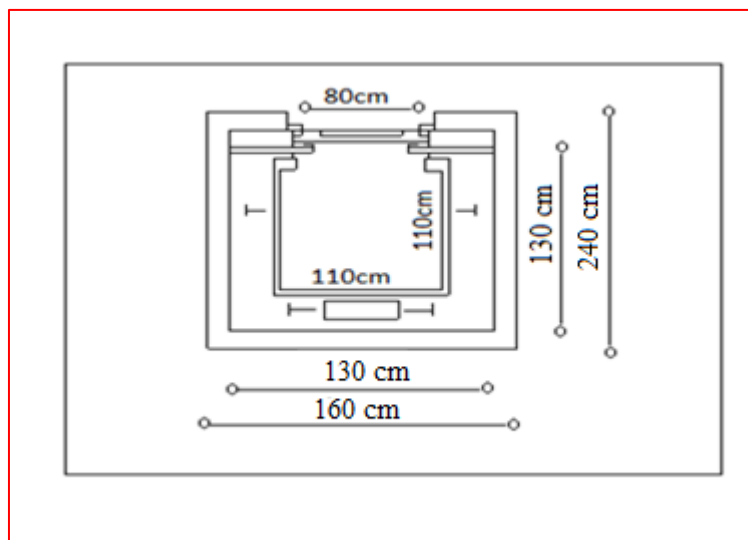


Figure II.4. Dimensions de l'ascenseur

c) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$2.9 \text{ cm} \leq e \leq 3.63 \text{ cm}$$

d) Condition de l'E.N.A :

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

On prend : **e=25cm**

II.3 Evaluation Des Charges :

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 à corps creux :

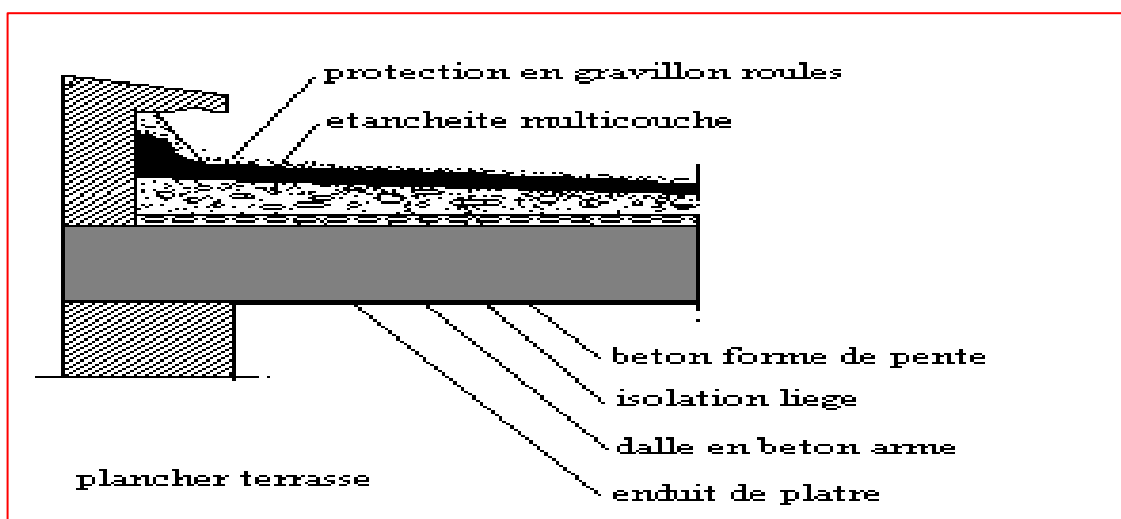


Figure II.5. Coupe du plancher terrasse à corps creux

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse et courant à corps creux

| Plancher | Référence et désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) | Surcharges Q (KN/m ²) |
|-----------------------|----------------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Terrasse Inaccessible | 1. Gravillon de protection | 18 | 0.04 | 0.72 | 1 |
| | 2. Etanchéité multicouches | 6 | 0.02 | 0.12 | |
| | 3. Forme de pente | 20 | 0.12 | 2.4 | |
| | 4. Isolation thermique | 4 | 0.04 | 0.16 | |
| | 5. Plancher à corps creux (16+4) | / | / | 2.85 | |
| | 6. Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 | |
| Total : | | | | 6.45 | 1 |
| Plancher Courant | 1. Revêtement en carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | 1,5 |
| | 2. Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| | 3. Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 | |
| | 4. Plancher à corps creux (16+4) | / | / | 2.85 | |
| | 5. Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.20 | |
| | 6. Cloison de distribution | 10 | 0.1 | 1 | |
| Total : | | | | 5.39 | variable |

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

Tableau II.2 : Charge et surcharge du plancher terrasse et courant à dalle pleine

| Plancher | Référent désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) | Surcharges Q (KN/m ²) |
|------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Terrasse Inaccessible | 1. Gravillon de protection | 18 | 0.04 | 0.72 | 1 |
| | 2. Etanchéité multicouches | 6 | 0.02 | 0.12 | |
| | 3. Forme de pente | 20 | 0.12 | 2.4 | |
| | 4. Isolation thermique | 4 | 0.04 | 0.16 | |
| | 5. plancher a dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 | |
| | 6. Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 | |
| Total : | | | | 7.35 | 1 |
| Plancher Courant | 1. Revêtement en carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | 1,5 |
| | 2. Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| | 3. Lit de sable | 18 | 0.03 | 0.54 | |
| | 4. Plancher à dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 | |
| | 5. Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.20 | |
| | 6. Cloison de distribution | 10 | 0.1 | 1 | |
| Total : | | | | 6.29 | variable |

II.3.3. Plancher à dalle pleine (Dalle machine) :

Tableau II.3: Charge et surcharge du dalle machine

| Plancher | Référent désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) | Surcharges Q (KN/m ²) |
|------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Terrasse Inaccessible | 1. Poids propre de dalle machine | 25 | 0.25 | 6,25 | 1 |
| | 2. Poids de la machine supportée | / | / | 50 | |
| Total : | | | | 56,25 | 1 |

II 3.4. La maçonnerie

Ils jouent un rôle important dans la séparation ainsi l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

a. Maçonnerie extérieurs (double cloison)

- Brique creuse de 15 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

b. Maçonnerie intérieurs

(simple cloison) - Brique creuse de 10 cm

c. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

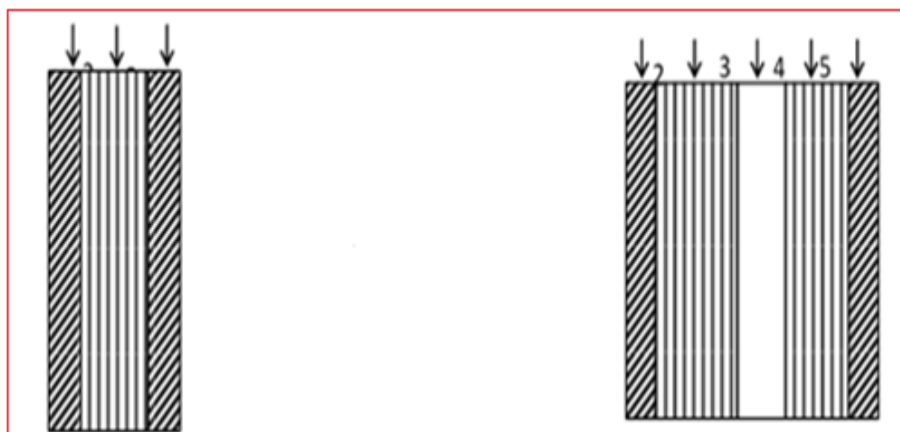


Figure II.6 : Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur

Tableau II.4: Charge et surcharge murs :

| Type de murs | Référent / Désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) |
|------------------------|------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|
| Murs extérieurs | 1. Enduit de ciment | 20 | 0.02 | 0.4 |
| | 2. Brique creuse | 9 | 0.15 | 1.35 |
| | 3. Lame d'aire | / | 0.05 | / |
| | 4. Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | 5. Enduit de plâtre | 10 | 0.015 | 0.15 |
| Total : | | | | 2.8 |
| Murs intérieurs | 1. Enduit de plâtre | 10 | 0.015 | 0.15 |
| | 2. Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | 3. Enduit de plâtre | 10 | 0.015 | 0.15 |
| Total : | | | | 1.2 |

II 3.5. L'escalier : Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

Tableau II.5 : Charge et surcharge Escalier (volée et palier) :

| Désignation | | Poids volumique | Epaisseur | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | |
|------------------|------------|-----------------|-----------|------------------------|------------------------|--|
| Volée | | | | | | |
| Paillasse | | 25 | 0.25 | 6.25 | 2.50 | |
| Les marches | | 25 | / | 5.1 | | |
| Carrelage | horizontal | 22 | 0.02 | 0.44 | | |
| | Vertical | 22 | / | 0.44 | | |
| Mortier de pose | horizontal | 20 | 0.02 | 0.40 | | |
| | vertical | 20 | / | 0.40 | | |
| Enduit de ciment | | 10 | 0.02 | 0.2 | | |
| Total : | | | | 13.23 | | |
| Palier | | | | | | |
| Palier | | 25 | 0.25 | 6.25 | | |
| Carrelage | | 22 | 0.02 | 0.44 | | |
| Mortier de pose | | 20 | 0.02 | 0.4 | | |
| Lit de sable | | 18 | 0.02 | 0.36 | | |
| Enduit de ciment | | 10 | 0.02 | 0.20 | | |
| Total | | | | 7.65 | | |

II.3.6 : Balcon à dalle pleine :

Tableau II.6 : Charge et surcharge de balcon (dalle pleine)

| Balcon | Référent & désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) | Surcharges Q (KN/m ²) |
|--------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| | 1. Poids propre de la dalle (e=15cm) | 25 | 0.15 | 3.75 | 3,5 |
| | 2. Carrelage (e=2cm) | 22 | 0.02 | 0.44 | |
| | 3. Mortier de pose (e=2cm) | 20 | 0.02 | 0.44 | |
| | 4. Enduit en ciment (e=2cm) | 10 | 0.02 | 0.2 | |
| | 6. Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 | |
| | Total : | | | | 5,15 |

❖ Garde-corps

Tableau II.7. Charge et surcharge du Garde-corps de balcon

| Garde corps | Réfèrent & désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) | Surcharges Q (KN/m ²) |
|----------------|-------------------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------------|
| | 1. Brique creuse (e=10cm) | 9 | 0.1 | 0.9 | 1 |
| | 2. Enduit en ciment (e=2×2cm) | 18 | 0.04 | 0.72 | |
| Total : | | | | 1,62 | 1 |

II.4. Pré dimensionnement des éléments principales :

II.4.1. Des poutres :

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

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91(modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**).

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 :

L_{MAX} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

A. Selon le RPA 99 (version2003) :

- 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1.1. Poutres principales (Porteuses) : $L_{\max} = 5.65\text{m}$

- **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$37,67\text{cm} \leq h \leq 56,5\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

- **Vérification selon le RPA :**

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

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$$

} les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.4.1.2. Poutres secondaires : $L_{\max} = 4.10\text{m}$

- **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- **Vérification selon le RPA :**

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

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$$

} les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.4.1.3. Poutres palières : $L_{\max} = 3.80\text{m}$

- **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$25,33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

- **Vérification selon le RPA :**

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

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$$

} les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

✓ **Le choix final :**

Tableau. II.8. Prédimensionnement finales des poutres

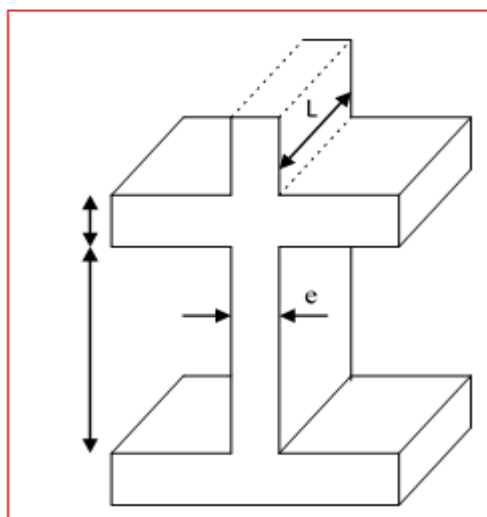
| <i>Les poutres</i> | <i>Le choix</i> |
|---------------------|-----------------|
| Poutres principales | (30x45) |
| Poutres secondaires | (30x 40) |
| poutres palières | (30x35) |

II.4.2. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P.A 99/03) :

- $e \geq 15\text{cm}$ (1).
- $e > h_e / 20$ (2).
- $L > 4 e$ (3).

h_e : Hauteur libre d'étage. Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :



$$h_e = 306 - 45 = 261\text{cm}$$

e : Epaisseur du voile.

Figure II.7: Coupes des voiles en élévation

L : Longueur du voile. h^p

$$e \geq 15\text{cm}$$

h_e On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 15\text{ cm}$**

II.4.3. Les poteaux :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 , l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b)) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que .

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

B : aire total de la section du poteau .

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** article **A.8.1.2....[1]** »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

Alors :

$$B_r = 0,066 N_u \quad \text{avec :} \quad N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02); \quad \text{On a: } a=b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$$

II.4.3.1 Charges et surcharges revenants au poteau :

Nous avons trois types de poteaux :

a) Poteau central :

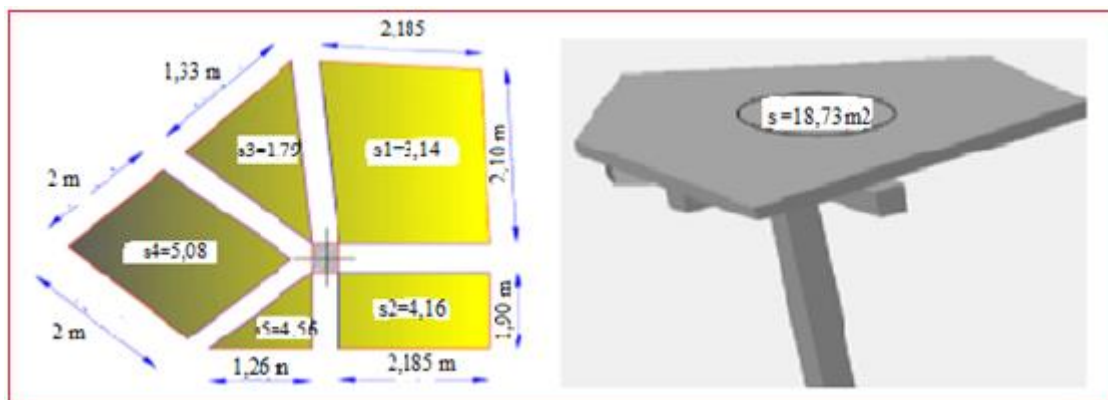


Figure II.8. Poteau central

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 18,73 \text{ m}^2$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

a.1) Niveau terrasse :

| | |
|----------------------------|--|
| Plancher à corps creux : | $6,45 \times 7,3 = 47,085 \text{ kN}$ |
| Plancher à dalle pleine : | $8,6 \times 6,35 = 54,61 \text{ kN}$ |
| Plancher à dalle machine : | $9,85 \times 5,08 = 50,038 \text{ kN}$ |

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

| | |
|----------------------|--|
| Poutre : | $(10,66) \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 35,98 \text{ kN}$ |
| Poteau | $0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ kN}$ |
| Surcharges: | $1 \times 18,73 = 18,73 \text{ kN}$ |
| G = 197,08 kN | Q = 18,73 kN |

a.2) Niveau étage courant :

| | |
|---------------------------|--|
| Plancher à corpe creux: | $5,39 \times 7,3 = 39,38 \text{ kN}$ |
| Plancher à dalle pleine : | $7,54 \times 6,35 = 47,88 \text{ kN}$ |
| L'escalie (volée+ palier) | $= 47,61 \text{ kN}$ |
| Poutre : | $(10,66) \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 35,98 \text{ kN}$ |
| Poteau | $0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ kN}$ |
| Surcharges de plancher: | $1,5 \times 13,65 = 20,475 \text{ kN}$ |
| Surcharges de lescalties: | $2,5 \times 6,55 = 16,37 \text{ kN}$ |
| G = 180,23 kN | Q = 36,85 kN |

b) Poteau de rive:

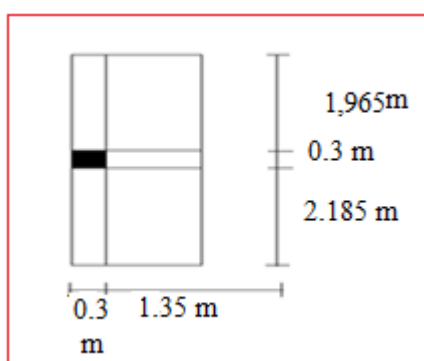


Figure II.9. Poteau de rive

Surface reprise $S_2 = 9,68 \text{ m}^2$

b.1) Niveau terrasse :

| | |
|----------------------|--|
| Plancher : | $9,68 \times 6,45 = 62,40 \text{ kN}$ |
| Poutre : | $(3,95 \times 0,30 \times 0,40 + 2,18 \times 0,30 \times 0,45) \times 25 = 19,20 \text{ kN}$ |
| Acrotère : | $4,5 \times 2,31 = 10,40 \text{ kN}$ |
| Poteau | $0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ kN}$ |
| Surcharges : | $1 \times 9,68 = 9,68 \text{ kN}$ |
| G = 101,37 kN | Q = 9,68 kN |

b.2) Niveau étage courant

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

| | |
|-------------------------------------|--|
| Plancher : | 5,39×9,68 =52,18 kN |
| Poutre : | (3,95 ×0,30×0,40+ 2,18×0,30×0,45) ×25 = 19,20 kN |
| Murs extérieures : | 3,95×2,80=11,06 kN |
| Poteau | 0,35×0,35×3,06×25=9,37kN |
| Surcharges : | 1,5×9.68= 14,52 kN |
| G =91,81 kN Q =14,52 kN | |

c) Poteau d'angle:

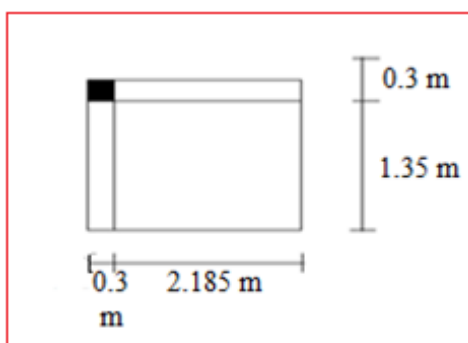


Figure II.10. Poteau d'angle

Surface reprise $S_3 = 3,06 \text{ m}^2$

c.1) Niveau terrasse :

| | |
|--------------------------------------|--|
| Plancher : | 6,45×3,06= 19,38 kN |
| Poutre : | (1.4 ×0,30×0,4+ 2,18×0,30×0,45) ×25 = 11,57 kN |
| Acrotère: | 2,31×4,10=09,47 kN |
| Poteau | 0,35×0,35×3,06×25=9,37kN |
| Surcharges: | 1×3.06= 3,06 kN |
| G = 49,79 kN Q = 3,06 kN | |

c.2) Niveau étage courant

| | |
|-------------------------------------|---|
| Plancher : | 5,39×3,06 =16,50 kN |
| Poutre : | (1.4 ×0,30×0,40+ 2,18×0,30×0,45) ×25 = 11,57 kN |
| Murs extérieures : | 3,60×2,80=10,08 kN. |
| Poteau | 0,35×0,35×3,06×25=9,37kN |
| Surcharges : | 1,5×3,06= 4,60 kN |
| G = 47,52 kN Q =4,60 kN | |

II.4.3.2. Loi de dégression :

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.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "DTR BC.2.2 charges permanentes et}$$

charges d'exploitation article 6.3"

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs **Dégression des**

charges d'exploitations :

Tableau II.9. Dégression des surcharges.

| Niveau des planchers | Surcharge | Σ surcharge | Σ surcharge (kN/m ²) |
|----------------------|-----------|--|---|
| <i>T</i> | Q_0 | $\Sigma_0 = Q_0$ | 1 |
| <i>P6</i> | Q_1 | $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$ | 2,5 |
| <i>P5</i> | Q_2 | $\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ | 3,85 |
| <i>P4</i> | Q_3 | $\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ | 5,05 |
| <i>P3</i> | Q_4 | $\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ | 6,10 |
| <i>P2</i> | Q_5 | $\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ | 7,00 |
| <i>P1</i> | Q_6 | $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ | 7,75 |
| <i>PRDC</i> | Q_7 | $\Sigma_6 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$ | 8,50 |

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

Tableau II.10. Choix des dimensions du poteau central

| N | NG(KN) | Cu NG (KN) | NQ(KN) | Cu NQ(KN) | NU | Br | a=b | RPA | choix |
|-----|--------|---------------|--------|--------------|---------|---------|--------|-------|-------|
| P8 | 197.08 | 197.08 | 18.73 | 18.73 | 294.15 | 194.14 | 15.933 | 30x30 | 30x30 |
| P7 | 180.23 | 377.31 | 36.85 | 92.12 | 647.55 | 427.38 | 22.673 | 30x30 | 30x30 |
| P6 | 180.23 | 557.54 | 36.85 | 141.87 | 965.48 | 637.22 | 27.243 | 30x30 | 30x30 |
| P5 | 180.23 | 737.77 | 36.85 | 186.09 | 1275.12 | 841.58 | 31.010 | 30x30 | 35x35 |
| P4 | 180.23 | 918 | 36.85 | 224.78 | 1576.47 | 1040.47 | 34.256 | 30x30 | 35x35 |
| P3 | 180.23 | 1098.23 | 36.85 | 257.95 | 1869.53 | 1233.83 | 37.126 | 30x30 | 40x40 |
| P2 | 180.23 | 1278.46 | 36.85 | 285.58 | 2154.30 | 1421.83 | 39.707 | 30x30 | 40x40 |
| RDC | 180.23 | 1458.69 | 36.85 | 313.22 | 2439.06 | 1609.78 | 42.122 | 30x30 | 45x45 |

Tableau II.11. Choix des dimensions du poteau de rive

| N | NG(KN) | Cu NG (KN) | NQ(KN) | Cu NQ(KN) | NU | Br | a=b | RPA | choix |
|-----|--------|---------------|--------|--------------|---------|---------|--------|-------|-------|
| P8 | 101.37 | 101.37 | 9.68 | 9.68 | 151.369 | 99.903 | 11.995 | 30x30 | 30x30 |
| P7 | 91.81 | 193.18 | 14.52 | 36.3 | 315.24 | 208.060 | 16.424 | 30x30 | 30x30 |
| P6 | 91.81 | 284.99 | 14.52 | 55.902 | 468.58 | 309.269 | 19.586 | 30x30 | 30x30 |
| P5 | 91.81 | 376.8 | 14.52 | 73.326 | 618.66 | 408.325 | 22.206 | 30x30 | 30x30 |
| P4 | 91.81 | 468.61 | 14.52 | 88.572 | 765.48 | 505.217 | 24.477 | 30x30 | 30x30 |
| P3 | 91.81 | 560.42 | 14.52 | 101.64 | 909.02 | 599.957 | 26.494 | 30x30 | 30x30 |
| P2 | 91.81 | 652.23 | 14.52 | 112.53 | 1049.30 | 692.541 | 28.316 | 30x30 | 30x30 |
| RDC | 91.81 | 744.04 | 14.52 | 123.42 | 1189.58 | 785.124 | 30.020 | 30x30 | 35x35 |

Tableau II.12. Choix des dimensions du poteau de rive

| N | NG(KN) | Cu NG (KN) | NQ(KN) | Cu NQ(KN) | NU | Br | a=b | RPA | choix |
|-----|--------|---------------|--------|--------------|---------|---------|--------|-------|-------|
| P8 | 49.79 | 49.79 | 3.06 | 3.06 | 71.806 | 47.392 | 8.884 | 30x30 | 30x30 |
| P7 | 47.52 | 97.31 | 4.6 | 11.5 | 148.618 | 98.088 | 11.903 | 30x30 | 30x30 |
| P6 | 47.52 | 144.83 | 4.6 | 17.71 | 222.085 | 146.57 | 14.106 | 30x30 | 30x30 |
| P5 | 47.52 | 192.35 | 4.6 | 23.23 | 294.517 | 194.38 | 15.942 | 30x30 | 30x30 |
| P4 | 47.52 | 239.87 | 4.6 | 28.06 | 365.914 | 241.503 | 17.540 | 30x30 | 30x30 |
| P3 | 47.52 | 287.39 | 4.6 | 32.2 | 436.275 | 287.94 | 18.968 | 30x30 | 30x30 |
| P2 | 47.52 | 334.91 | 4.6 | 35.65 | 505.603 | 333.69 | 20.267 | 30x30 | 30x30 |
| RDC | 47.52 | 382.43 | 4.6 | 39.1 | 574.935 | 379.45 | 21.479 | 30x30 | 30x30 |

Choix des sections des poteaux :

pour conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux

Tableau.II.13. Coffrages des poteaux par étage.

| Hauteur | Etages | Sections carrées (a×b)cm ² |
|---------|------------------|--|
| 3.06 | 7 ^{eme} | 30*30 |
| 3.06 | 6 ^{eme} | 30*30 |
| 3.06 | 5 ^{eme} | 30*30 |
| 3.06 | 5 ^{eme} | 35*35 |
| 3.06 | 3 ^{eme} | 35*35 |
| 3.06 | 2 ^{eme} | 40*40 |
| 3.06 | 1 ^{er} | 40*40 |
| 3.06 | RDC | 45*45 |

CHAPITRE III

Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments ; éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, et éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Le présent chapitre consacré à l'étude ; des escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont le calcul de ces éléments s'effectue conformément au règlement BAEL91 et au règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

III.2. Acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé placé au niveau de la terrasse dont le but est d'assurer la sécurité des personnes (Garde-corps) et participer au système d'étanchéité de notre bâtiment. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre **G**, et à une surcharge horizontale **Q** (main courante). Le calcul se fera à la flexion composée dont l'effort normal le poids propre **G** et à un moment issu de la surcharge d'exploitation **Q**. l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, les combinaisons de calcul seront à l'ELU et à l'ELS.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$;
- Hauteur $H=60\text{cm}$;
- Epaisseur $e=10\text{cm}$;

III.2.2. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Poids propre de l'acrotère :

$$\mathbf{G1} = \rho_b \times s = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

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

$$\mathbf{G2} = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02(0,6 + 0,5 + 0,2 + 0,17) = 0,53 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G} = \mathbf{G1} + \mathbf{G2} = 2,24 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.3. Détermination de l'effort du au séisme :

D'après l'article 6.2.3 de **RPA/V2003**, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivante la formule qui suit :

$$F_p = 4.A.C_p . W_p$$

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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,24 \quad F_p = 1,79 \text{ kN/ml}$$

III.2.4. Calcul des sollicitations :

E.L.U

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,24 = 3,02 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,79 \times 0,6 = 1,61 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,79 = 2,68 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,24 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1,5 \times 0,6 = 1,07 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,79 \text{ KN}$$

III.2.5.Ferraillage :

$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; c = c' = 3 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$
 $d = 0,9h = 9 \text{ cm}.$

III.2.5.1. Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_2$$

Avec

- **e₁**: Excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$
- **e_a** : Excentricité accidentelle.
- **e₂**: Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement ;

$$e_2 = \frac{3Lf}{10 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

α : Rapport de moment de 1^{er} ordre du aux charges permanentes { $\alpha=0$ } ;

ψ : Rapport de la déformation finale due au fluage { $\psi =2$ }.

a) Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$$

$$\text{On a: } \begin{cases} Mu = 1,61 \text{ KN.m} \\ Nu = 3,02 \text{ KN} \\ e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{1}{250} \text{cm} \right] = \left[2\text{cm}; \frac{60}{250} \text{cm} = 0.24\text{cm} \right] = 2\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$e_1 = \frac{1,61}{3,02} + 0,02 = 0,53\text{m} = 55,3\text{cm}$$

b) Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

$$\text{On a: } \begin{cases} Lf = 2 \times L = 2 \times 60 = 120\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \\ \alpha = 0 \end{cases} \quad \psi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.002\text{m} = 0.2\text{cm}$$

Alor :

$$e = 55,3 + 0,2 = 55,5 \quad \Rightarrow \mathbf{e=55,5\text{cm.}}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3\text{cm}} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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 .

III.2.5.2. Calcul d'armature :

Le moment fictif : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,41 kN.m$

Tableau III.1. Ferrailage à L.E.L.U:

| | Mf(kn.m) | μ | $\mu < \mu_{ur}$ | As'(cm ²) | α | Z(cm) | As(cm) |
|-----------------|---------------|--------------|------------------|-----------------------|--------------|-------------|-------------|
| Acrotère | 1.6704 | 0.014 | Oui | 0 | 0.017 | 8.93 | 0.51 |

Choix : 4HA8 ; As = 2.01 cm² ; St = 30 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8 ; As = 2.01cm² ; St = 15 cm

III.2.2.3. Vérification de la section d'acier selon «BAEL91modifié 99..[1]»

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

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

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4MPa\} \\ \tau_u = 0.0335 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

III.2.3. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,07}{2,24} = 47,77 \text{ cm}$$

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

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

On a : $C = d - e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Donc :} \quad e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51,77 \text{ cm}$$

Alors :

$$C = d - e_A = 9 - 51,77 = -42,77 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

b) Calcul la distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y_c »

D'après le **BAEL 91 modifié 99** on doit donc résoudre l'équation suivant :

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

$$\text{Avec :} \begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient d'équivalence du béton armé.} \\ p = -3c^2 + 6n \cdot (c - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -5476,96 \text{ cm}^2 \\ q = -2c^3 - 6n \cdot (c - c')^2 \cdot \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 147837,98 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,48 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,45$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -84,87$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 51$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 33,45$$

La solution qui convient est : $y_c = 51 \text{ cm}$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 51 - 42,77 = 8,23 \text{ cm}$$

Donc :
$$\begin{cases} y_{ser} = 8,23 \text{ cm} \\ y_c = 51 \text{ cm} \end{cases}$$

Le moment d'inertie : $n=15$

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

Contrainte de béton

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

Contraintes de l'acier

($\eta = 1,6$ pour les aciers HA)

$$\begin{cases} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Acier comprimé} \end{cases}$$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS

| | N _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) σ _s | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} σ _s ≤ σ̄ _s |
|-------|----------------------------|--------------------------------------|--|-------------------------|---|--|
| Béton | 2,24 | 2,01 | $\begin{cases} y_{ser} = 8,23 \text{ cm} \\ y_c = 51 \text{ cm} \end{cases}$ | 18599,08 | 0,50 | CV |

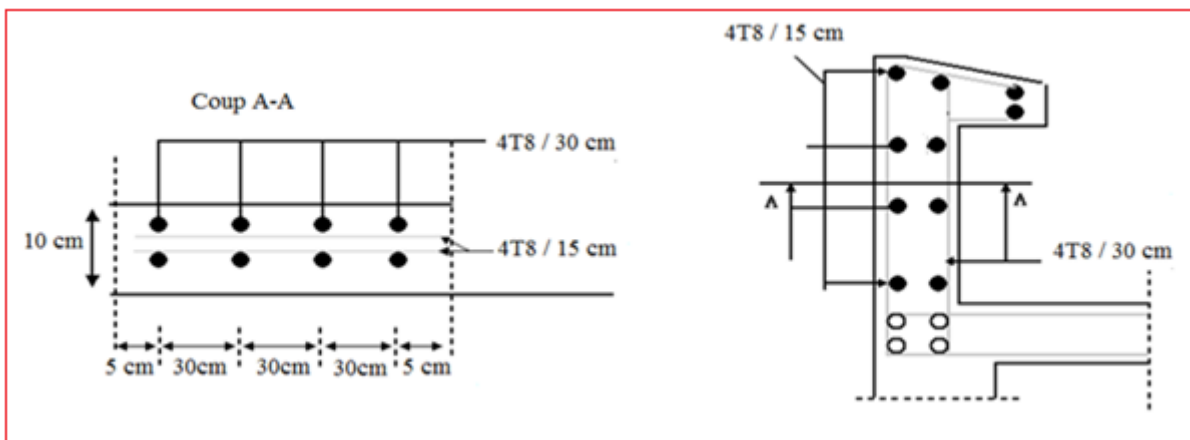


Figure III.1. Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers :

III.3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ rôle de résistance, supporter les charges appliquées ;
- ✓ rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux ;
- ✓ plancher à dalle pleine ;
- ✓ plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants à usage (habitation, administratif, ...), il est constitué de corps creux qui servent de coffrage perdu (aucun rôle de résistance) et des nervures (poutrelles) en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Dans notre étude on opte deux types des planchers à corps creux et en dalle pleine.

III.3.2. Plancher à corps creux :

III.3.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis

▪ Méthodes de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

a. Méthode forfaitaire :

a.1. Domaine d'application :

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

a.2. Exposé de la méthode :

a.2.1. Moment sur travée :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : 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.

a.2.2. Moment sur appuis :

- $M=0.2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive.
- $M=0.6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

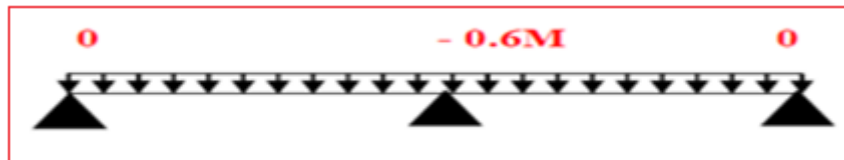


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

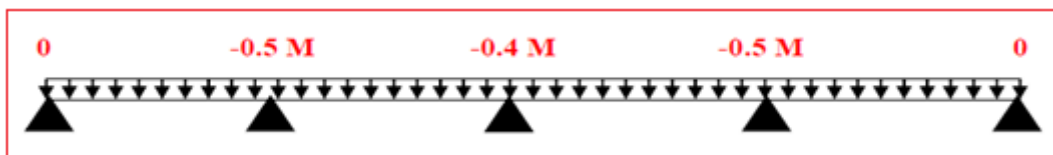


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

a.2.3. L'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

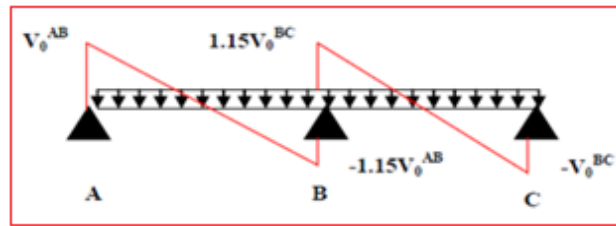


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

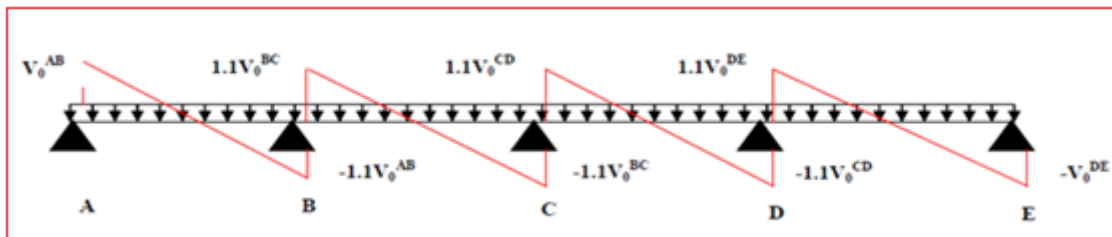


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

NB : Si l'une des 4 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b. 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.

b.1.Exposé de la méthode :

1. Moment sur appuis :

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

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

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

2. Moment en travée :

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) l$$

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

Avec :

M_0 : 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.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

3. 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.

III.3.2.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

➤ **Plancher terrasse :**

$$G=6,45 \times 0,65 = 4,20 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G=5,39 \times 0,65 = 3,50 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

a. Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } p_u = 1,35G + 1,5Q = 6,63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } p_{ser} = G + Q = 4,84 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$\text{E.L.U : } p_u = 1,35G + 1,5Q = 6,19 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } p_{ser} = G + Q = 4,47 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.3 : Résultat des charges revenant aux poutrelles

| Désignation | G(kN/m ²) | Q (kN/m ²) | qu(kN/m ²) | qs(kN/m ²) | Pu(kN/m) | Ps(kN/m) |
|---------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------|----------|
| Terrasse | 6.45 | 1 | 10.2075 | 7.45 | 6.634 | 4.84 |
| Etage courant | 5.39 | 1.5 | 9.5265 | 6.89 | 6.192 | 4.47 |

Les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées. Nous avons (04) types de poutrelles :

(1) Poutrelles à deux travées

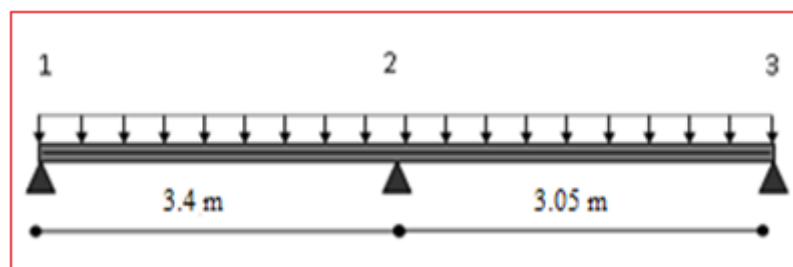


Figure III.6. Poutrelles à deux travées

(2) Poutrelles à trois travées

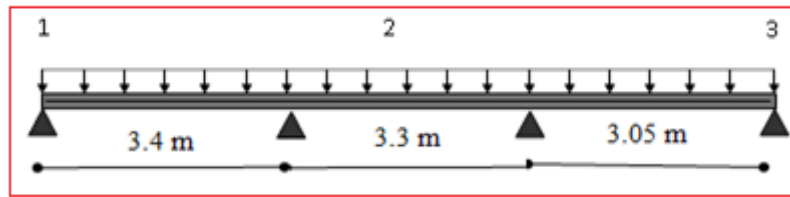


Figure III.7. Poutrelles à trois travées

(3) Poutrelles à quatre travées

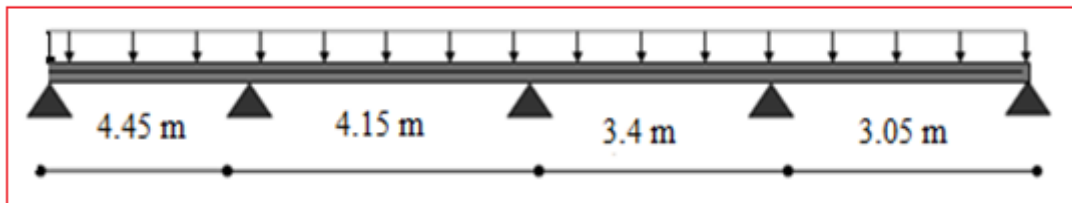


Figure III.8. Poutrelles à quatre travées

(4) Poutrelles à cinq travées

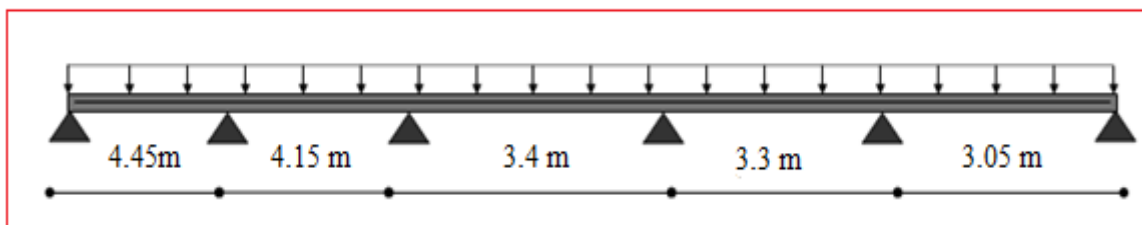


Figure III.9. Poutrelles à cinq travées

Exemples de calcul :

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

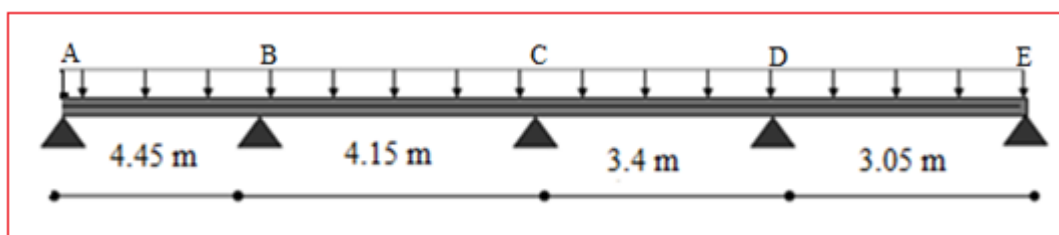


Figure III.10. Poutrelles à quatre travées

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.75, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 4.45/4.15 = 1.07$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 4.15/3.4 = 1,22$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée
- $l_i / l_{i+1} = 3.4/3.05 = 1.11$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée
- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b. Calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$P_u = 6.64 \text{ KN/m}^2$

À l'ELS :

$P_s = 4.97 \text{ KN/m}^2$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• **Calcul des moments isostatiques :**

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8}$$

Tableau III.4 : Résultat des moments isostatique

| Travée | M_0 (ELU) kN.m | M_0 (ELS) kN.m |
|--------|------------------|------------------|
| A-B | 16.43608 | 12.3023 |
| B-C | 14.29468 | 10.69948 |
| C-D | 9.5948 | 7.18165 |
| D-E | 7.721075 | 5.779178 |

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,20 M_0$

À PLEU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times (16,44; 14,29) = - 8,22 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times (14,29; 09,59) = - 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times (09,59; 07,72) = - 4,80 \text{ KN.m}$$

À PLES :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times (12,30; 10,69) = - 6,15 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times (10,69; 07,18) = - 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times (07,18 ; 05,78) = - 02,89 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6.45+1} = 0,13$$

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

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

A ELU :

Travée A-B :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,2M_0 - 0,5M_0}{2} = 19,723 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.02+0.3 \times 0.13) \frac{M_0}{2} = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2}) = 19,723 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,5M_0 - 0,4M_0}{2} = 13,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0.13) \frac{M_0}{2} = 7,432 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2}) = 13,74 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,4M_0 - 0,5M_0}{2} = 9,614 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 4,988 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 9,614 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,5M_0 - 0,2M_0}{2} = 6,476 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1,02+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 4,092 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 6,476 \text{ KN.m}$$

A ELS :

Travée A-B :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,2M_0 - 0,5M_0}{2} = 14,762 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1,02+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 14,762 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,5M_0 - 0,4M_0}{2} = 10,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 5,563 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 10,28 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,4M_0 - 0,5M_0}{2} = 6,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 3,734 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 6,85 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t \geq 1,05 M_0 - \frac{0,5M_0 - 0,2M_0}{2} = 5,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1,02+0,3 \times 0,13) \frac{M_0}{2} = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 5,20 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

$$V_0 = \frac{P \times L}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{6,64 \times 4,45}{2} = 14,774 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = -1,1 \times \frac{6,64 \times 4,45}{2} = -16,251 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = 1,1 \times \frac{6,64 \times 4,15}{2} = 15,155 \text{ KN}$$

$$V_C = -1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = -1,1 \times \frac{6,64 \times 4,15}{2} = -15,155 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = 1,1 \times \frac{6,64 \times 3,4}{2} = 12,416 \text{ KN}$$

$$V_D = -1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = -1,1 \times \frac{6,64 \times 3,4}{2} = -12,416 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = 1,1 \times \frac{6,64 \times 3,05}{2} = 11,138 \text{ KN}$$

$$V_E = -1,1 \times \frac{Pu \times L}{2} = -1,1 \times \frac{6,64 \times 3,05}{2} = -10,126 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à 04 travées :

| qu(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 6.64 | 1--2 | 4.45 | 16.43 | -3.28 | -8.21 | 19.72 | 14.77 | 14.77 | -16.25 |
| 6.64 | 2--3 | 4.15 | 14.29 | -7.14 | -5.71 | 13.75 | 13.77 | 15.15 | -15.15 |
| 6.64 | 3--4 | 3.4 | 9.59 | -3.83 | 4.79 | 9.61 | 11.28 | 12.41 | -12.41 |
| 6.64 | 3--5 | 3.05 | 7.72 | -3.86 | -1.54 | 6.47 | 10.12 | 11.13 | -10.12 |

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à 04 travées :

| qs(kn/m) | travée | L(m) | Mo (kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|--------------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 4.97 | 1--2 | 4.45 | 12.30 | -2.46 | -6.15 | 14.76 | 11.05 | 11.05 | -12.16 |
| 4.97 | 2--3 | 4.15 | 10.69 | -5.34 | -4.27 | 10.29 | 10.31 | 11.34 | -11.34 |
| 4.97 | 3--4 | 3.4 | 7.18 | -2.87 | 1.43 | 6.84 | 8.44 | 9.29 | -9.29 |
| 4.97 | 3--5 | 3.05 | 5.77 | -2.88 | -1.15 | 5.20 | 7.57 | 8.33 | -7.57 |

Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant en KN.m:

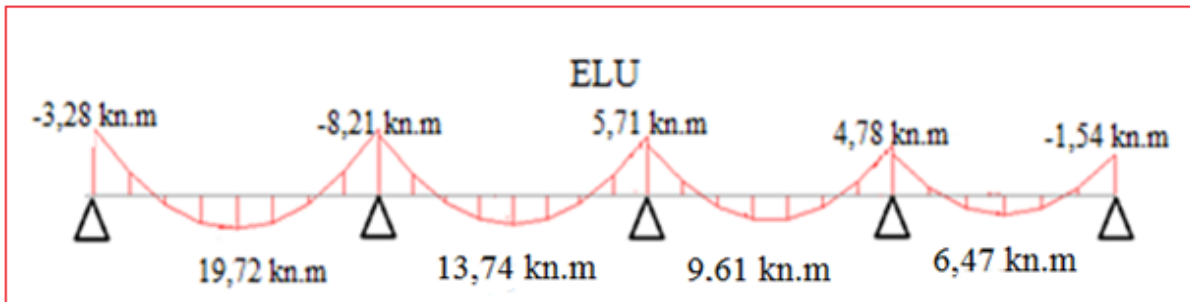


Figure III.11. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées à E.L.U

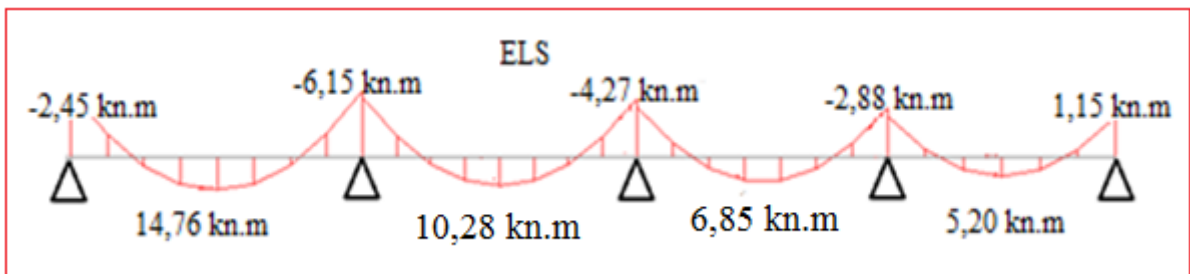


Figure III.12. Diagramme des moments fléchissant à cinq travées à E.L.S

- Effort tranchant en KN :

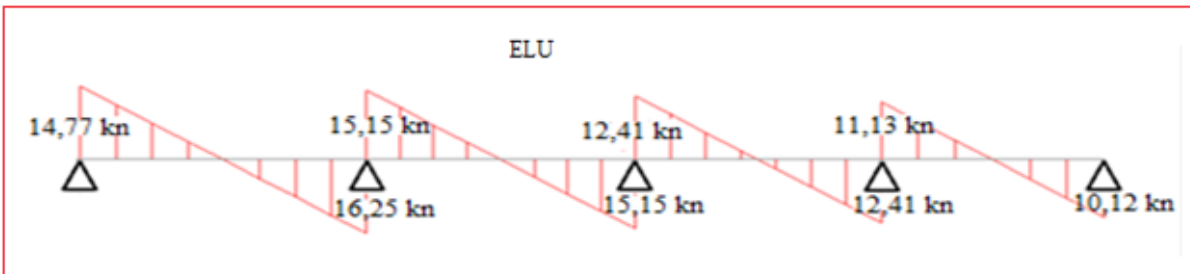


Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants à cinq travées à E.L.U

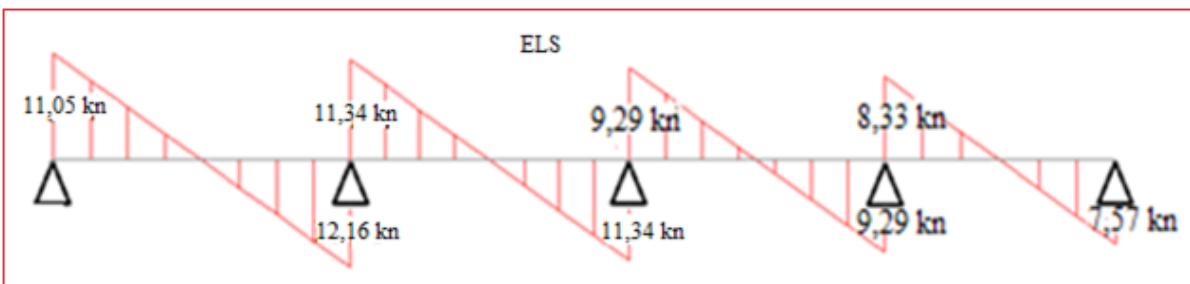


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants à cinq travées à E.L.S

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 02 travée :

| qu(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 6.64 | 1--2 | 3.4 | 9.59 | -1.91 | 5.75 | 10.07 | 11.28 | 11.28 | 12.98 |
| 6.64 | 2--3 | 3.05 | 7.72 | -5.75 | -1.54 | 8.10 | 10.12 | -11.64 | -10.12 |

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 02 travée :

| qs(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 4.97 | 1--2 | 3.4 | 7.18 | -1.43 | -3.46 | 8.55 | 8.44 | 8.44 | 9.71 |
| 4.97 | 2--3 | 3.05 | 5.77 | -4.30 | -1.15 | 4.49 | 7.57 | -8.71 | -7.57 |

Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant en KN.m:**

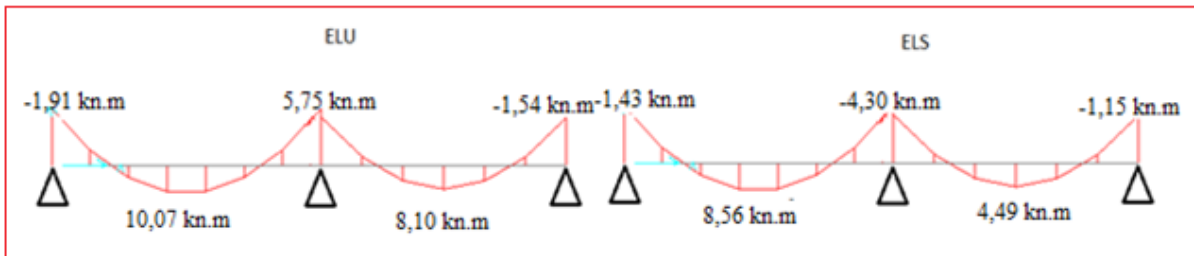


Figure III.15. Diagramme des moments fléchissant à deux travées à E.L.U et E.L.S

- **Effort tranchant en KN :**

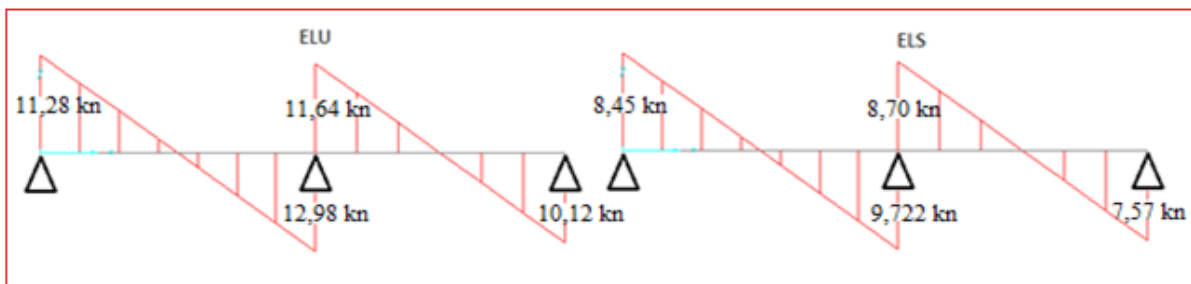


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant à deux travées à E.L.U et E.L.S

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher a 03 travée :

| qu(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 6.64 | 1--2 | 3.4 | 9.59 | -1.91 | -4.79 | 12.95 | 11.28 | 11.28 | -12.41 |
| 6.64 | 2--3 | 3.3 | 9.03 | -4.51 | -4.51 | 9.49 | 10.95 | 12.05 | -12.05 |
| 6.64 | 3--4 | 3.05 | 7.72 | -3.86 | -1.54 | 5.790 | 10.12 | 11.13 | -10.12 |

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher a 03 travée :

| qs(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 4.97 | 1--2 | 3.4 | 7.18 | -1.43 | -3.59 | 8.61 | 8.44 | 8.44 | -9.29 |
| 4.97 | 2--3 | 3.3 | 6.76 | -3.38 | -3.38 | 7.10 | 8.20 | 9.02 | -9.02 |
| 4.97 | 3--4 | 3.05 | 5.77 | -2.89 | -1.15 | 5.20 | 7.57 | 8.33 | -7.57 |

Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant en KN.m :

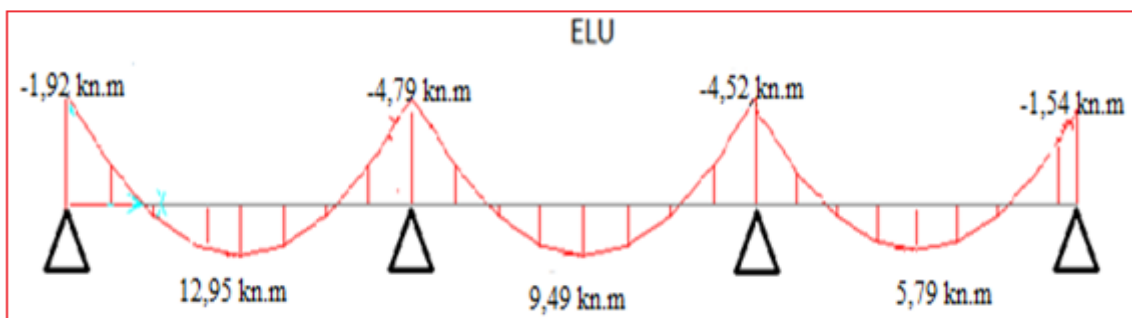


Figure III.17. Diagramme des moments fléchissant a trois travées a ELU

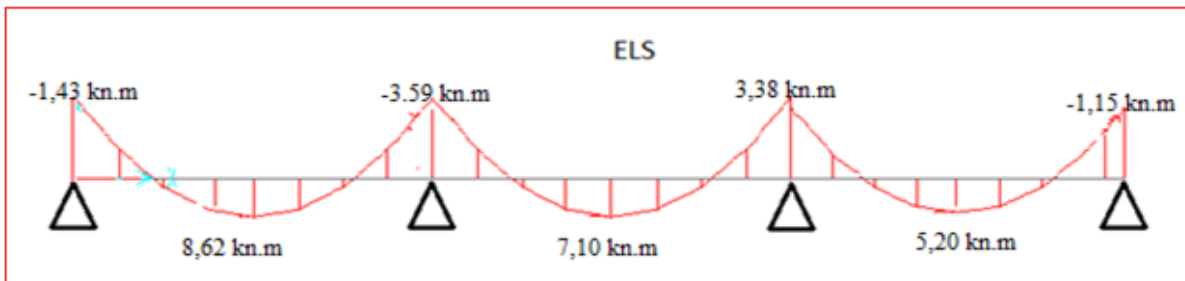


Figure III.18. Diagramme des moments fléchissants à trois travées pour E.L.S

- Effort tranchant en KN:

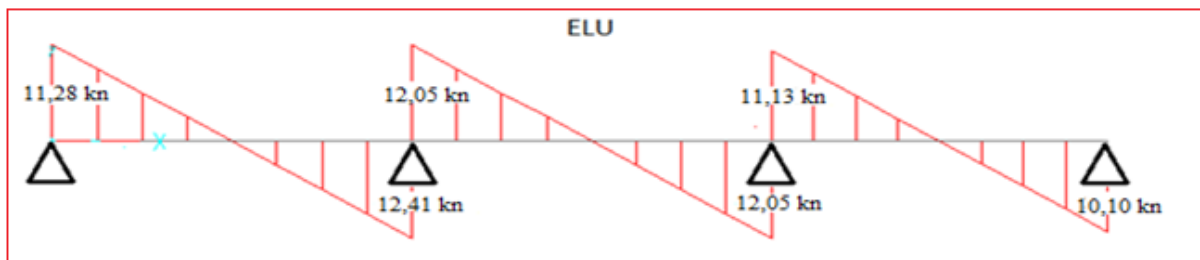


Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants à trois travées (E.L.U)

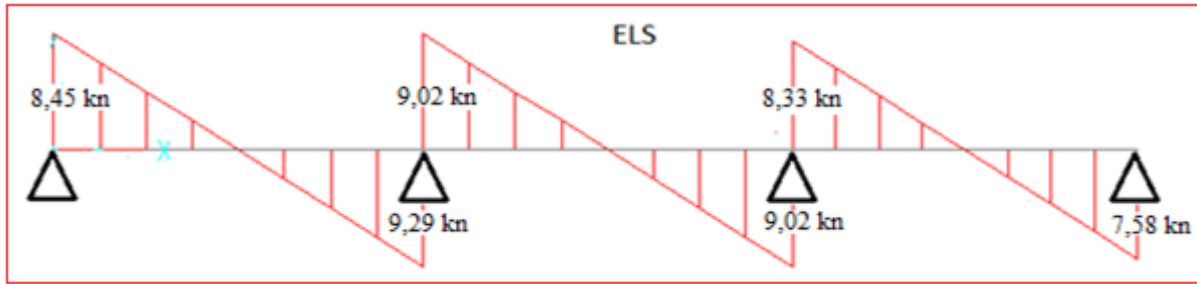


Figure III.20. Diagramme des efforts tranchants à trois travées (E.L.S)

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher à 05 travées

| qu(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 6.64 | 1--2 | 4.45 | 16.43 | -3.28 | -8.21 | 19.72 | 14.77 | 14.77 | -16.25 |
| 6.64 | 2--3 | 4.15 | 14.29 | -7.14 | -5.71 | 14.29 | 13.77 | 15.15 | -15.15 |
| 6.64 | 3--4 | 3.4 | 9.59 | -3.83 | -3.83 | 10.07 | 11.28 | 12.41 | -12.41 |
| 6.64 | 3--5 | 3.3 | 9.03 | -3.61 | -4.51 | 9.94 | 10.95 | 12.05 | -12.05 |
| 6.64 | 3--6 | 3.05 | 7.72 | -3.86 | -1.54 | 6.94 | 10.12 | 11.13 | -10.12 |

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher à 05 travées

| qs(kn/m) | travée | L(m) | Mo(kn.m) | Mg(kn.m) | Md(kn.m) | Mt(kn.m) | Vo(kn) | Vg(kn) | Vd(kn) |
|----------|--------|------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|--------|
| 4.97 | 1--2 | 4.45 | 12.30 | -2.46 | -6.15 | 12.92 | 11.05 | 11.05 | -12.16 |
| 4.97 | 2--3 | 4.15 | 10.69 | -5.34 | -4.27 | 11.23 | 10.31 | 11.34 | -11.34 |
| 4.97 | 3--4 | 3.4 | 7.18 | -2.87 | -2.87 | 7.540 | 8.44 | 9.29 | -9.29 |
| 4.97 | 3--5 | 3.3 | 6.76 | -2.70 | -3.38 | 7.10 | 8.20 | 9.02 | -9.02 |
| 4.97 | 3--6 | 3.05 | 5.77 | -2.88 | -1.15 | 6.06 | 7.57 | 8.33 | -7.57 |

Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant en KN.m:

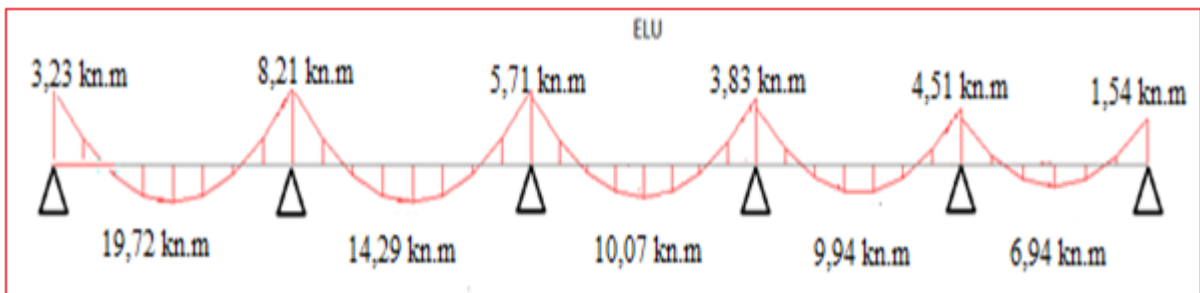


Figure III.21. Diagramme des moments fléchissants à cinq travées (E.L.U)

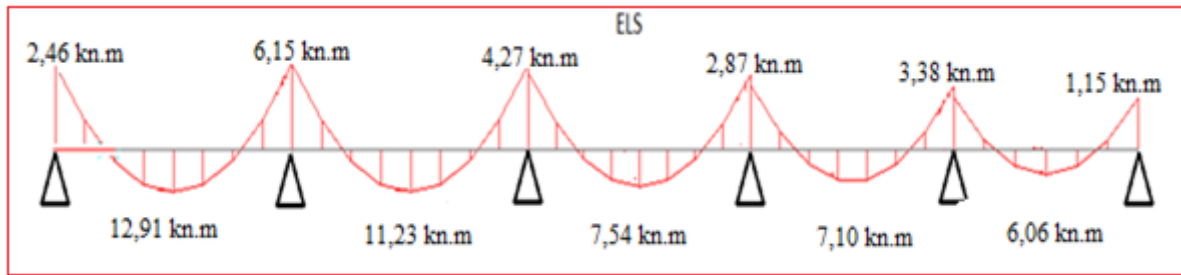


Figure III.22. Diagramme des moments fléchissants à cinq travées (E.L.S)

- Effort tranchant en KN :

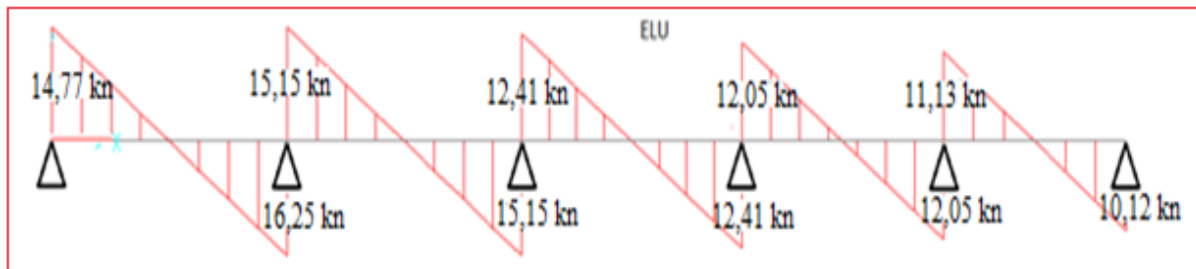


Figure III.23. Diagramme des efforts tranchants à cinq travées (E.L.U)

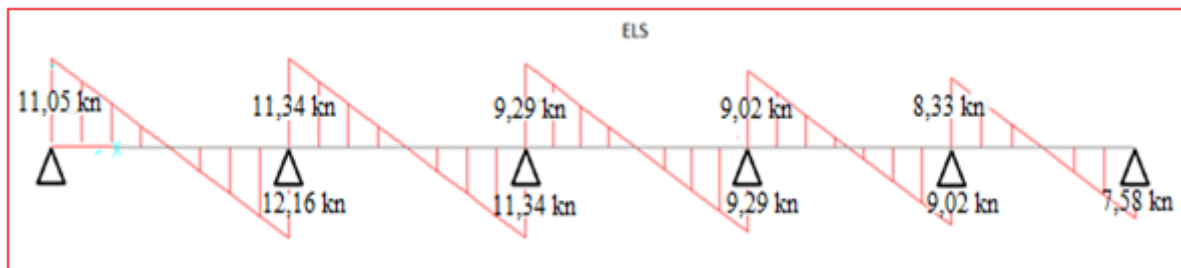


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants à cinq travées (E.L.S)

III.3.2.3. Calcul du ferrailage :

On considère 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 :

$$\text{E.L.U} : M_t^{\max} = 19,72 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8,21 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 14,77 \text{ kN}$$

E.L.S : $M_{tser}^{max}=12,91 \text{ kN.m}$

$M_{aser}^{max}=6,15 \text{ kN.m}$

$T_s^{max}=11,06 \text{ kN}$

a. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 71,38 \text{ kNm}$$

Le calcul des sections en forme de “Té” s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- 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

On a : $M_u = 19,72 \text{ kN.m} < M_{tab} = 71,38 \text{ kN.m}$

Alors : l’axe neutre est dans la table de compression. 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, on aura :

Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.

| $M_u(\text{kN.m})$ | μ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'(\text{cm}^2)$ | α | $Z(\text{cm})$ | $\mu < 0,186$ | ζ_s | $\sigma_s(\text{MPa})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ |
|--------------------|-------|---------------|---------------------|----------|----------------|---------------|-----------|------------------------|--------------------|
| 19,72 | 0,066 | Oui | 0 | 0,085 | 17,38 | Oui | 10‰ | 348 | 3,26 |

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41\text{cm}^2$$

$A_t > A_{smin}$ Condition vérifiée.

Choix : 3T12 ($A_s=3,39\text{cm}^2$)

a. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 8,21 \text{ kNm} < M_{tab} = 71,38 \text{ kNm}$

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

Tableau III.14. Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures sur appuis.

| $M_{ap}(\text{kNm})$ | μ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'(\text{cm}^2)$ | α | $Z(\text{cm})$ | $\mu < 0,186$ | ζ_s | $\sigma_s(\text{MPa})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ |
|----------------------|-------|---------------|---------------------|----------|----------------|---------------|-----------|------------------------|--------------------|
| 8,21 | 0,028 | Oui | 0 | 0,035 | 17,75 | Non | 6,55 ‰ | 348 | 1,33 |

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,33 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$)

III.3.2.4. Vérifications :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 14,77 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,684 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

b. Vérification aux voisinages des appuis :

Appuis de rives :

▪ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 16,25 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,25 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,84 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

▪ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{15,15 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,78 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 ((15,15 - 8,21) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d)$$

Vérifiée

➤ **Ferraillage transversal :**

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]** » :

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

« **RPA 99 version 2003[3]** »

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

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

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

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

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

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

. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

▪ **Vérification des contraintes du béton**

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l’axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

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, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

▪ **Détermination de l’axe neutre :**

On suppose 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 : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65cm$ (travée) ; $b_0 = 15cm$ (appuis) ; $c = c' = 2cm$

y : Est 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.15. Tableau récapitulatif pour la vérification à l’ELS.

| | $M_{ser}(kN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | $A'_s(cm^2)$ | $Y(cm)$ | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | Vérification |
|---------------|-----------------|-------------|--------------|---------|-----------|--------------------|--------------|
| Travée | 12,91 | 3,39 | 0 | 9,16 | 20617,18 | 5,73 | Vérifiée |
| Appuis | 6,15 | 1,92 | 0 | 7,15 | 9392,05 | 4,68 | Vérifiée |

c. Vérification de la flèche :

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

$$M_{ser}=4,96\text{Kn.m} ; T_u^{\max}=13,34\text{Kn.m} ; A_s=3,39\text{cm}^2 ; f_e=400\text{MPa}.$$

| | | | |
|--|--------|---|---------------------|
| $\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | | $\bullet \frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625$ | <i>vérifiée</i> |
| $\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ | Alors: | $\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0156 > 0,0105$ | <i>non.vérifiée</i> |
| $\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ | | $\bullet \frac{h}{L} = 0,044 < 0,038$ | <i>non vérifiée</i> |

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,89 \text{ cm} \quad (L = 4,45 \text{ m})$$

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 » :**

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

▪ **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

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

▪ **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

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

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

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

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

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.16. Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.

| M_{ser} (kN.m) | A_s (cm ²) | Y_1 (cm) | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm ⁴) | I_{fi} (cm ⁴) | I_{fv} (cm ⁴) |
|---------------------|-----------------------------|---------------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 12,91 | 3,39 | 6,20 | 211,57 | 2,62 | 1,05 | 0,946 | 22756,40 | 7196,18 | 24884,20 |

▪ **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**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,105cm \quad (L = 4,45 m)$$

▪ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0.96cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,146cm < \bar{f} = 0,89cm \quad \text{vérifiée}$$

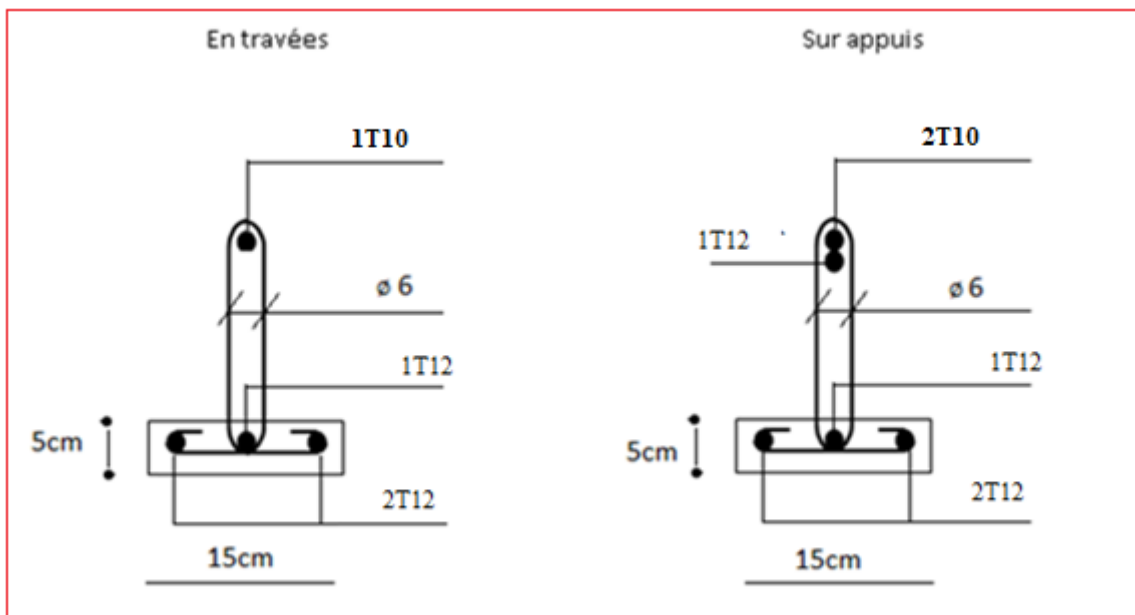


Figure III.25. Disposition constructive des armatures des poutrelles

III.3.2.5 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.

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

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR) ; $A_2 = \frac{A_1}{2}$

$F_e=235MPa$ (quadrillage de TS.TIE235 $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=1,1cm^2/ml$; $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,55cm^2$

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

Armatures de répartitions :

Soit : $6 \varnothing 5=1,18cm^2 \rightarrow S_t=20cm$

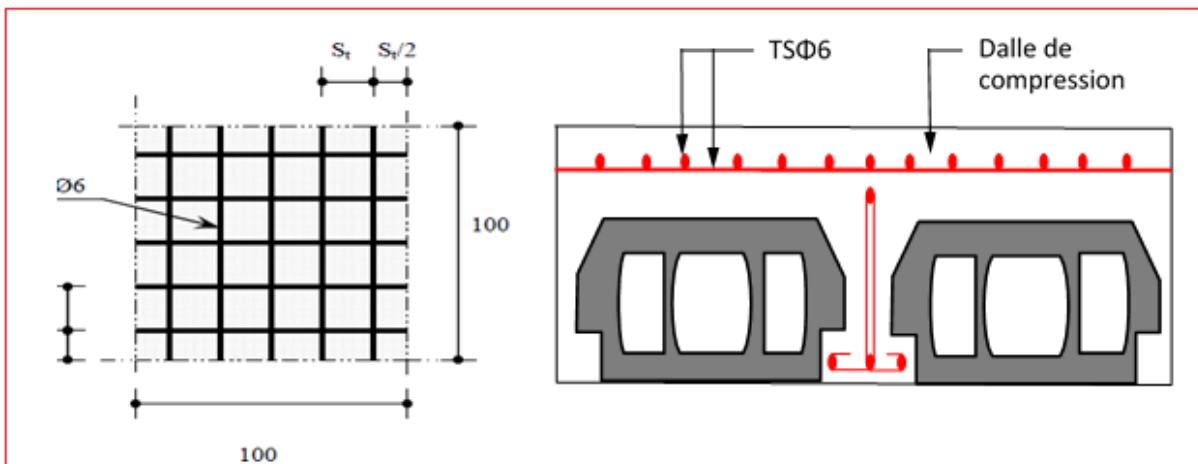


Figure III.26. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.3. Plancher a dalle pleine

III.3.3.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cet élément est appuyé sur les poutres, et il travaillé dans une seule ou deux directions. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle :

- ✓ Dalle appuyée sur 04 appuis
- ✓ Dalle appuyée sur 03 appuis

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des moments dans les deux sens :

- ◆ Abaque de Pigeaud
- ◆ L'annexe F3 des règles **CBA93**

L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens, pour le calcul on va utiliser la méthode donnée par le **CBA93** qui consiste à déterminer les moments de flexion.

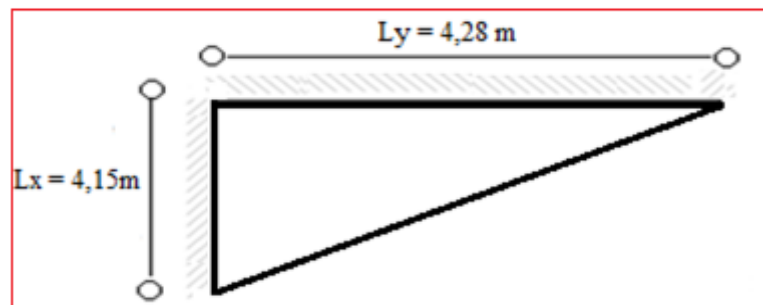


Figure III.27. Dimension de la dalle pleine

III.3.3.2 Principe de la méthode

En fonction du rapport des dimension en plan ($\alpha = l_x/l_y$) mesuré entre nus d'appuis, et du coefficient de poisson ν du matériau, les tableaux de **BARES** nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y , le calcul se fait à l'ELU avec $\nu=0$ et à l'ELS avec $\nu=0.2$

III.3.3.3. Pré dimensionnement de la dalle pleine

- **Epaisseur de la dalle :** $e = 15\text{cm}$: (voire chapitre II)

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{415}{428} = 0.96$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ Dalle continue travaille dans les deux sens

III.3.3.4. Détermination des charges et surcharges

a. Charge permanente et d'exploitation

Plancher terrasse : $G = 7,35 \text{ kN/m}^2$: $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant : $G = 6,29 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

b. Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

E.L.U : $p_u = 1,35G + 1,5Q = 11,42 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $p_{ser} = G + Q = 8,35 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant :

E.L.U : $p_u = 1,35G + 1,5Q = 10,74 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $p_{ser} = G + Q = 7,79 \text{ kN/m}^2$

III.3.3.5. Détermination des moments

▪ Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

▪ Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{D'après le BAEL 99.} \begin{cases} \alpha = 0.96 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.041 \times 11,42 \times 4,15^2 = 8,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.911 \times 8,06 = 7,35 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

▪ Pour une bande de 1m

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 0.75 \times 8,06 = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 0,75 \times 1,057 = 5,51 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{aX} = -0.5.M_x = -0.5 \times 8,06 = -4,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{aY} = -0.5.M_x = -0.5 \times 7,35 = -3,67 \text{ KN.m}$$

III.3.3.6 Calcul de la section d'armature

$$b = 100 \text{ cm} , h = 15 \text{ cm} , d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\diamond \phi_{MAX} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{MAX} = 14 \text{ mm}$$

$$\diamond \mu = \frac{M_{t_x}}{\sigma_b . b . d^2}$$

$$dy = dx - \frac{(\phi_x - \phi_y)}{2}$$

On suppose que nous utilisons des $\phi 12 \Rightarrow dy = 12.3 \text{ cm}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min x} = \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} . b . d$$

$$\diamond \text{ avec : } P_0 = 0,8\% (FeE400) , \alpha = 0.96$$

$$A_{\min x} = \frac{0.8 . (3 - \alpha)}{2 . 1000} . 100 . 13,5 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} . b . d$$

$$\diamond \text{ avec : } P_0 = 0,8\% (FeE400) , \alpha = 0.96$$

$$A_{\min y} = \frac{0.8 . (3 - \alpha)}{2 . 1000} . 100 . 12.3 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ Espacement : } e = \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33$$

Tableau III.17 : Ferrailage de la dalle pleine

| | Sens X | | Sens Y | |
|---------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | En travée | sur appui | En travée | sur appui |
| Mu (kn.m) | 6.06 | 4.04 | 5.51 | 3.67 |
| μ | 0.023 | 0.015 | 0.025 | 0.017 |
| α | 0.03 | 0.019 | 0.031 | 0.021 |
| Z (cm) | 13.34 | 13.39 | 12.14 | 12.19 |
| As (cm ²) | 1.3 | 0.87 | 1.3 | 0.86 |
| As min (cm ²) | 1.1 | 1.1 | 1 | 1 |
| choix | 4T12 | 4T12 | 4T12 | 4T12 |
| As choisie | 4.52 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| St(cm) | 25 | 25 | 25 | 25 |
| vérifié | ok | ok | ok | ok |

III.3.3.7 Vérification

a. Calcul de l'effort tranchant

$$\text{Sens } L_x : V_x = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = \frac{11.42 \times 4.15 \times 4.28}{3 \times 4.28} = 15,79 \text{KN}$$

$$\text{Sens } L_y : V_y = \frac{P.L_x.L_y}{(2L_y + L_x)} = \frac{11.42 \times 4.15 \times 4.28}{2 \times 4.28 + 4.15} = 15.96 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } V_u = V_y = 15,96 \text{KN}$$

$$\tau_u = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15,96 \times 10}{100 \times 13,5} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{verifié}$$

b. Etat limite de service

$$P_s = 8,35 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \alpha = 0.96 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$$

Donc :

$$M_x = 0.0475 \times 8.35 \times 4.15^2 = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.939 \times 6.83 = 6,41 \text{ KN.m}$$

D'après **BAEL99 (p-68)** [1] on a :

▪ **Moment en travée :**

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 4,81 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = -0.5.M_x = -3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5.M_y = -3.21 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :(sens X)**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \cdot \frac{A_s}{b} = 15 \cdot \frac{4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0.678 \times 13.5 = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.30} = 3.65 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A_s.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3.65)^3 + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5.12 \cdot 10^6}{8199.03} = 0,0624 \text{ N / mm}^3$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,0624 \times 36,5 = 2,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c_{28}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

▪ **Position de l'axe neutre :(sens Y)**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A_s}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,30 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 18,30} = 3,65 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A_s.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,65)^3 + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,81 \times 10^6}{8199,03} = 0,0586 \text{ N / mm}^3$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,0586 \times 36,5 = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c_{28}} = 12 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenables.

❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x}$$

$$\frac{15}{415} = 0,036 > \frac{6,06}{20 \times 8,06} = 0,035 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0034 < 0,005 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

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

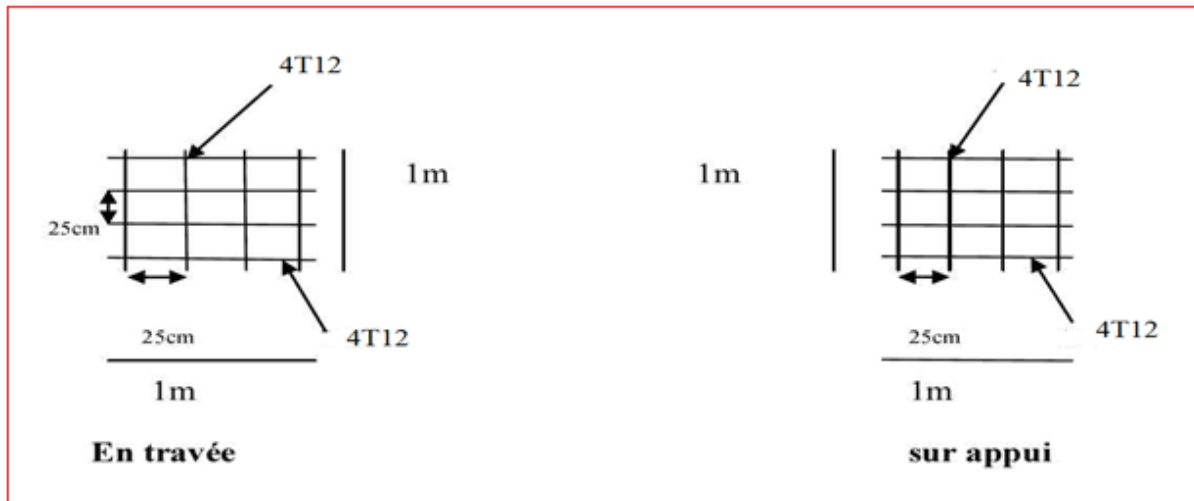


Figure III.28. Ferrailage de la dalle pleine

III.4. Escaliers :

III.4.1 Définition :

- ✓ Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont constitués de dalle inclinée (paillasse) et de dalle horizontale (palier), sont coulés sur place. Pour notre construction on a un escalier à deux volées avec palier intermédiaire.

a. Caractéristiques techniques

Hauteur : $H=3,06$ m .

Giron : $g=30$ cm .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a : } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$$

$$\text{Pour : } h = 17\text{cm} \Rightarrow \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow \text{on aura } \mathbf{18} \text{ contre marches} \Rightarrow \mathbf{9} \text{ contres marches par volée}$$

$$\left(\frac{L}{30} = \frac{240}{30} = 8 \right) \text{ il Ya } 8 \text{ marches dans volées}$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

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

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,62^\circ$$

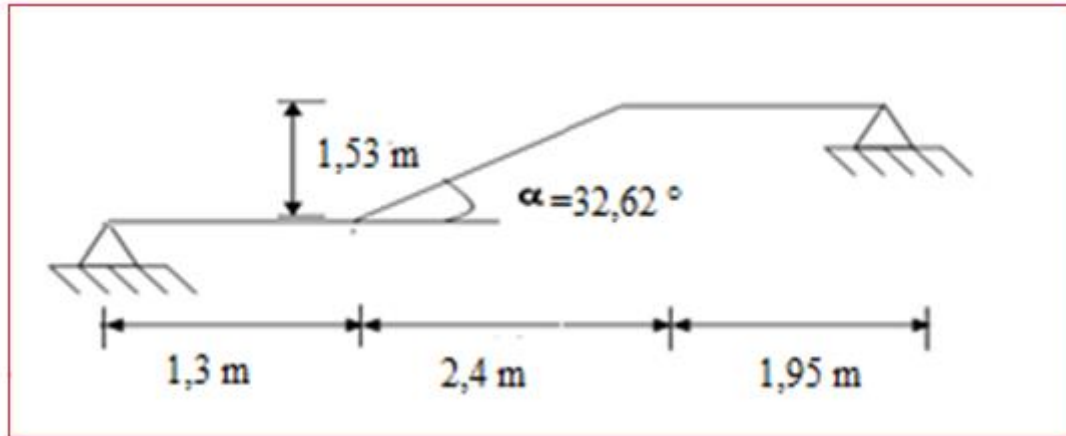


Figure III.29. Schéma statique de l'escalier

c. L'épaisseur de la paillasse : $e = 25$ cm

III.4.2. Evaluation Des Charges

a. Palier :

1. Charges permanente : $G_1 = 7,65 \text{ KN/m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

b. volée :

1. Charges permanente : $G_2 = 13,23 \text{ KN/m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

III.4.3. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} : q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 \qquad q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser1} = G_1 + Q_1 \qquad q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.18. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.

| | ELU | ELS |
|---------------|-------|-------|
| q_1 (KN/ml) | 14,08 | 10,15 |
| q_2 (KN/ml) | 21.61 | 15,73 |

Schéma statique ELU:

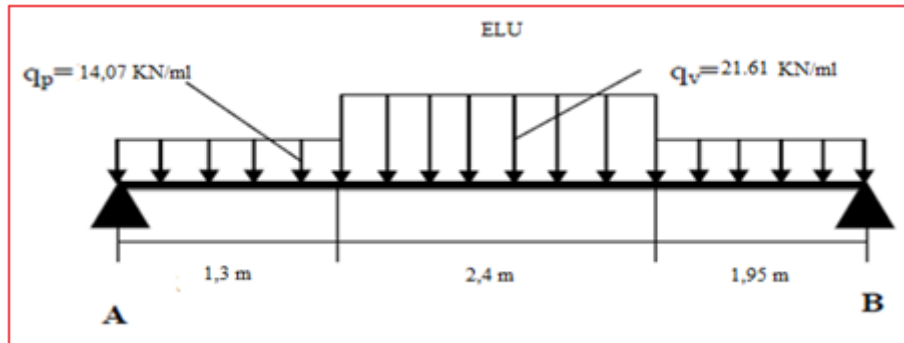


Figure III.30. Schéma statique d'escalier a E.L.U

Schéma statique ELS:

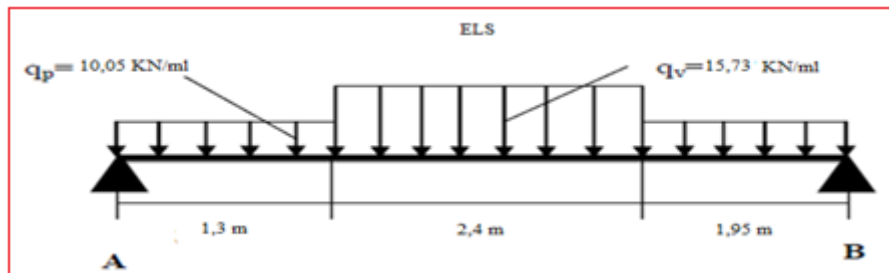


Figure III.31. Schéma statique d'escalier a E.L.S

III.4.4. Diagramme Des Efforts Internes :

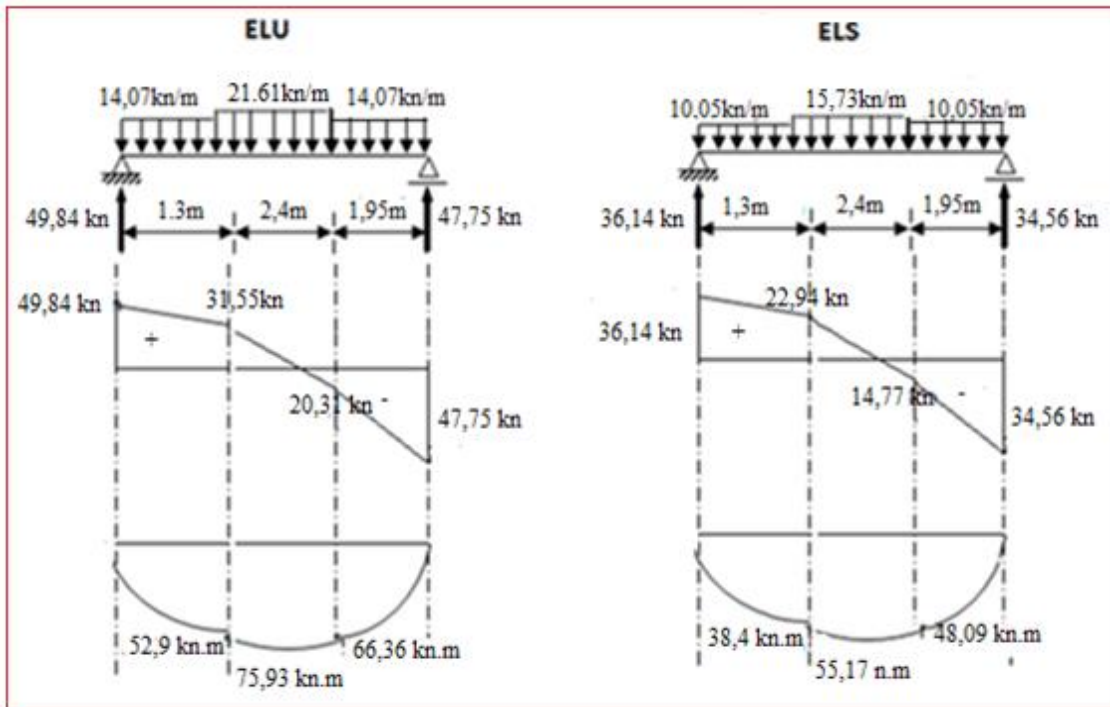


Figure III.32. Diagramme Des Efforts Internes

III.4.5. Ferrailage de l'escalier.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=22,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

$$M_U^{\text{max}} = 75,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_T = 0,8M_U^{\text{MAX}} = 60,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{app}} = 0,2M_U^{\text{MAX}} = 15,17 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.19 : 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 | 60,74 | 0,0846 | Oui | 0 | 0,11 | 21,51 | 8,11 | 6T14 | 9,24 |
| Appuis | 15,17 | 0,0211 | Oui | 0 | 0,0266 | 22,26 | 1,96 | 6T10 | 4,71 |

Espacement :

En Travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66cm$ On Prend : Esp :16cm

Sur Appui : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66cm$ On Prend : Esp=16cm

Armature De Répartition :

En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,31cm^2 / ml \leq A_r \leq 4,62cm^2 / ml$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec S_t=25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,35cm^2 / ml$

Le choix est de 4T10=3,14 cm² avec S_t=25cm

III.4.6. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71cm^2$$

En travée $A_s = 9,24cm^2 > A_s^{\min} = 2,71cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{\min} = 2,71cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{49,84 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,22MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de la disposition des armatures :

✓ **Armatures longitudinales**

$$St \leq \min (3h ; 33cm) = 33cm$$

$$St = 16cm < 33cm \dots\dots\dots C.V$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min (4h ; 45cm) = 45cm$$

$$St = 25cm \leq 45cm \dots\dots\dots C.V$$

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,22MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.6. 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.

a. Vérification des contraintes du béton :

▪ **Position de l'axe neutre :**

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

▪ **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=22,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s' = 0$$

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.20. Vérification à l'E.L.S.

| | $M_{ser}(\text{KNm})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $Y(\text{cm})$ | $I(\text{cm}^4)$ | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|-----------------------|--------------------|----------------|------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 44,13 | 9,24 | 13,25 | 89391,31 | 6,54 | Vérifiée |
| Appui | 11,03 | 4,71 | 9,95 | 43963,05 | 2,50 | Vérifiée |

a. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{L} = 0,040 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \bullet \frac{A_s}{bd} = 0,004 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ \bullet \frac{h}{L} = 0,04 \geq 0,079 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 1,13\text{cm} \end{array} \right. \quad L=5,65\text{m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{Moment d'inertie fictif}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.21. Vérification de la flèche de l'escalier.

| M_{ser} (KNm) | A_s (cm ²) | δ | σ_s (MPa) | λ_i | λ_v | μ | I_0 (cm ⁴) | I_{fi} (cm ⁴) | I_{fv} (cm ⁴) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 44,13 | 9,24 | 0.0041 | 212,26 | 5,12 | 2,05 | 0,34 | 144068,3 | 57820,75 | 84895,88 |

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 0,76\text{cm} \\ f_v = 1,55\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,79\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,79\text{cm} < \bar{f} = 1,13\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

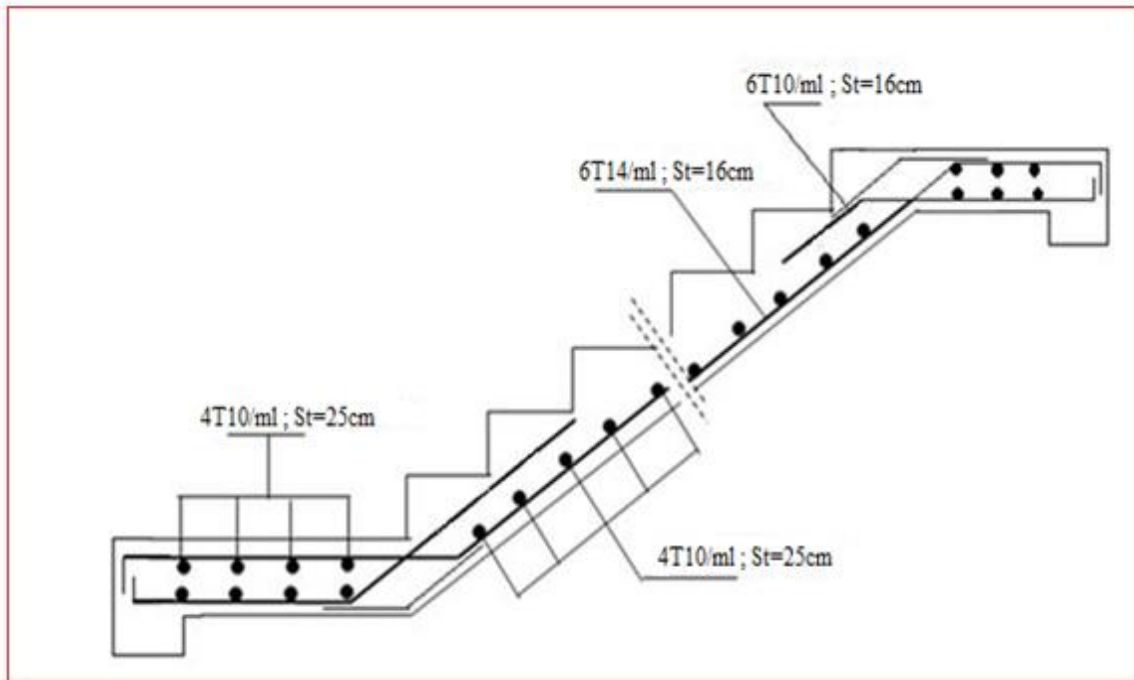


Figure.III.33 : Schéma de ferrailage.

III.4.7. Etude de la poutre palière :

III.4.7.1. Introduction :

La poutre palière est prévue pour être support d'escalier, elle est partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple, et uniformément chargée. La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est son poids propre et le poids de la maçonnerie.

Charge linéaire provenant du palier

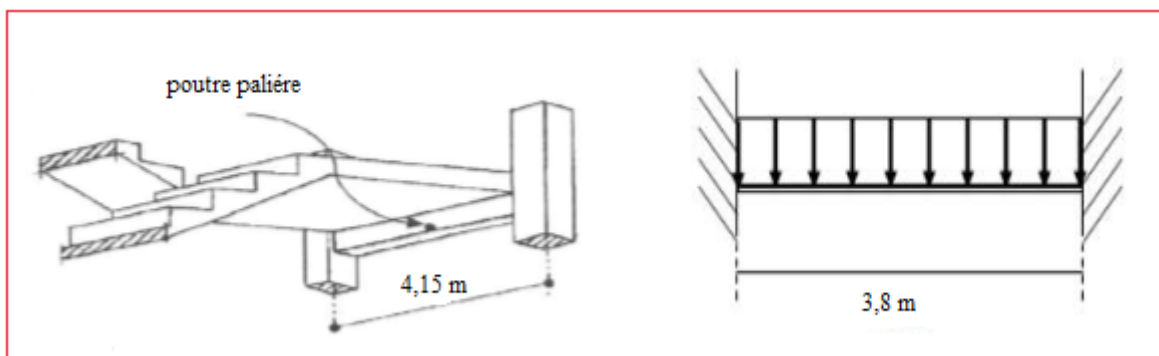


Figure. III-34 : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcul a l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible,

On a : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$;(chapitre II)

III.4.7.2 : Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

- ◆ Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$.
- ◆ Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maço}} = 2,80 \times (1,355) = 3,794 \text{ KN/ml}$.
- ◆ Réaction d'appui provenant de volée et du palier :
 - A l'ELU : $G_{\text{réact}} = 47,75 \text{ KN/ml}$.
 - A l'ELS : $G_{\text{réact}} = 34,58 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison de charge :**

❖ **A ELU :**

$$q_u = 1,35(G_p + G_{\text{maço}}) + G_{\text{réact}} = 1,35(2,625 + 3,794) + 47,75 = 56,42 \text{ KN/m}$$

❖ **A ELS :**

$$q_s = (G_p + G_{\text{maço}}) + G_{\text{réact}} = (2,625 + 3,794) + 34,58 = 41,99 \text{ KN/m}$$

III.4.7.3. Evaluation des Sollicitations (moments)

En travée : $M_u = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{56,42 \times 3,8^2}{24} = 33,95 \text{ KN.m}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{41,99 \times 3,8^2}{24} = 25,26 \text{ KN.m}$$

Sur appuis : $M_u = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{56,42 \times 3,8^2}{12} = 67,9 \text{ KN.m}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{41,99 \times 3,8^2}{12} = 50,52 \text{ KN.m}$$

III.4.7.4. Ferrailage de la poutre palière :

Donnés : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$; $d = 31,5 \text{ cm}$; $h = 27 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Tableau.III.22. Ferrailage de la poutre palière

| | Mu (KN.m) | μ | A's | α | Z (cm) | As (cm ²) | choix | As adopt |
|-----------|--------------|-------|-----|----------|--------|--------------------------|-------|-------------|
| en travée | 33,95 | 0.08 | 0 | 0.1 | 30,24 | 3,22 | 3T14 | 4,62 |
| appuis | 67,9 | 0.16 | 0 | 0.219 | 28,74 | 6,78 | 5T14 | 7,70 |

III.4.7.5 : Vérification

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23b df_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$ vérifié

b. Effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = 107,19 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{107,19 \times 10^3}{300 \times 315} = 1,13\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,13 \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1\text{cm} \quad ; \quad \phi_t = 8\text{mm} \text{ on prend } 3\emptyset 8 \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espacement St :

$$\frac{A_t}{St \times b} \geq \frac{\tau_u - 0,3ft28}{0,8 f_e}$$

Nous avons : $\frac{A_t}{St} \geq 0.04 \text{ cm} ; St \leq 25,24\text{cm}.$

-zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

-zone nodale : $St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$

On prend $St = 10 \text{ cm}$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

Avec : $\sigma = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

Tableau.III.23. Vérification à l'E.L.S.

| | M_{ser} (KN.m) | A_s (cm²) | Y (cm) | I (cm⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} |
|---------------|-----------------------------------|---------------------------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|---|
| Travée | 25,26 | 4,62 | 7,45 | 44207,96 | 4,26 | Vérifiée |
| Appui | 50,52 | 7,70 | 9,25 | 65094,25 | 7,18 | Vérifiée |

d. Vérification de la flèche :

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 35^3 / 12 = 107187,5 \text{ cm}^4$$

P : 56,42 KN/ml

Donc on obtient : $f = 0,088 \text{ cm}$

On doit également vérifier que :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée

III.4.7.6. Ferrailage final :

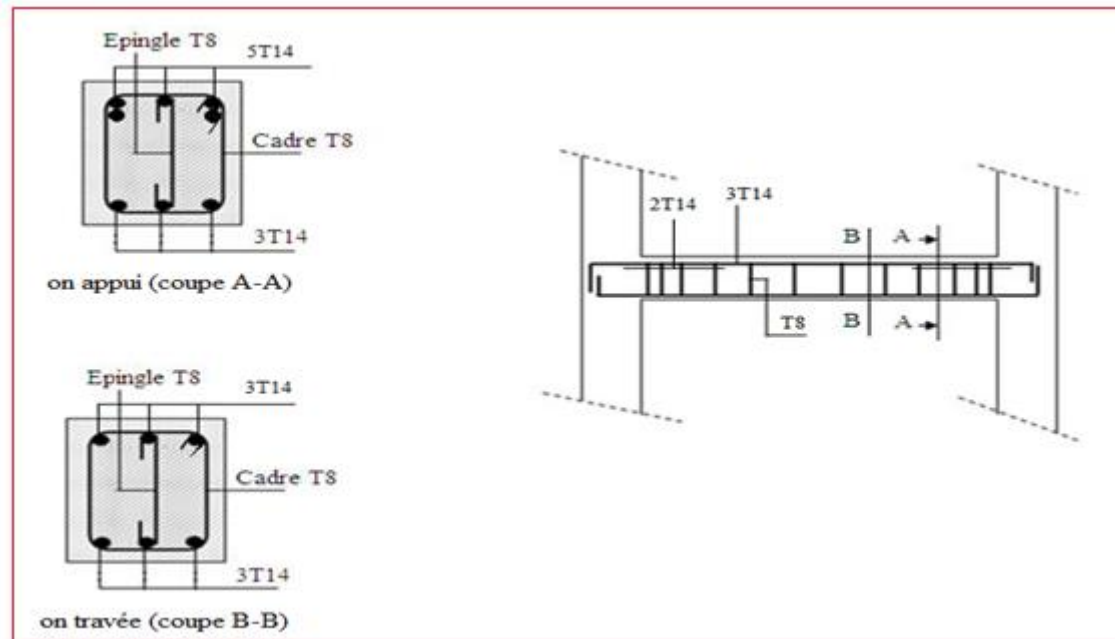


Figure.III.35 : Schéma de ferrailage

III.5. Calcul des balcons :

III.5.1. Définition :

Un balcon est un élément d'architecture décoratif dans les constructions à usage d'habitation, il peut être construit en plancher a corps creux ou en béton armé (dalle pleine), ce dernier est encasté dans la poutre, soumise à :

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La surcharge d'exploitation
- ◆ Charge concentrée à sa extrémité libre due au poids du garde-corps
- ◆ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

$$e_p = 15 \text{ cm (chapitre II)}$$

III.5.2. Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{474} = 0,25 < 0,4 ; \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

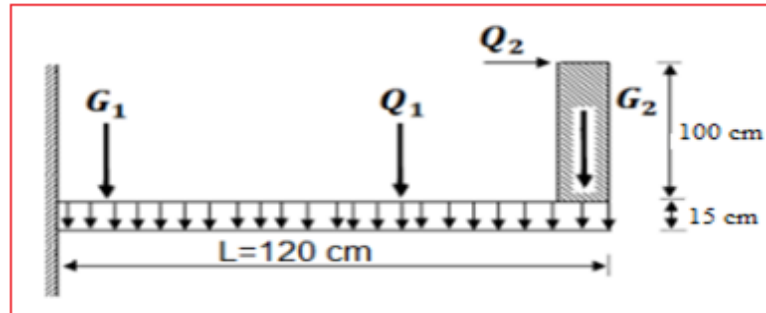


Figure III.36. Représentation des efforts sur un balcon

III.5.3. Evaluation des charges :

On va estimer que le calcul se fera pour une bande de **1 m** linéaire.

✓ **Charges permanentes :**

La charge permanente sera tirée directement du ‘‘ Tableau II.6 (chapitre II)’’ :

$$G_1 = 5,15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ **Charge du au Poids propre du garde cops :**

La charge permanente sera tirée directement du ‘‘ Tableau II.7 (chapitre II)’’ :

$$G_2 = 1,62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ **Charges d’exploitations :**

- Surcharge sur la dalle : $Q_1=3,5 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge sur le garde-corps : $Q_2 =1,3 \text{ KN/ml}$.

III.5.4. Combinaison des charges

a) Etat limite ultime

$$q_u = 1.35.G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 = 12,20 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times G \times h = 1,35 \times 1,62 \times 1 = 2,187 \text{ KN/ml}$$

b) Etat limite de service

$$q_s = q + Q_1 = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times h = 1.62 \times 1 = 1,62$$

Moment dû à la main courante

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1,3 \times 1 = 1,3 \text{ kN.m}$$

III.5.5. Détermination des efforts internes

$$M(x) = - \left[\frac{qx^2}{2} + px + Mmc \right]$$

$$T(x) = p + qx$$

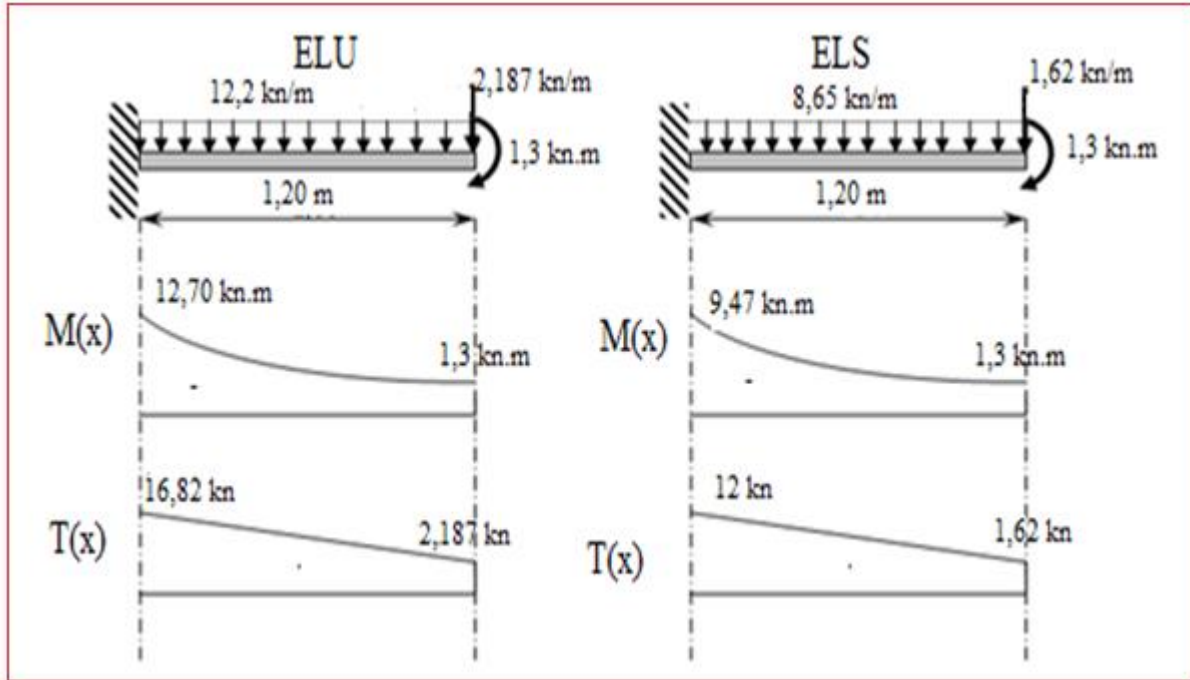


Figure III.37. Diagramme des efforts interne

III.5.6. Ferrailage a L'E.L.U :

Pour une bande de **1 m** linéaire, on a les données suivantes :

Données : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
 $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Tableau III.24. Ferrailage du Balcon.

| Mu (kN.m) | μ | $\mu < \mu_R$ | As' (cm ²) | α | Z (cm) | As (cm ²) | le choix | As (cm ²) |
|--------------|-------|---------------|---------------------------|----------|-----------|--------------------------|----------|--------------------------|
| 12,70 | 0,049 | OUI | 0 | 0,063 | 13,16 | 2,77 | 5T12 | 5,65 |

- **Espacement**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition**

$$As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2$$

On adopte $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Espacement**

$$St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

On prend : $St = 25 \text{ cm}$

III.5.7. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$As_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$As_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $As_{\text{choisi}} (5,65 \text{ cm}^2) > As_{\min} (1,63 \text{ cm}^2)$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} < \tau_u$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{Tu^{\max}}{bd} = \frac{16,82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,1246 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u^{\max} < \tau_u$ — Condition vérifiée.

c. Vérification vis-à-vis de l'ELS

$$M_{ser} = 9,47 \text{ KN.m} ; As = 5,65 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} n=15 \\ \eta = 1,6 \text{ (HA)} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \\ \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{array}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n As' (y - c') - n As (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n As' (y - c')^2 + n As (d - y)^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification des contraintes.

| M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ_b (Mpa) | $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ | σ_s (Mpa) | $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
|--------------------|--------------------------|----------|------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|-----------------------------|
| 9,47 | 5,65 | 4,01 | 9781,04 | 3,88 | vérifié | 137,82 | OK |

d. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,416 > 0,0625$ vérifié.
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Leftrightarrow 0,0029 \leq 0,0105$ vérifié.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,416 \geq 0,1$ vérifié.

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

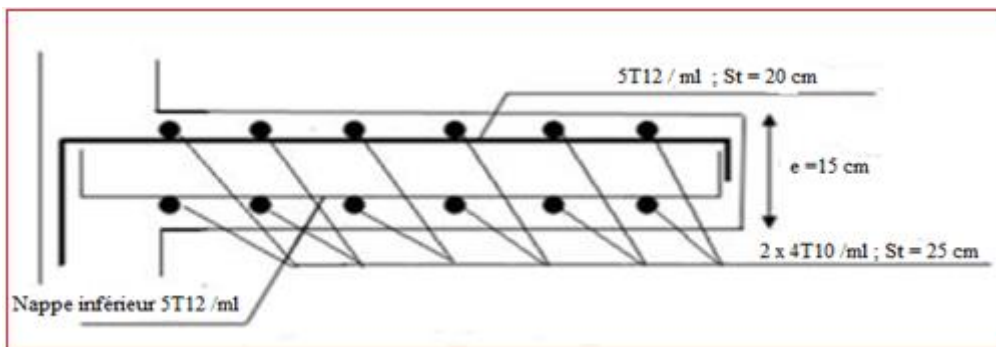


Figure III.38. Ferraillage des balcons

III.6. Dalle machine :

III.6.1. 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, (figure 3.39).

III.6.2. Pré-dimensionnement :

Dimension et $e = 25$ cm ; (voire chapitre II)

III.6.3. Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes : $G= 56,25\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{kN/m}^2$ (chapitre II)

III.6.4. Combinaison des charges :

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ KN/m}^2$
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ KN/m}^2$

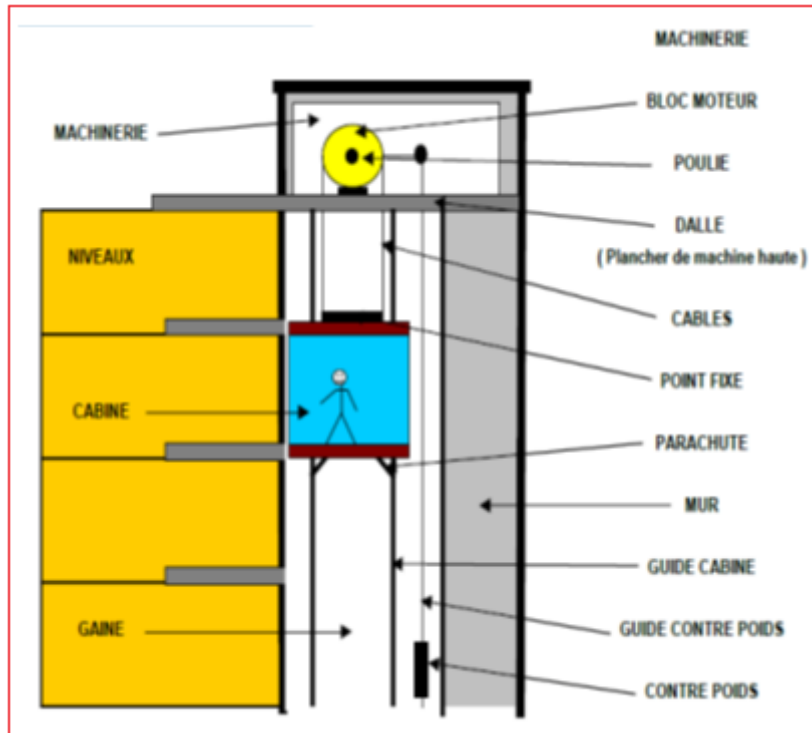


Figure III.39. Les composantes d'ascenseur

III.6.5. 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 » :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{2,4} = 0,66 < 1 \quad \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : (μ_x ; μ_y)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0733 \Rightarrow M_x = 14,53 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,382 \Rightarrow M_y = 5,55 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12,35 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,72 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 1,41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 4,36 \text{ KN.m}$$

III.6.6. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1 ml

III.6.6.1. Ferrailage en travée

a. Dans le sens Lx :

On a: $b=100 \text{ cm}$; $h=25 \text{ cm}$; $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$; $c=2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ Mpa}$

Tableau III.26. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

| $M_{tx}(\text{kNm})$ | M | $A'_s(\text{cm}^2)$ | α | Z(cm) | $A^{cal}_s(\text{cm}^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(\text{cm}^2)$ |
|----------------------|-------|---------------------|----------|-------|--------------------------|-------|--------------------------|
| 12,35 | 0,017 | 0 | 0.0217 | 22,30 | 1,59 | 4T10 | 3,14 |

• **Espacement :**

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

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens : Ly

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

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

| $M_{ly}(kNm)$ | M | $A'_s(cm^2)$ | α | Z(cm) | $A^{cal}_s(cm^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(cm^2)$ |
|---------------|--------|--------------|----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| 4,72 | 0,0072 | 0 | 0,0090 | 21,42 | 0,63 | 4T10 | 3,14 |

- **Espacement :**

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

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,59 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

III.6.6.2. Ferrailage sur appuis

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

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

| $M_a(kNm)$ | M | $A'_s(cm^2)$ | α | Z(cm) | $A^{cal}_s(cm^2)$ | Choix | $A^{adp}_s(cm^2)$ |
|------------|--------|--------------|----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| 4,36 | 0,0060 | 0 | 0,0076 | 22,43 | 0,55 | 4T10 | 3,14 |

- **Espacement :**

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm(\text{sens } x - x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm(\text{sens } y - y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

III.6.6.3. Calcul des armatures transversales

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 53,10 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 28,32 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 53,10 kN$$

$$\tau_u = \frac{53,10 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,236 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa$$

vérifiée

III.6.7. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

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

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 MPa$$

Avec :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,66 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 kN/m^2$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0733 \Rightarrow M_x = 10,74 kN.m \\ \mu_y = 0,382 \Rightarrow M_y = 4,10 kN.m \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,13 kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 3,48 \text{ kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (0,3M_x ; 0,3 M_y) = 3,22 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y » :

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

2- 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.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) | 9,13 | 3,14 | 4,15 | 18242,07 | 2,07 | vérifiée | 137,76 | vérifiée |
| | (y-y) | 3,48 | 3,14 | 4,05 | 16572,85 | 0,85 | | 54,96 | |
| Appuis | | 3,22 | 3,14 | 4,15 | 18242,07 | 0,73 | | 48,59 | |

b. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{\text{à}} \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,147 > 0,0425 \\ 0,147 > 0,028 \dot{\text{à}} 0,037 \\ 0,00139 < 0,005 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Conclusion :

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

❖ Disposition des armatures de la dalle machine :

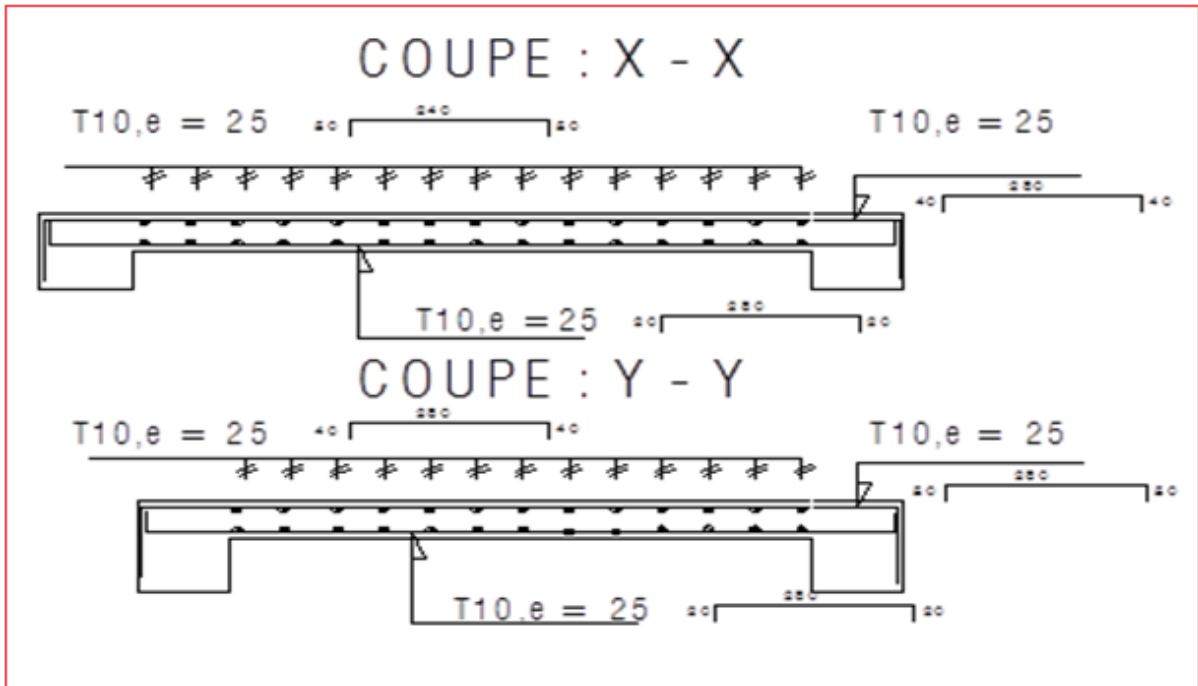


Figure III.40. Ferrailage de la dalle machine

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

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 propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA1999 version 2003** [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différentes et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) - La méthode statique équivalente.
- b) - La méthode d'analyse modale spectrale.
- c) - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Condition d'application la méthode statique équivalente (A4.1.2./RPA99/03)

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière ;
- Zone III ;
- Groupe d'usage 2 ;
- La hauteur du bâtiment $H = 25,08 \text{ m} > = 17 \text{ m}$;

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.3.2 : La méthode modale spectrale : (A4.1.3./RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en

particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

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

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

IV.4 : Modélisation de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, 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 rigidité de tous les éléments de la structure. Un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensions Analysais of **B**uilding **S**ystems).

IV.4.1 : Programme utilisé pour la modélisation :

Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems

Version : Version 9.7.0

Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

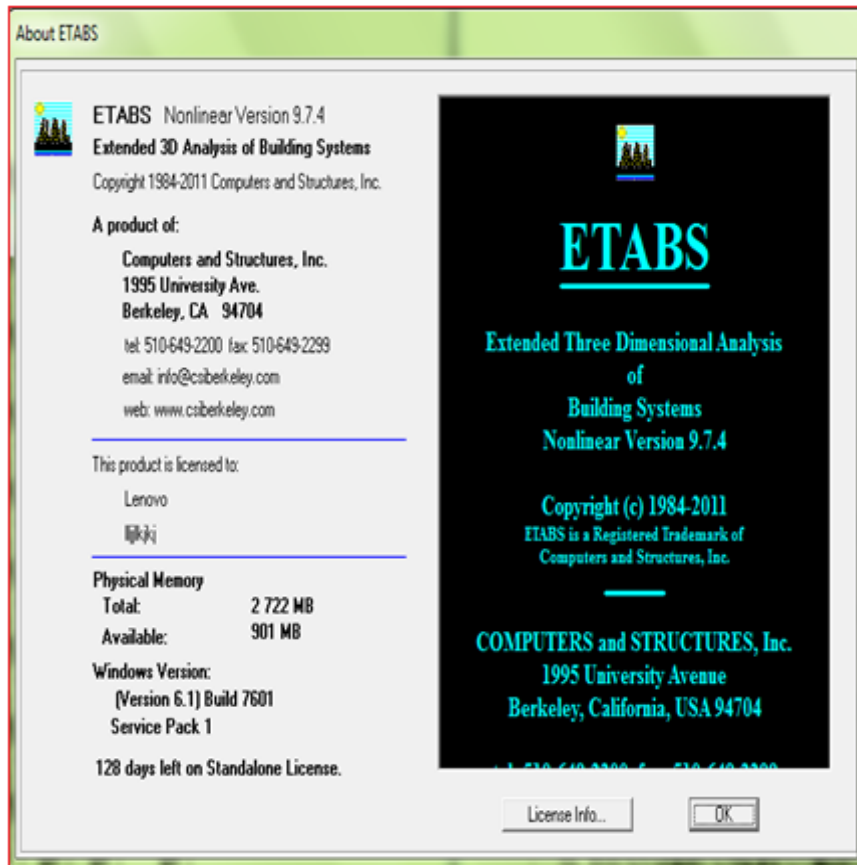


Figure IV.1 : définition Programme ETABS

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 réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc).

CHAPITRE IV : Etude dynamique

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

| Eléments linéaires (Frame Sections) | |
|---|---|
| Poutres (Beams) | Poutres Principale : (30x45) cm ² |
| | Poutres Secondaire : (30x40) cm ² |
| Poteaux (Columns) | Poteaux R.D.C : (45x 45) cm ² |
| | Poteaux étages 1-2 : (40 x 40) cm ² |
| | Poteaux étages 3-4-: (35x 35) cm ² |
| | Poteaux étages 5-6-7: (30x 30) cm ² |
| Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck Sections) | |
| Voiles (Walls) | Epaisseur = 15 cm |
| Dalles Pleines (Slab) | Epaisseur = 15cm |
| Plancher corps creux (Deck) Epaisseur = 20cm (16 + 4) Dalles pleines | Terrasse : G =6,45 KN/m ² Q =1 KN/m ² |
| | Etage courant : G =5,39 KN/m ² ; Q =1,5 KN/m ² |
| | Terrasse : G =7 ,35 KN/m ² Q =1 KN/m ² |
| | Etage courant : G =6,29 KN/m ² ;Q =1,5 KN/m ² |

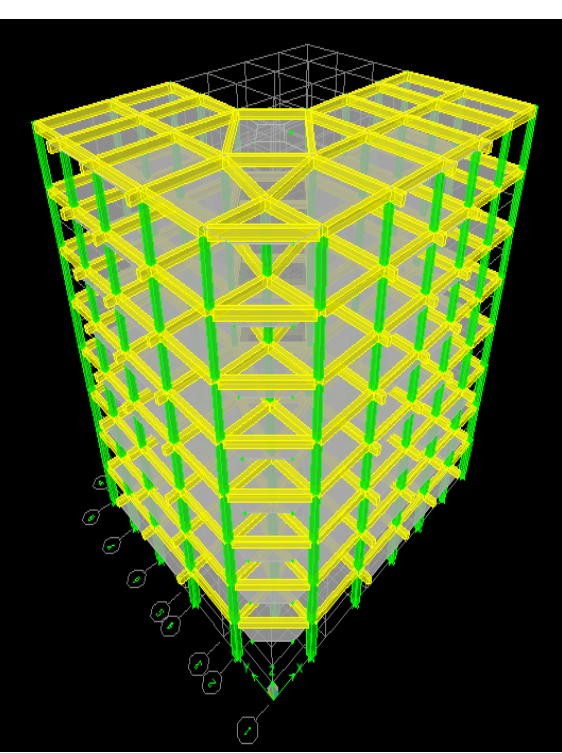


Figure IV.2: Modélisation 3D de la Super-structure

IV.5 : Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

a) Coefficient d'accélération de zone **A**

*zone sismique : **III**

* groupe d'usage : **2**



A = 0.25

(tableau 4.1. RPA99v2003)...[3]

Coefficient de comportement : R

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement (tableau .4.3.article 4.2.3 RPA 99/version 2003...[3]), 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 le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure mixte : voiles porteurs (R=3,5).

b) facteur d'amplification dynamique moyen : D

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA.99v2003 formule.4.2)...[3]}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau4.7 de RPA99/version 2003..[3].

Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

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

nous choisirons la formule:

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{(RPA. Formule.4.6)...[3]}$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \dots\dots\dots \text{(RPA. Formule.4.7).....[3]}$$

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$$C_T = 0,05$$

CHAPITRE IV : Etude dynamique

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow 24,48 \text{ m} \quad ; \quad T = 0,05 \times (24,48)^{3/4} = 0,55 \text{ sec}$$

Dans le sens X :

$$h_N = 24,48\text{m}$$

$$D_x = 22,85\text{m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{24,48}{\sqrt{22,85}} = 0.46 \text{ sec}$$

Dans le sens Y :

$$h_N = 24,48\text{m}$$

$$D_Y = 19,55 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{24,48}{\sqrt{19,55}} = 0.50 \text{ sec}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.46 \text{ sec.} \\ T_y = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

$$\text{Sol meuble} \longrightarrow \text{site3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \dots\dots 0 < T_x < T2 \\ D_y = 2,5\eta \dots\dots 0 < T_y < T2 \end{array} \right.$$

✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{(RPA. Formule.4.3)...[3]}$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage (**tableau 4.2.RPA**)...[3]

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

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,763$$

Alors :

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Dx = 2,5\eta \dots 0 < Tx < T2 \\ Dy = 2,5\eta \dots 0 < Ty < T2sec \end{array} \right.$$

Donc :

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Dx = 2,5\eta = 2,5 \times 0,763 = 1,90 \\ Dy = 2,5\eta = 2,5 \times 0,763 = 1,90 \end{array} \right.$$

c) facteur de qualité Q

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots (\text{RPA. Formule.4.4}) \dots [3]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **tableau 5.1. (RPA 99/version 2003)...**[3].

Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité.

| Critère q | observée (o/n) | Pq // xx | observée (o/n) | Pq // yy |
|---|----------------|----------|----------------|----------|
| Conditions minimales sur les sites de contreventement | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Oui | 0.05 | Oui | 0.05 |
| Régularité en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Oui | 0.05 | Oui | 0.05 |
| 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 |

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.3$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.3$$

d) W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

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

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

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

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

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5 RPA**)

Tableau IV.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

| Coefficient | Conditions | Valeur |
|-------------|--|--------|
| A | Ouvrage groupe 2, Hauteur bâtiment < 48m, Zone sismique III | 0,25 |
| R | Système de contreventement mixte : portiques/voiles avec interaction | 3,5 |
| Q | $1 + \Sigma P_q$ | 1,2 |
| ξ | - | 10% |
| η | $[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$ | 0,763 |
| T_1 | Site 3 | 0,15 s |
| T_2 | Site 3 | 0,50 s |

IV.6 : Analyse modale spectrale :

IV.6 .1 : Utilisation du spectre de réponse :

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

CHAPITRE IV : Etude dynamique

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA. Article 4.3.3) ...[3]}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, **A** : coefficient d'accélération de zone, **η** : facteur de correction d'amortissement, **R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement, **T₁** ; **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, **Q** : Facteur de qualité.

IV.6.2 : Représentation graphique du spectre de réponse :

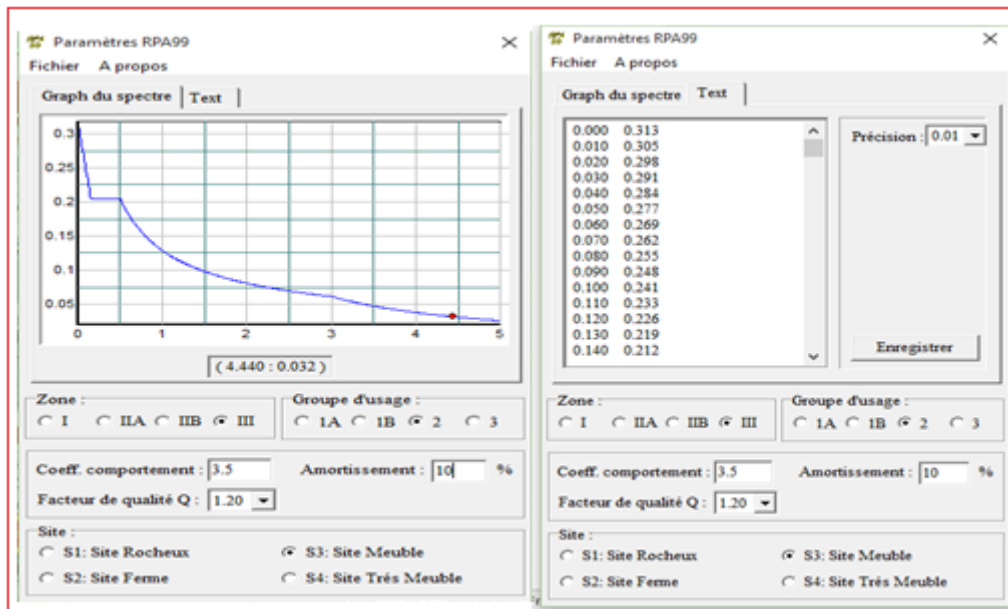


Figure IV.3 : Spectre de réponse

IV.4.2 : Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{article 4.2.3.RPA}) \dots [3]$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,2}{3,5} \times W = 0,163 \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,2}{3,5} \times W = 0,163 \quad \text{Suivant l'axe Y} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,163 \times W \\ V_y = 0,163 \times W \end{array} \right.$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

IV.7 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

a) Modèle initial (sans voile) :

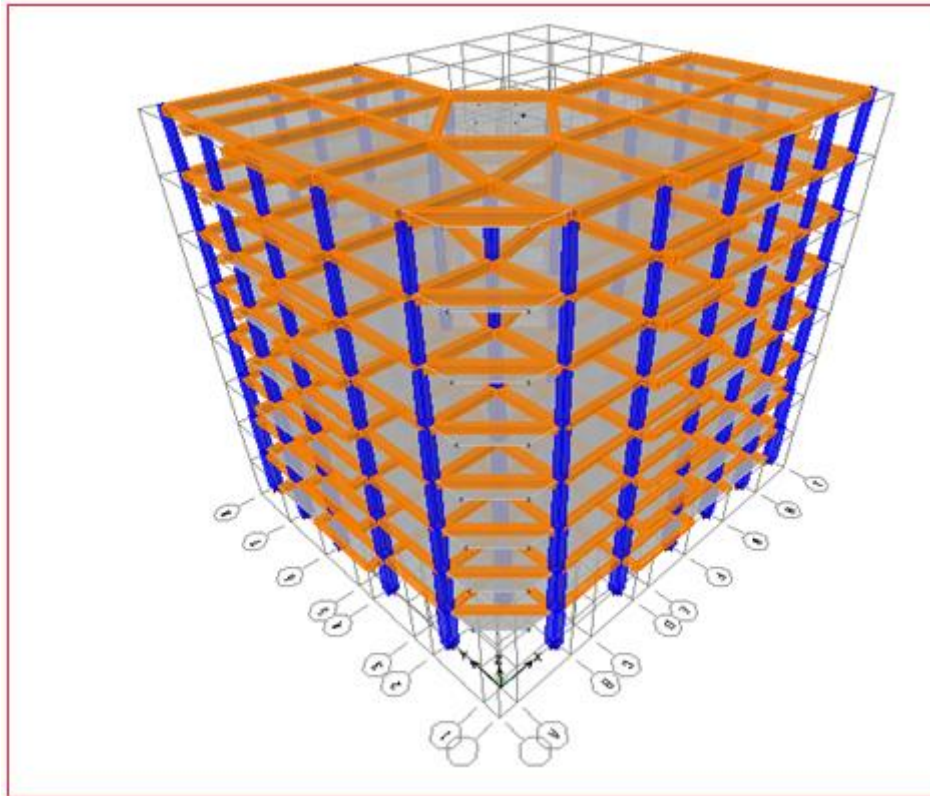


Figure IV.4 : Structure sans voile

Tableau IV.3: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|
| 1 | 1.088868 | 13.8013 | 57.6208 | 0 | 13.8013 | 57.6208 |
| 2 | 1.054401 | 58.305 | 11.8349 | 0 | 72.1063 | 69.4557 |
| 3 | 0.928076 | 1.2217 | 3.7849 | 0 | 73.328 | 73.2406 |
| 4 | 0.396042 | 2.0276 | 9.2389 | 0 | 75.3557 | 82.4796 |
| 5 | 0.385948 | 9.1836 | 1.5786 | 0 | 84.5393 | 84.0581 |
| 6 | 0.338821 | 0.2196 | 0.6636 | 0 | 84.7589 | 84.7218 |
| 7 | 0.231062 | 0.4367 | 3.8721 | 0 | 85.1956 | 88.5939 |
| 8 | 0.226832 | 3.9165 | 0.3205 | 0 | 89.1121 | 88.9144 |
| 9 | 0.19812 | 0.0868 | 0.2651 | 0 | 89.199 | 89.1796 |
| 10 | 0.157451 | 0.0346 | 1.9861 | 0 | 89.2335 | 91.1657 |
| 11 | 0.155119 | 2.0434 | 0.0127 | 0 | 91.2769 | 91.1784 |
| 12 | 0.134767 | 0.0665 | 0.2023 | 0 | 91.3434 | 91.3807 |

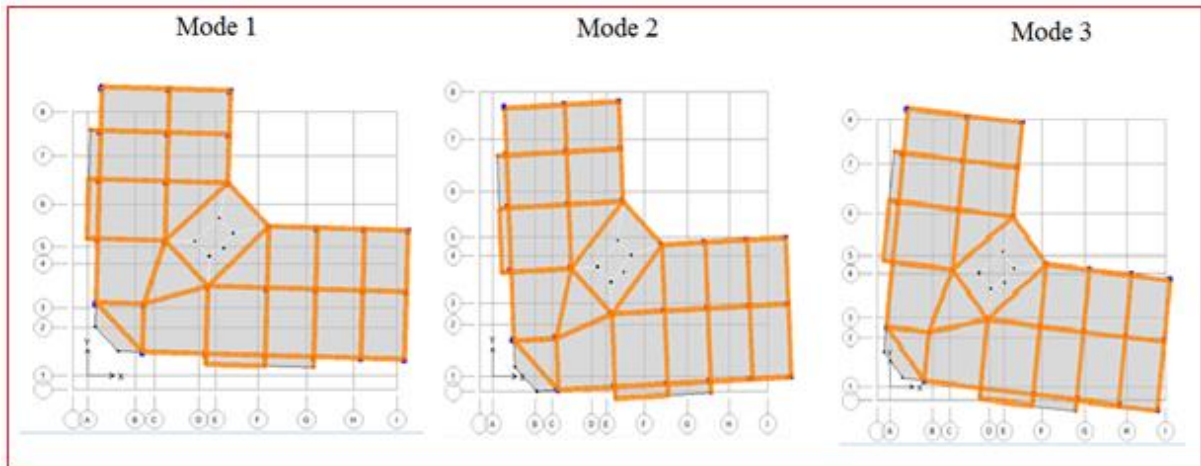


Figure IV.5 : les 03 premier modes (sans voile)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,08 \text{ sec}$,
 T calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30% ($1,3 \times 0,46 = 0,59 < 1,09$)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{me} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion
- ✓ La période de la structure n'est pas vérifiée.

Le comportement de la structure est bien dans les deux sens, mais nous voyons avoir plus des voiles pour pouvoir diminuer la période.

b) Première disposition :

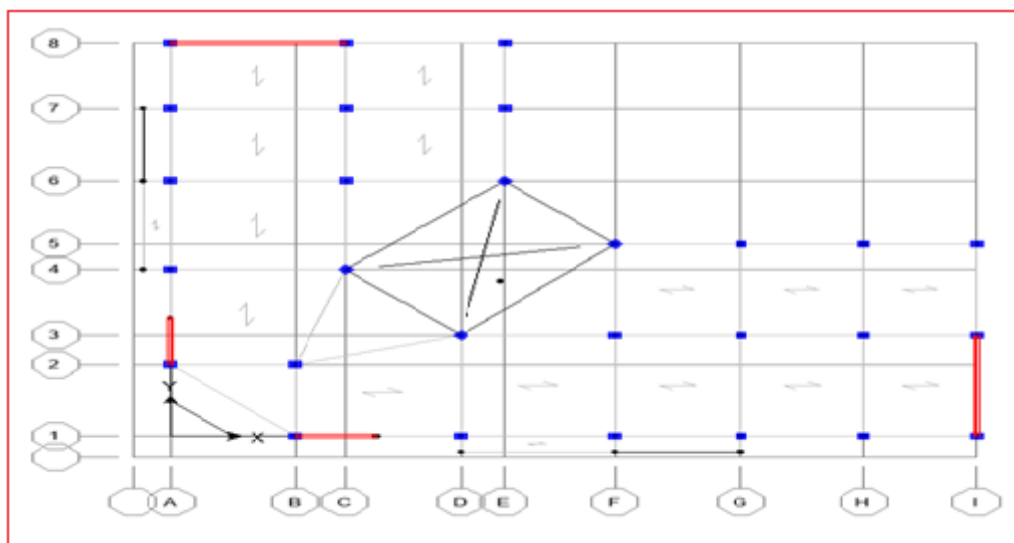


Figure IV.6 : disposition des voiles (Première disposition)

Tableau IV.4: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|
| 1 | 0.781081 | 22.5758 | 37.5816 | 0 | 22.5758 | 37.5816 |
| 2 | 0.670499 | 41.6383 | 25.2825 | 0 | 64.2142 | 62.8641 |
| 3 | 0.397811 | 3.7984 | 5.2953 | 0 | 68.0126 | 68.1594 |
| 4 | 0.251304 | 5.39 | 7.6357 | 0 | 73.4026 | 75.7952 |
| 5 | 0.180344 | 11.3612 | 8.2362 | 0 | 84.7638 | 84.0314 |
| 6 | 0.12296 | 2.1477 | 2.9231 | 0 | 86.9115 | 86.9545 |
| 7 | 0.096364 | 1.6914 | 2.5505 | 0 | 88.6029 | 89.505 |
| 8 | 0.083095 | 4.2112 | 2.9305 | 0 | 92.8141 | 92.4355 |
| 9 | 0.073588 | 1.113 | 1.5602 | 0 | 93.9272 | 93.9957 |
| 10 | 0.051223 | 1.9374 | 1.2796 | 0 | 95.8645 | 95.2752 |
| 11 | 0.050682 | 0.6571 | 1.1876 | 0 | 96.5216 | 96.4629 |
| 12 | 0.043814 | 0.5759 | 0.6734 | 0 | 97.0975 | 97.1362 |

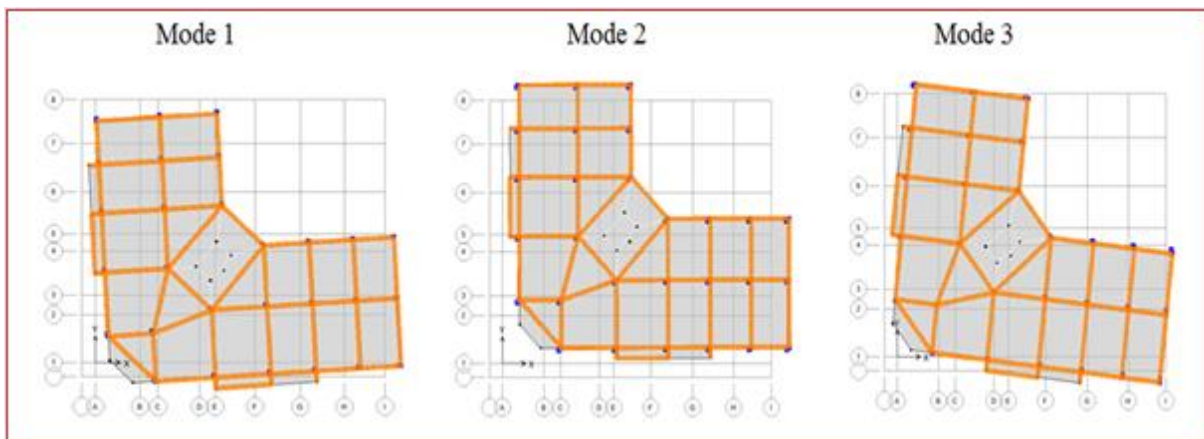


Figure IV.7 : les 03 premier modes (premier disposition)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,78 \text{ sec}$,
 T calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30% ($1,3 \times 0,46 = 0,59 < 1,09$)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{me} mode
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.
- ✓ La période de la structure n'est pas vérifiée.

Le comportement de la structure est bien dans les deux sens, mais nous voyons avoir plus des voiles pour pouvoir diminuer la période.

c) **Deuxième disposition :**

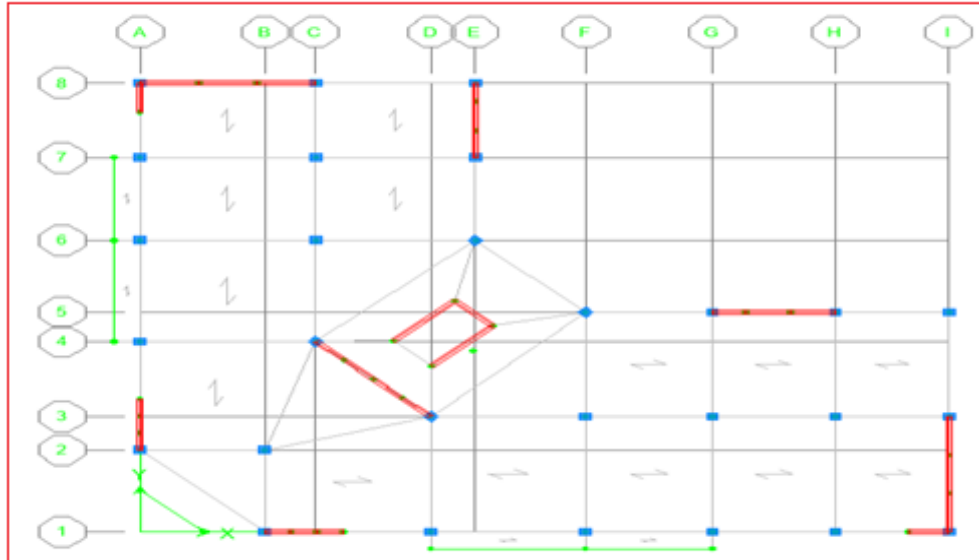


Figure IV.8 : disposition des voiles (deuxième disposition)

Tableau IV.5: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|
| 1 | 0.57755 | 0.0212 | 61.4723 | 0 | 0.0212 | 61.4723 |
| 2 | 0.55844 | 61.6824 | 0.2378 | 0 | 61.7037 | 61.7101 |
| 3 | 0.36426 | 5.0871 | 4.846 | 0 | 66.7908 | 66.5561 |
| 4 | 0.152118 | 4.4398 | 11.2455 | 0 | 71.2305 | 77.8016 |
| 5 | 0.142868 | 13.2649 | 6.5074 | 0 | 84.4954 | 84.309 |
| 6 | 0.089287 | 1.9722 | 2.0778 | 0 | 86.4676 | 86.3868 |
| 7 | 0.070324 | 2.3275 | 3.665 | 0 | 88.7951 | 90.0518 |
| 8 | 0.065544 | 4.1277 | 2.8048 | 0 | 92.9228 | 92.8565 |
| 9 | 0.043634 | 1.009 | 1.2505 | 0 | 93.9318 | 94.107 |
| 10 | 0.042127 | 0.6601 | 1.1594 | 0 | 94.592 | 95.2665 |
| 11 | 0.041038 | 1.9041 | 1.2188 | 0 | 96.496 | 96.4852 |
| 12 | 0.032336 | 0.5833 | 0.5598 | 0 | 97.0794 | 97.045 |

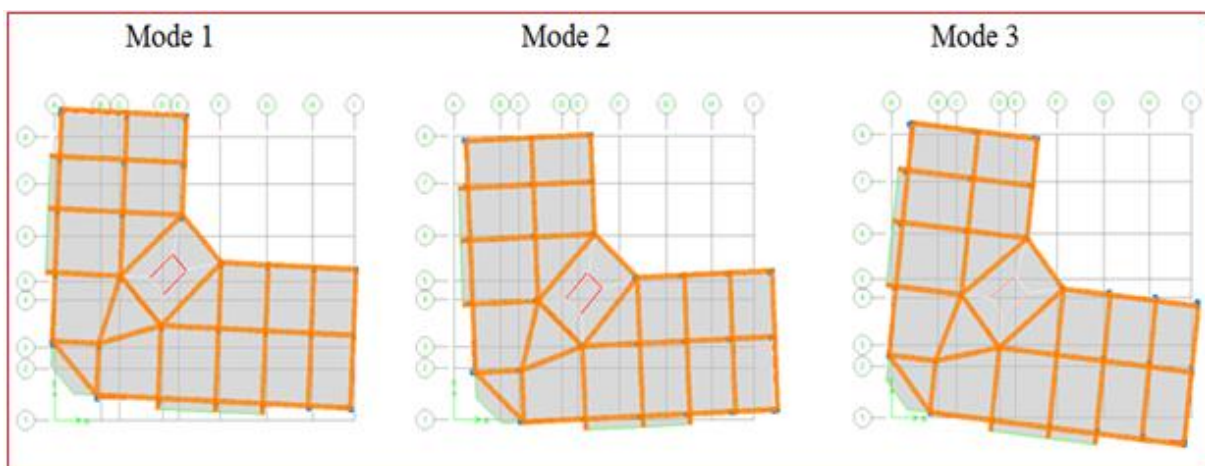


Figure IV.9: les 03 premier modes (deuxième disposition)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,57 \text{ sec}$,
 T calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30% ($1,3 \times 0,46 = 0,59 > 0,57$)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{me} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion

IV.8.1. Vérification des périodes :

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau :

Tableau IV.6: Vérification des périodes

| | T_{RPA} | T_{ETABS} | $1,3 \times T_{RPA}$ | $T_{ETABS} < 1,3 \times T_{RPA}$ |
|----------|-------------|-------------|----------------------|----------------------------------|
| X | 0,46 | 0,57 | 0,59 | Oui |
| Y | 0,50 | | 0,65 | Oui |

IV.8.2 : Justification de l'interaction « Voiles-Portiques » :

✓ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.7: Vérification d'interaction sous charges verticale

| | Charges reprises (KN) | Pourcentage repris (%) |
|-----------|-----------------------|------------------------|
| voiles | 9446,35 | 43,69 |
| Portiques | 12174,53 | 56,30 |

✓ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.8: Vérification de l'interaction sous charges horizontale

| | | Sens X | | Sens Y | |
|-----------|---------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|
| | | Charge reprises (KN) | Pourcentage repris (%) | Charge reprises (KN) | Pourcentage repris (%) |
| Voiles | Vx (KN) | 1298,81 | 97,36 | 358,22 | 94,38 |
| | Vy (KN) | 340,53 | 94,90 | 1309,07 | 97,70 |
| portiques | Vx (KN) | 35,18 | 2,63 | 21,31 | 5,62 |
| | Vy (KN) | 18,38 | 5,10 | 30,78 | 2,30 |

Les résultats représentés dans le **Tableau IV.7** montrent que les voiles reprennent de **43,69%** des charges verticales, donc cette condition est vérifiée. Les résultats représentés dans le **Tableau IV.8** montrent que plus de **97,36 % (sens X)** et plus de **97,70% (sens Y)** de l'effort horizontal est repris par les voiles.

✚ Alors on opte pour un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ; **R = 3,5**

IV.8.3. Vérification de l'effort sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 du **RPA99/V2003 p36**, la résultante des forces sismiques à la base V_t (V ETABS) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V(VRPA)$.

Tableau IV.9 : poide de chaque etage et totale du structure

| Story | Diaphragm | MassX | MassY | Mass cumulé |
|--------|-----------|----------|----------|-------------|
| STORY8 | TER | 295.9725 | 295.9725 | 295.9725 |
| STORY7 | D7 | 259.9933 | 259.9933 | 555.9658 |
| STORY6 | D6 | 266.2829 | 266.2829 | 822.2487 |
| STORY5 | D5 | 272.3255 | 272.3255 | 1094.574 |
| STORY4 | D4 | 279.9703 | 279.9703 | 1374.545 |
| STORY3 | D3 | 286.7471 | 286.7471 | 1661.292 |
| STORY2 | D2 | 290.5789 | 290.5789 | 1951.871 |
| STORY1 | D1 | 304.5221 | 304.5221 | 2256.393 |

On a $W = W_T \times 9,81 = 22135,21 \text{ KN}$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,163 \times W \\ V_y = 0,163 \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_y = 0,163 \times 22135,21 = 3608,04 \text{ KN} \\ V_x = 0,163 \times 22135,21 = 3608,04 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau IV.10: Vérification de l'effort sismique a la base

| Sens | V_{RPA} | $0,8 \cdot V_{RPA}$ | V_{ETABS} | Observation |
|------|-----------|---------------------|-------------|-------------|
| X | 3608,04 | 2886,43 | 3009,145 | Vérifié |
| Y | 3608,04 | 2886,43 | 2935,76 | vérifié |

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.8.4. Calcul du déplacement :

Selon le **RPA99 (Art 4.4.3 page 37)**, le déplacement horizontal à chaque niveau

« k » de la structure est calculé par : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$.

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement (**R= 3,5**).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} ;$$

Avec: $\Delta k < 1\% \times h_e$**RPA99 (Art 5.10) page 40.**

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (**Sens X**)

| Story | Load | $\Delta_{ek}(m)$ ETABS | R | R δ_{ek} RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|---------------------------|-----|------------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EX | 0.0207 | 3.5 | 0.07245 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EX | 0.0175 | 3.5 | 0.06125 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EX | 0.0143 | 3.5 | 0.05005 | 0.01155 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EX | 0.011 | 3.5 | 0.0385 | 0.01085 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EX | 0.0079 | 3.5 | 0.02765 | 0.01015 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EX | 0.005 | 3.5 | 0.0175 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EX | 0.0026 | 3.5 | 0.0091 | 0.0063 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EX | 0.0008 | 3.5 | 0.0028 | 0.0028 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. **Sens Y**

| Story | Load | $\Delta_{ek}(m)$ ETABS | R | R δ_{ek} RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|---------------------------|-----|------------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EY | 0.0217 | 3.5 | 0.07595 | 0.0119 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EY | 0.0183 | 3.5 | 0.06405 | 0.0119 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EY | 0.0149 | 3.5 | 0.05215 | 0.0119 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EY | 0.0115 | 3.5 | 0.04025 | 0.01155 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EY | 0.0082 | 3.5 | 0.0287 | 0.0105 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EY | 0.0052 | 3.5 | 0.0182 | 0.00875 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EY | 0.0027 | 3.5 | 0.00945 | 0.00665 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EY | 0.0008 | 3.5 | 0.0028 | 0.0028 | 0.0306 | Vérifie |

Donc d'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs

des niveaux sont vérifiés. $\Delta k \leq 1\%h$ C. V

IV.8.5. Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si

la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'
- 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 de l'étage 'K'.
- ✓ Si $\theta < 0,10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,10 < \theta < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta)$.
- ✓ Si $\theta > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

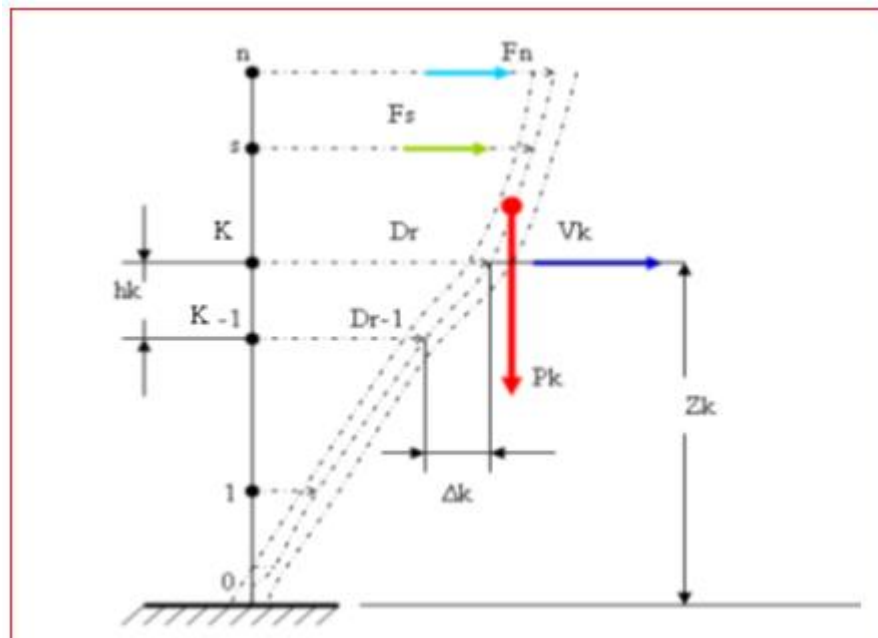


Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre.

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.13. Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle finale.

| Niveau | Pk (KN) | hk (m) | Sens X | | | SensY | | |
|--------|----------|--------|---------|---------|----------|---------|---------|----------|
| | | | Δk (m) | Vk(KN) | θ | Δk (m) | Vk(KN) | θ |
| 1 | 22135,21 | 3.06 | 0.0112 | 2910,18 | 0.027839 | 0.0119 | 2851,50 | 0.030188 |
| 2 | 19147,85 | 3.06 | 0.0112 | 2827,34 | 0.024788 | 0.0119 | 2770,02 | 0.026882 |
| 3 | 16297,27 | 3.06 | 0.011 | 2674,38 | 0.021906 | 0.0119 | 2620,89 | 0.024182 |
| 4 | 13484,28 | 3.06 | 0.01085 | 2459,73 | 0.019438 | 0.01155 | 2411,77 | 0.021103 |
| 5 | 10737,77 | 3.06 | 0.01015 | 2181,62 | 0.016326 | 0.0105 | 2139,49 | 0.017222 |
| 6 | 8066,26 | 3.06 | 0.0084 | 1832,95 | 0.01208 | 0.00875 | 1798,13 | 0.012827 |
| 7 | 5454,02 | 3.06 | 0.0063 | 1399,09 | 0.008026 | 0.00665 | 1373,38 | 0.00863 |
| 8 (T) | 2903,49 | 3.06 | 0.0028 | 851,82 | 0.003119 | 0.0028 | 837,42 | 0.003173 |

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1 ; Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.8.6 vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. La verification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :
N : l'effort normal maximal.
B : section brute du poteau.
f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.14: Vérification l'effort normal réduit

| Etage | Séction (cm) | Nrd | Obs | Neveau Séction |
|-------|--------------|------|-----|----------------|
| 7 (T) | 30 x 30 | 0.24 | CV | 30 x 30 |
| 6 | 30 x 30 | 0.27 | CV | 30 x 30 |
| 5 | 30 x 30 | 0.29 | CV | 30 x 30 |
| 4 | 35 x 35 | 0.32 | CNV | 40 x 40 |
| 3 | 35 x 35 | 0.34 | CNV | 40 x 40 |
| 2 | 40 x 40 | 0.29 | CV | 40 x 40 |
| 1 | 40 x 40 | 0.32 | CNV | 50 x 50 |
| RDC | 45 x 45 | 0.34 | CNV | 55 x 55 |

IV.8.7 : Vérification de la stabilité au renversement :

✓ Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{xgi} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{ygi} W_i$$

W_i : Poids de chaque niveau

X_i, Y_i : Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

✓ Le moment de renversement est égal à :

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

f_i : force sismique pour chaque étage.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) \cdot (V - F_t)$$

RPA99/VER2003 ; [Art 4.2.5]

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

- $T_X = 0,56 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$
- $T_Y = 0,687 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$

Donc:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_X = \alpha_x V_X$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_Y - F_t = \alpha_Y V_Y$$

$V_X = 3009,15 \text{ KN}$

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.15: Force sismiques selon la hauteur suivant X

| Niveaux | Wi | Wi*hi | α_i | Fix (KN) |
|---------|----------|----------|------------|----------|
| 8 | 2903.49 | 71077.44 | 0.236474 | 711.5854 |
| 7 | 2550.534 | 54632.44 | 0.181762 | 546.9478 |
| 6 | 2612.235 | 47960.64 | 0.159565 | 480.1536 |
| 5 | 2671.513 | 40874.15 | 0.135988 | 409.2079 |
| 4 | 2746.509 | 33617.27 | 0.111844 | 336.5562 |
| 3 | 2812.989 | 25823.24 | 0.085914 | 258.527 |
| 2 | 2850.579 | 17445.54 | 0.058041 | 174.6545 |
| 1 | 2987.362 | 9141.327 | 0.030413 | 91.51757 |
| SOMME | | 300572.1 | 1 | 3009,15 |

$V_y = 2953,76 \text{ KN}$

Tableau IV.16: Force sismiques selon la hauteur suivant Y

| Niveaux | Wi | hi | α_i | Fiy (KN) |
|---------|----------|----------|------------|----------|
| 8 | 2903.49 | 71077.44 | 0.236474 | 698.4871 |
| 7 | 2550.534 | 54632.44 | 0.181762 | 536.88 |
| 6 | 2612.235 | 47960.64 | 0.159565 | 471.3153 |
| 5 | 2671.513 | 40874.15 | 0.135988 | 401.6755 |
| 4 | 2746.509 | 33617.27 | 0.111844 | 330.3612 |
| 3 | 2812.989 | 25823.24 | 0.085914 | 253.7683 |
| 2 | 2850.579 | 17445.54 | 0.058041 | 171.4396 |
| 1 | 2987.362 | 9141.327 | 0.030413 | 89.83299 |
| SOMME | | 300572.1 | 1 | 2953,76 |

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.17 : moment de stabilité et le renversement.

| | | | | M s (KN.m) | | | | M r (KN.m) | |
|--------|--------|-------|----------|------------|----------|----------|----------|------------|----------|
| Gx (m) | Gy (m) | Z (m) | Wi (KN) | Wi*Gx | Wi*Gy | Fx (KN) | Fy (KN) | Fx* hi | Fy*hi |
| 8.94 | 7.40 | 3.06 | 2903.49 | 25954.3 | 21506.15 | 711.5854 | 698.4871 | 17419.61 | 17098.96 |
| 9.04 | 7.47 | 6.12 | 2550.534 | 23056.83 | 19067.79 | 546.9478 | 536.88 | 11715.62 | 11499.97 |
| 9.07 | 7.54 | 9.18 | 2612.235 | 23703.42 | 19714.54 | 480.1536 | 471.3153 | 8815.62 | 8653.349 |
| 9.09 | 7.56 | 12.24 | 2671.513 | 24284.05 | 20183.28 | 409.2079 | 401.6755 | 6260.881 | 6145.635 |
| 9.10 | 7.56 | 15.30 | 2746.509 | 25012.45 | 20769.1 | 336.5562 | 330.3612 | 4119.448 | 4043.621 |
| 9.13 | 7.46 | 18.36 | 2812.989 | 25682.59 | 20984.9 | 258.527 | 253.7683 | 2373.278 | 2329.593 |
| 9.14 | 7.47 | 21.42 | 2850.579 | 26051.44 | 21282.42 | 174.6545 | 171.4396 | 1068.886 | 1049.21 |
| 9.16 | 7.49 | 24.48 | 2987.362 | 27382.16 | 22360.4 | 91.51757 | 89.83299 | 280.0438 | 274.8889 |
| | | | | 201127.3 | 165868.6 | | | 52053.39 | 51095.23 |

Tableau IV.18 : Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.

| direction | ΣMs | ΣMr | $\Sigma Ms/\Sigma Mr$ | $Ms/Mr > 1.5$ | Observation |
|-------------|-------------|-------------|-----------------------|---------------|-------------|
| Suivant X-X | 201127.3 | 52053.39 | 3.86 | Oui | Vérifié |
| Suivant Y-Y | 165868.6 | 51095.23 | 3.24 | Oui | Vérifié |

✚ Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions

IV.8 : Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient :

- ✓ Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- ✓ La vérification de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0.8*VMSE$), avec l'implication de ce dernier par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il est inférieur.
- ✓ Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le **RPA99V2003**.
- ✓ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.
- ✓ Vérifier les pourcentages des sollicitations horizontales donnés par le

RPA99version2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.

- ✓ Vérifier l'effort normal réduit dans les poteaux imposés.
- ✓ Vérification vis-à-vis le renversement.
- ✚ Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux (Poteaux, Poutres principales et secondaires et les voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

V.2. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sections minimales et maximales « zone III »

| Elément | Section minimale | Section maximale | |
|---------|------------------|------------------|----------------------|
| | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| Poteaux | 0.9% | 4.0% | 6,0% |
| Poutres | 0.5% | 4.0% | 6,0% |
| Voiles | 0.2% | / | / |

V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de planchers - poutres vers les fondations

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens, soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

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 seront calculées a l'état limite ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables dans les situations suivantes :

Tableau V.2. Caractéristiques du béton et de l'acier.

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|---------------------|------------|-------------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | γ_s | f_e (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 1.15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

V.3.1 : Combinaison d'action :

Pour obtenir les efforts internes nous avons utilisé le logiciel sous les combinaisons suivantes :

Tableau V.3 : Combinaison des charges

| Selon BAEL91 | | Selon RPA 99v2003 |
|--------------|----------------|-------------------|
| ELU | 1,35 G + 1,5 Q | G + Q ± E |
| ELS | G + Q | 0,8G ± E |

Avec : G : Charges permanentes ; Q : Surcharge d'exploitation ; E : Action du séisme.

V3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.4.2.1:

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 minimal est : 0,9% de la section ($b \times h$)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ❖ 4% en zone courante
 - ❖ 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ 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'extérieur des zones nodales.

V.3.3. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

B : section du béton = b×h ; (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau. A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\text{max}}, M_{\text{corr}}$).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.3.4 : Les sollicitations dans les poteaux :

❖ **Situation durable :**

- Combinaison ELU : 1,35G + 1,5Q

a) ($N_{\text{max}}, M_{\text{corr}}$) :

Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$).

| Niveau | Section | N^{max} (KN) | M^{cor} (KN.m) | Sollicitation | A_s' (cm ²) | A_s (cm ²) | A_s^{min} (cm ²) |
|------------------|---------|--------------------------|----------------------------|---------------|------------------------------|-----------------------------|--|
| RDC | 55 x 55 | -1642,89 | 0,01 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | -1415,59 | 17,84 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | -1194,49 | 6,19 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | -990,48 | 7,88 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | -791,11 | 8,63 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | -591,52 | 4,33 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | -396,63 | 6,17 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | -209,46 | 7,48 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |

b) (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.5. Ferrillages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

| Niveau | Section | M^{\max} (KN) | N^{cor} (KN.m) | Sollicitation | As' (cm ²) | As (cm ²) | As^{\min} (cm ²) |
|------------------|---------|--------------------|----------------------------|---------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| RDC | 55 x 55 | 63,46 | -1366,52 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 58,21 | -916,68 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | 31,29 | -1033,51 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | 31,37 | -744,96 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | 36,12 | -316,07 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | 28,65 | -468,57 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | 28,83 | -203,12 | S.P.C | 0.000 | 0.33 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | 30,14 | -136,93 | S.P.C | 0.000 | 1,47 | 8.10 |

❖ Situation accidentelle :

✓ Combinaison :G+Q±E

a) (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V.6. Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

| Niveau | Section | N^{\max} (KN) | M^{cor} (KN.m) | Sollicitation | As' | As | As^{\min} (cm ²) |
|------------------|---------|--------------------|----------------------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|
| | | | | | (cm ²) | (cm ²) | |
| RDC | 55 x 55 | -1868,95 | 87,80 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | -1362,35 | 41,91 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | -1045,89 | 76,89 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | -829,38 | 93,99 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | -633,94 | 50,15 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | -474,01 | 22,40 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | -317,08 | 25,33 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | -167,47 | 21,20 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 8.10 |

b) (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

| Niveau | Section | M^{\max} (KN.m) | N^{cor} (KN) | Sollicitation | As' | As (cm2) | As^{\min} |
|------------------|---------|----------------------|--------------------------|---------------|-------|------------|-------------|
| | | | | | (cm2) | | (cm2) |
| RDC | 55 x 55 | 87,80 | -1868,95 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 129,63 | 214,08 | S.P.C | 0.000 | 9,8 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | 92,30 | 192,42 | S.P.C | 0.000 | 8,94 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | 117,18 | 152,47 | S.P.C | 0.000 | 10.92 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | 132,07 | 94,6 | S.P.C | 0.000 | 10.72 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | 59,45 | 45,29 | S.P.C | 0.000 | 6.53 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | 69,71 | 10,43 | S.P.C | 0.000 | 7.19 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | 69,50 | -11,50 | S.P.C | 0.000 | 6.95 | 8.10 |

✓ **Combinaison : 0,8G±E**

a) (N^{\max} ; M^{corr}) :

Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

| Niveau | Section | N^{\max} (KN) | M^{cor} (KN.m) | Sollicitation | As' | As | As^{\min} |
|------------------|---------|--------------------|----------------------------|---------------|-------|-------|-------------|
| | | | | | (cm2) | (cm2) | (cm2) |
| RDC | 55 x 55 | -1740,32 | 85,68 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | -1258,51 | 40,60 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | -913,60 | 79,72 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | -726,93 | 98,01 | S.P.C | 0.000 | 0.000 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | -544,19 | 108,18 | S.P.C | 0.000 | 1.72 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | -372,24 | 46,99 | S.P.C | 0.000 | 0.5 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | -232,48 | 51,66 | S.P.C | 0.000 | 2.51 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | -125,16 | 23,30 | S.P.C | 0.000 | 0.68 | 8.10 |

b) (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

| Niveau | Section | M^{\max} (KN.m) | N^{cor} (KN) | Sollicitation | As' | As | As^{\min} (cm ²) |
|------------------|---------|----------------------|--------------------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|
| | | | | | (cm ²) | (cm ²) | |
| RDC | 55 x 55 | 85,68 | -1740,32 | S.E.C | 0.000 | 0.000 | 27.22 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 126,54 | 380,69 | S.P.C | 0.000 | 11.82 | 22.50 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | 89,57 | 324,71 | S.P.C | 0.000 | 10.48 | 14.40 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | 113,17 | 254,91 | S.P.C | 0.000 | 11.27 | 14.40 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | 127,51 | 174,28 | S.P.C | 0.000 | 11.30 | 14.40 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | 57,02 | 102,57 | S.P.C | 0.000 | 6.96 | 8.10 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | 66,23 | 47,79 | S.P.C | 0.000 | 7.28 | 8.10 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | 65,78 | 6,71 | S.P.C | 0.000 | 6.54 | 8.10 |

V.3.5 : Choix des armatures :

Le choix final des armatures longitudinales est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés

| Niveau | Section | As' | As | As^{\min} | As^{\max} | As^{\max} | choix | As^{adop} (cm ²) |
|------------------|---------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------|-------------|-----------|--|
| | | (cm ²) | (cm ²) | (cm ²) | (Z-C) | (Z-R) | | |
| RDC | 55 x 55 | 0 | 0 | 27,22 | 110 | 165 | 4T20+8T16 | 28,64 |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 0 | 11.82 | 22,50 | 90 | 135 | 12T16 | 24,12 |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | 0 | 10.48 | 14,40 | 57.6 | 86.4 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | 0 | 11.27 | 14,40 | 57.6 | 86.4 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | 0 | 11.30 | 14,40 | 57.6 | 86.4 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | 0 | 6.96 | 8.1 | 32.5 | 48.6 | 8T12 | 9.04 |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | 0 | 7.28 | 8.1 | 32.5 | 48.6 | 8T12 | 9.04 |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | 0 | 6,95 | 8.1 | 32.5 | 48.6 | 8T12 | 9.04 |

V.3.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA article A 4.5.3:

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Acier :

✓ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

✓ Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

✓ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

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 :

• **Combinaison : G+Q**

a- (N^{max} ; M^{corr})

Tableau V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

| Niveau | Section | Nser | Mser | Sollicitation | σ_s | σ_s^- | σ_{bc} | σ_{bc}^- | Obs |
|------------------|---------|---------|--------|---------------|------------|--------------|---------------|-----------------|---------|
| | | (KN) | (KN.m) | | (MPA) | (MPA) | (MPA) | (MPA) | |
| RDC | 55 x 55 | -1197,3 | 0,01 | S.E.C | 41,6 | 201,63 | 4,53 | 15 | Vérifié |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 1031,67 | 12,88 | S.E.C | 48,7 | 201,63 | 4,17 | 15 | Vérifié |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | -847,62 | 4,01 | S.E.C | 57,5 | 201,63 | 5,77 | 15 | Vérifié |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | -725,17 | 5,78 | S.E.C | 51 | 201,63 | 4,74 | 15 | Vérifié |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | -579,27 | 6,21 | S.E.C | 42 | 201,63 | 3,66 | 15 | Vérifié |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | -433,25 | 3,12 | S.E.C | 53 | 201,63 | 5 | 15 | Vérifié |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | -290,99 | 4,45 | S.E.C | 39,7 | 201,63 | 2,9 | 15 | Vérifié |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | -154,14 | 5,40 | S.E.C | 26,4 | 201,63 | 1,85 | 15 | Vérifié |

b- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.

| Niveau | Section | Mser | Nser | Sollicitation | σ_s | σ_s^- | σ_{bc} | σ_{bc}^- | Obs |
|------------------|---------|--------|---------|---------------|------------|--------------|---------------|-----------------|---------|
| | | (KN.m) | (KN) | | (MPa) | (MPa) | (MPa) | (MPa) | |
| RDC | 55 x 55 | 46,29 | -999,29 | S,E,C | 49.1 | 201.63 | 3.37 | 15 | Vérifié |
| 1 ^{eme} | 50 x 50 | 42,20 | -668,28 | S.E.C | 45.3 | 201.63 | 3.21 | 15 | Vérifié |
| 2 ^{eme} | 40 x 40 | 23,20 | -759,03 | S.E.C | 66.6 | 201.63 | 4.54 | 15 | Vérifié |
| 3 ^{eme} | 40 x 40 | 22,88 | -547,63 | S.E.C | 52.8 | 201.63 | 3.68 | 15 | Vérifié |
| 4 ^{eme} | 40 x 40 | 26,37 | -232,47 | S.P.C | 31.9 | 201.63 | 2.38 | 15 | Vérifié |
| 5 ^{eme} | 30 x 30 | 20,89 | -344,3 | S.P.C | 74.4 | 201.63 | 5.74 | 15 | Vérifié |
| 6 ^{eme} | 30 x 30 | 21,02 | -149,94 | S.P.C | - 51.6 | 201.63 | 6.02 | 15 | Vérifié |
| 7 ^{eme} | 30 x 30 | 21,77 | -100,37 | S.P.C | -37.6 | 201.63 | 6.51 | 15 | Vérifié |

V.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon CBA93 article A.5.1.1

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ poteau carré

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 CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

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.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

| Niveau | Section | Tu (KN) | τ_u (MPA) | λ | ρ_d | τ_u -RPA | τ_u -BAEL | Vérification |
|------------------|---------|------------|-------------------|-----------|----------|---------------|----------------|--------------|
| | | | | | | (MPA) | (MPA) | |
| RDC | 55x55 | 34,8 | 0.11 | 13.48 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 1 ^{eme} | 50x50 | 79,57 | 0.32 | 14.84 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 2 ^{eme} | 40x40 | 57,26 | 0.35 | 18.55 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 3 ^{eme} | 40x40 | 74,27 | 0.46 | 18.55 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 4 ^{eme} | 40x40 | 89,58 | 0.56 | 18.55 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 5 ^{eme} | 30x30 | 40,77 | 0.45 | 24.73 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 6 ^{eme} | 30x30 | 45,07 | 0.50 | 24.73 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |
| 7 ^{eme} | 30x30 | 46,41 | 0.51 | 24.73 | 0.075 | 1.875 | 3.75 | Vérifié |

V.3.7. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2

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

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).

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

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

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

$L_f = 0.7 L_0$; **CBA article B 8.3.3**

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14. Espacements maximums selon RPA99.

| Niveau | Section | Barres | ϕ_1 (mm) | St (cm) | |
|------------------|---------|-----------|---------------|---------|-----|
| | | | | Z.N | Z.C |
| RDC | 55x55 | 8T14+8T16 | 14 | 10 | 14 |
| 1 ^{eme} | 50x50 | 12T16 | 16 | 10 | 16 |
| 2 ^{eme} | 40x40 | 4T14+8T12 | 12 | 10 | 12 |
| 3 ^{eme} | 40x40 | 4T14+8T12 | 12 | 10 | 12 |
| 4 ^{eme} | 40x40 | 4T14+8T12 | 12 | 10 | 12 |
| 5 ^{eme} | 30x30 | 4T14+4T12 | 12 | 10 | 12 |
| 6 ^{eme} | 30x30 | 4T14+4T12 | 12 | 10 | 12 |
| 7 ^{eme} | 30x30 | 4T14+4T12 | 12 | 10 | 12 |

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux

| Niveau | Section | Lf (m) | λ_g | ρ_a | Tu (KN) | St (cm) | | At ^{cal} cm ² | | Amin (cm ²) | Choix |
|------------------|---------|--------|-------------|----------|---------|---------|-----|-----------------------------------|------|-------------------------|------------|
| | | | | | | Z.N | Z.C | Z.N | Z.C | | |
| RDC | 55x55 | 2.14 | 3.89 | 3.75 | 34,8 | 10 | 14 | 1.06 | 1.49 | 1.65 | 4T8 |
| 1 ^{eme} | 50x50 | 2.14 | 4.24 | 3.75 | 79,57 | 10 | 16 | 2.43 | 3.41 | 1.50 | 4T8 |
| 2 ^{eme} | 40x40 | 2.14 | 5.35 | 2.5 | 57,26 | 10 | 12 | 1.16 | 1.63 | 1.20 | 4T8 |
| 3 ^{eme} | 40x40 | 2.14 | 5.35 | 2.5 | 74,27 | 10 | 12 | 1.51 | 2.12 | 1.20 | 4T8 |
| 4 ^{eme} | 40x40 | 2.14 | 5.35 | 2.5 | 89,58 | 10 | 12 | 1.82 | 2.56 | 1.20 | 4T8 |
| 5 ^{eme} | 30x30 | 2.14 | 7.14 | 2.5 | 40,77 | 10 | 12 | 0.83 | 1.16 | 0.90 | 4T8 |
| 6 ^{eme} | 30x30 | 2.14 | 7.14 | 2.5 | 45,07 | 10 | 12 | 0.92 | 1.28 | 0.90 | 4T8 |
| 7 ^{eme} | 30x30 | 2.14 | 7.14 | 2.5 | 46,41 | 10 | 12 | 0.94 | 1.32 | 0.09 | 4T8 |

V.3.8 Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Lf : longueur de flambement ; Lf = 0,7l₀

i : rayon de giration ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie.

B : aire de la section transversale.

l₀ : hauteur du poteau (entre plancher).

Pour les poteaux carrés : $\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{a}$

Tableau V.16: Vérification au flambement

| Niveau | Section | B(m ²) | Lf | λg | ρ _a | λ | λ ≤ 50 |
|---------------------------------------|---------|--------------------|------|------|----------------|-------|--------|
| RDC | 55x55 | 0.3 | 2.14 | 3.89 | 3.75 | 13.48 | C.V |
| 1 ^{er} | 50x50 | 0.25 | 2.14 | 4.24 | 3.75 | 14.82 | C.V |
| 2 ^{em} ; 3 ; 4 ^{em} | 40x40 | 0.16 | 2.14 | 5.35 | 2.5 | 18.53 | C.V |
| 5 ^{em} ; 6 ; 7 ^{em} | 30x30 | 0.09 | 2.14 | 7.14 | 2.5 | 24.71 | C.V |

V.3.9. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- Ø=20mm..... $L_r=100$ cm
- Ø=16mm..... $L_r=80$ cm
- Ø=14mm..... $L_r=70$ cm
- Ø=12mm..... $L_r=60$ cm

V.3.9. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal. $N_u(\text{RDC})= 1940.20\text{Kn}$

- (Poids du poteau..... $0,55 \times 0,55 \times 3.06 \times 25 = 23.14$ KN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du RDC est :

$$:N_{u(\text{rdc})}=N_{u(\text{RDC})}+N_{u1}=1666,03 \text{ KN}$$

a.Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,87\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{15,88} = 13,49 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$
- $Br = (55 - 3)^2 = 2704\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{1666,03 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2704 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -85,55\text{cm}^2$$

$$A_s^{\text{min}} = 0,9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 27.22 \text{ cm}^2$$

On prend : $8\text{T}16+4\text{T}20 = 28,64 \text{ cm}^2$.

b. Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser(RDC)}} = 1197.3 \text{ KN}$$

- (Poids du poteau..... $0,55 \times 0,55 \times 3,06 \times 25 = 23,14 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du RDC est :

$$:N_{\text{ser(rdc)}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{u1} = 1220,44 \text{ KN}$$

Tableau V.17. Vérification des contraintes des poteaux du RDC.

| Section (cm ²) | N _{ser} (kN) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | σ _b (MPa) | σ̄ _b (MPa) | Vérification |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|--------------|
| 55 x 55 | 1220,44 | 42.4 | 201,63 | 4.62 | 15 | Vérifié |

V.3.10 : Schéma de ferrailage des poteaux :

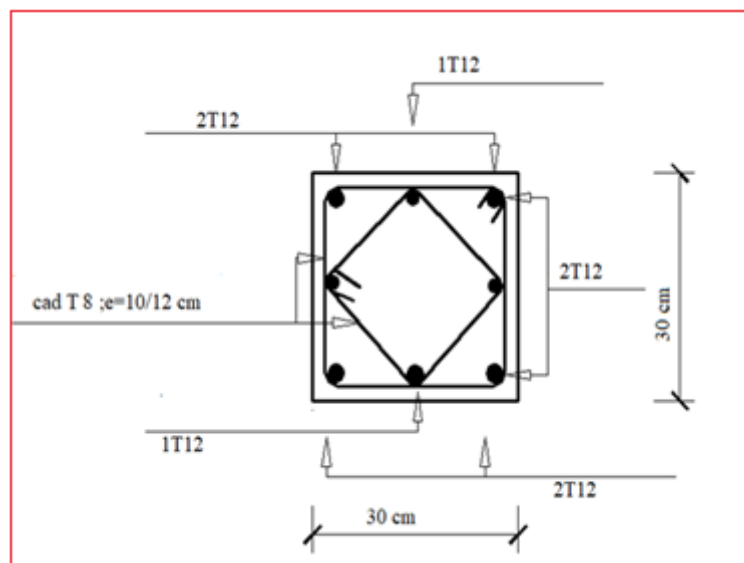


Figure V.1. Schéma de ferrailage 5,6 et 7^{em} étages 30x30

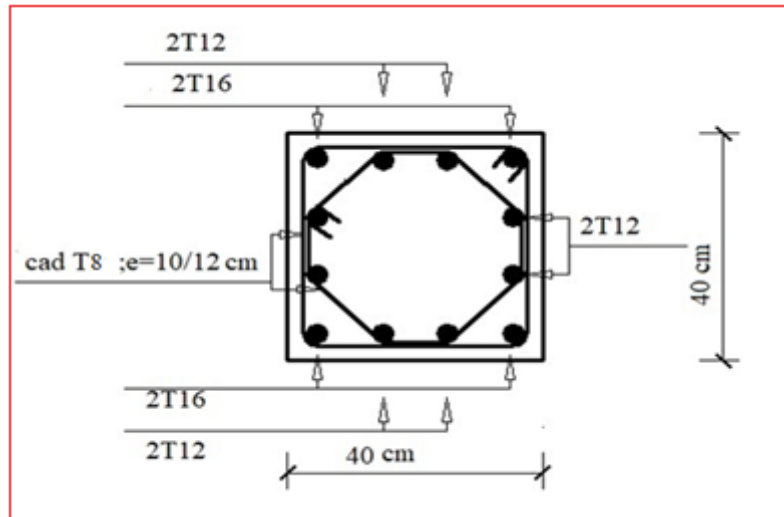


Figure V.2. Schéma de ferrailage 2,3 et 4^{em} étages 40x40

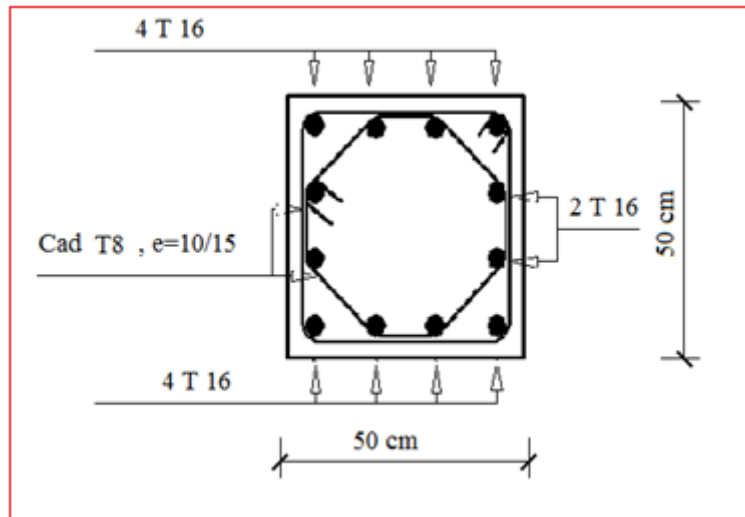


Figure V.3. Schéma de ferrailage 1^{er} étages 50 x 50

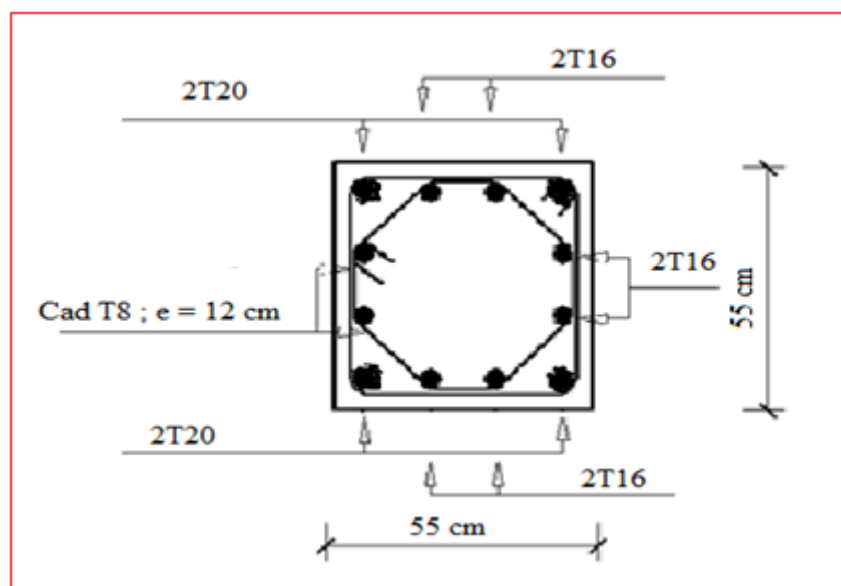


Figure V.4. Schéma de ferrailage RDC 55 x 55

V.4. Ferrailage des poutres :

V.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armature incorporée, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature impose par le « **RPA99** » en **zone III**.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **ETABES** , en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91** .

Tableau V.18 : Combinaison des charges

| | Selon BAEL91 | Selon RPA 99v2003 |
|------------|----------------|-------------------|
| ELU | 1,35 G + 1,5 Q | G + Q ± E |
| ELS | G + Q | 0,8G ± E |

V.4.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

a- Armatures longitudinales : (RPA99 / version 2003) :

- 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°.

b- Armatures transversales : (RPA99 / version 2003) :

- 1- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par: $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- 2- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires est

$$S_t = \min (h / 4 ; 12\phi_l)$$

Avec : ϕ_l : c'est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

- 3- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.3. Caractéristiques géométriques des sections :

Tableau V.19: Caractéristiques géométriques des poutres

| | h (cm) | b (cm) | C (cm) | d (cm) | fc28 (Mpa) | fe (Mpa) |
|-------|--------|--------|--------|--------|------------|----------|
| P.P | 45 | 30 | 4 | 41 | 25 | 400 |
| P.N.P | 40 | 30 | 4 | 36 | 25 | 400 |

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ **Poutre principale** : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- ✓ **Poutre secondaire** : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

b) Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- ✓ **Poutre porteuse** :
 - 4 % $(b \times h) = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 - 6 % $(b \times h) = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- ✓ **Poutre non porteuse** :
 - 4 % $(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 - 6 % $(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

V.4.4. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principal (poutre principale).
- Sens secondaire (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Sens principal :

a. Situation durable :

- **Combinaison : 1.35G+1.5Q**

Tableau V.20. Ferrailage des poutres principales (situation durable).

| Niveau | Section | Position | M ^{max} (Kn.m) | As (cm ²) | As'(cm ²) |
|------------------|---------|----------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| RDC | 45 x 30 | Travée | 45.82 | 3.34 | 0 |
| | | Appui | -57.07 | 4.18 | 0 |
| 1 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 43.69 | 3.17 | 0 |
| | | Appui | -56.38 | 4.16 | 0 |
| 2 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 46.95 | 3.41 | 0 |
| | | Appui | -62.99 | 4.64 | 0 |
| 3 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 46.56 | 3.39 | 0 |
| | | Appui | -63.95 | 4.61 | 0 |
| 4 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 46.10 | 3.37 | 0 |
| | | Appui | -66.76 | 4.92 | 0 |
| 5 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 54.33 | 3.97 | 0 |
| | | Appui | -75.62 | 5.63 | 0 |
| 6 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 52.93 | 3.85 | 0 |
| | | Appui | -45.43 | 3.30 | 0 |
| 7 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 62.36 | 4.59 | 0 |
| | | Appui | -86.08 | 6.47 | 0 |

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.21. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

| Niveau | Section | Position | M ^{max} (Kn.m) | As (cm ²) | As'(cm ²) |
|------------------|---------|----------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| RDC | 45 x 30 | Travée | 39.69 | 2.5 | 0 |
| | | Appui | -76.52 | 4.91 | 0 |
| 1 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 46.07 | 2.88 | 0 |
| | | Appui | -93.14 | 6.03 | 0 |
| 2 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 57.13 | 3.60 | 0 |
| | | Appui | -111.91 | 7.31 | 0 |
| 3 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 63.64 | 4.05 | 0 |
| | | Appui | -123.23 | 8.11 | 0 |
| 4 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 64.60 | 4.09 | 0 |
| | | Appui | -122.25 | 8.04 | 0 |
| 5 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 52.80 | 3.35 | 0 |
| | | Appui | -120.30 | 7.90 | 0 |
| 6 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 54.37 | 3.46 | 0 |
| | | Appui | -120.14 | 7.90 | 0 |
| 7 ^{ème} | 45 x 30 | Travée | 52.00 | 3.27 | 0 |
| | | Appui | -111.73 | 7.29 | 0 |

2- Sens secondaire :

c. Situation durable :

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau V.22. Ferrailage des poutres principales (situation durable).

| Niveau | Section | Position | M ^{max} (Kn.m) | As (cm ²) | As'(cm ²) |
|------------------|---------|----------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| RDC | 40 x 30 | Travée | 11.21 | 0.90 | 0 |
| | | Appui | -16.02 | 1.30 | 0 |
| 1 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 11.61 | 0.94 | 0 |
| | | Appui | -19.82 | 1.61 | 0 |
| 2 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 16.60 | 1.35 | 0 |
| | | Appui | -26.33 | 2.16 | 0 |
| 3 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 24.13 | 1.97 | 0 |
| | | Appui | -30.93 | 2.5 | 0 |
| 4 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 25.81 | 2.11 | 0 |
| | | Appui | -34.86 | 2.88 | 0 |
| 5 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 26.99 | 2.21 | 0 |
| | | Appui | -41 | 3.41 | 0 |
| 6 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 32.11 | 2.64 | 0 |
| | | Appui | -45.22 | 3.78 | 0 |
| 7 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 25.59 | 2.1 | 0 |
| | | Appui | -41.70 | 3.47 | 0 |

d. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.23. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

| Niveau | Section | Position | M ^{max} (Kn.m) | As (cm ²) | As'(cm ²) |
|------------------|---------|----------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| RDC | 40 x 30 | Travée | 31.86 | 2.27 | 0 |
| | | Appui | -41.93 | 3.00 | 0 |
| 1 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54.66 | 3.96 | 0 |
| | | Appui | -61.74 | 4.5 | 0 |
| 2 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 69.83 | 5.12 | 0 |
| | | Appui | -83.46 | 6.19 | 0 |
| 3 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 85.37 | 6.34 | 0 |
| | | Appui | -99.12 | 7.45 | 0 |
| 4 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 81.61 | 6.07 | 0 |
| | | Appui | -102.52 | 7.73 | 0 |
| 5 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 72.26 | 5.31 | 0 |
| | | Appui | -103.44 | 7.81 | 0 |
| 6 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 73.11 | 5.37 | 0 |
| | | Appui | -104.2 | 7.88 | 0 |
| 7 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 52.92 | 3.83 | 0 |
| | | Appui | -85.20 | 6.39 | 0 |

V.4.5. Choix des armatures :

1- Sens principal :

Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres principaux.

| Niveau | Section | Position | A_s^{max} | A_s^{max} | A_s^{min} | A_s^{cal} | Choix | A_s^{adp} |
|------------------|---------|----------|-------------|-------------|-------------|--------------------|-----------|--------------------|
| | | | Z.C | Z.R | RPA | (cm ²) | | (cm ²) |
| RDC | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 3.43 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 4.91 | | 6.88 |
| 1 ^{er} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 3.17 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 6.03 | | 6.88 |
| 2 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 3.60 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 7.31 | | 6.88 |
| 3 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 4.05 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 8.11 | | 8.29 |
| 4 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 4.09 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 8.04 | | 8.29 |
| 5 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 3.97 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 7.90 | | 8.29 |
| 6 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 3.85 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 7.89 | | 8.29 |
| 7 ^{ème} | | Travée | 54 | 81 | 6.75 | 4.59 | 3T14+2T12 | 6.88 |
| | | Appui | | | | 7.29 | | 8.29 |

2-Sens secondaire

Tableau V.25. Choix des armatures pour les poutres secondaires.

| Niveau | Section | Position | A_s^{max} | A_s^{max} | A_s^{min} | A_s^{cal} | Choix | A_s^{adp} |
|------------------|---------|----------|-------------|-------------|-------------|--------------------|-----------|--------------------|
| | | | Z.C | Z.R | RPA | (cm ²) | | (cm ²) |
| RDC | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 2.27 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 3.00 | | 6.44 |
| 1 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.96 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 4.5 | | 6.44 |
| 2 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 5.12 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 6.19 | | 6.44 |
| 3 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 6.34 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 7.45 | | 6.44 |
| 4 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 6.07 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 7.73 | | 6.44 |
| 5 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 5.31 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 7.81 | | 8.01 |
| 6 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 5.37 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 7.88 | | 8.01 |
| 7 ^{ème} | 40 x 30 | Travée | 48 | 72 | 6 | 3.83 | 3T12+2T14 | 6.44 |
| | | Appui | | | | 6.39 | | 6.44 |

V.4.6. Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_c = 400\text{MPa}$$

Tableau V.26. Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm ²) | (cm ²) | (cm ²) | Vérification |
|----------------------------|------------------------------|---------------------|--------------|
| P.P (45x30) | $A_s^{\text{choisi}} = 6,88$ | $A_s^{\min} = 1,48$ | Vérifiée |
| P.P (45x30) | 6.88 | 1.48 | Vérifiée |
| P.N.P (40x30) | 6.44 | 1.30 | Vérifiée |
| P.N.P (40x30) | 6.44 | 1.30 | Vérifiée |

V.4.7. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

Tableau V.27 : Etapes de la vérification des contraintes en flexion simple à l'ELS

| Données | $M_{ser}, A_s, h, b, d, f_e, f_{c28}$ |
|--------------|---|
| inconnues | $y, I, \sigma_{bc}, \sigma_{st}$ |
| Résolution | <p>Y est la solution de :</p> $\frac{1}{2}by^2 - nA_s(d - y) = 0$ $I = \frac{1}{3}by^3 + nA_s(d - y)^2$ |
| vérification | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$ <p>➤ Béton</p> $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ <p>➤ Acier</p> <p>✓ Fissuration peu nuisible Pas de vérification.</p> <p>✓ <u>Fissuration préjudiciable :</u></p> $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \tau_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$ <p>✓ <u>Fissuration très préjudiciable :</u></p> $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 0,8 \tau_s$ <p>Avec :</p> <p>$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.</p> <p>Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$.</p> |

Pour la vérification non adoptant seulement le moment maximum dans les deux sens pour tous les niveaux sous la combinaison G+Q, les résultats du calcul sont présentés dans le

Tableau suivant :

1- Sens principal : Combinaison ; G+Q

Tableau V.28. Vérification des poutres principales.

| Niveau | Section | Position | M _{ser} KN.m | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s MPa | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Obs. |
|------------------|---------|----------|--------------------------|------------------------|------------------------------|-------------------|---------------------------|------|
| 7 ^{ème} | 30×45 | Travée | 45.301 | 5,84 | 15 | 178,7 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -64.002 | 7,79 | | 200,5 | | |
| 6 ^{ème} | 30×45 | Travée | 38.139 | 4,92 | 15 | 150,4 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -55.886 | 6,8 | | 188,2 | | |
| 5 ^{ème} | 30×45 | Travée | 39.126 | 5,05 | 15 | 154,3 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -55.957 | 6,81 | | 188,4 | | |
| 4 ^{ème} | 30×45 | Travée | 35.562 | 4,59 | 15 | 140,3 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -48.98 | 4,33 | | 1197 | | |
| 3 ^{ème} | 30×45 | Travée | 33.771 | 4,36 | 15 | 133,2 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -46.844 | 5,7 | | 157,7 | | |
| 2 ^{ème} | 30×45 | Travée | 33.928 | 4,38 | 15 | 133,8 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -45.94 | 5,59 | | 154,7 | | |
| 1 ^{er} | 30×45 | Travée | 32.194 | 4,15 | 15 | 127 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -41.553 | 5,36 | | 163,9 | | |
| RDC | 30×45 | Travée | 31.435 | 4,05 | 15 | 124 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -39.329 | 5,07 | | 155,1 | | |

2- Sens secondaire : Combinaison ; G+Q

Tableau V.29. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

| Niveau | Section | Position | M _{ser} kN.m | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s MPa | $\bar{\sigma}_s$ MPa | Obs. |
|------------------|---------|----------|--------------------------|------------------------|------------------------------|-------------------|-------------------------|------|
| 7 ^{ème} | 30×40 | Travée | 18.544 | 2,95 | 15 | 83,6 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -31.263 | 4,97 | | 140,9 | | |
| 6 ^{ème} | 30×40 | Travée | 23.332 | 3,71 | 15 | 105,1 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -33.505 | 5,04 | | 128,9 | | |
| 5 ^{ème} | 30×40 | Travée | 19.589 | 3,12 | 15 | 88,3 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -30.446 | 4,58 | | 117,2 | | |
| 4 ^{ème} | 30×40 | Travée | 18.755 | 2,98 | 15 | 84,5 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -25.618 | 3,85 | | 98,6 | | |
| 3 ^{ème} | 30×40 | Travée | 17.508 | 2,78 | 15 | 78,9 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -22.711 | 3,41 | | 87,4 | | |
| 2 ^{ème} | 30×40 | Travée | 12.045 | 1,92 | 15 | 54,3 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -19.376 | 3,08 | | 87,3 | | |
| 1 ^{er} | 30×40 | Travée | 8.532 | 1,36 | 15 | 38,4 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -14.611 | 2,32 | | 65,8 | | |
| RDC | 30×40 | Travée | 7.858 | 1,25 | 15 | 35,4 | 201,63 | C.V |
| | | Appui | -11.485 | 1,83 | | 51,8 | | |

V.4.8. 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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28},4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau V.30. Vérification de la contrainte de cisaillement.

| Niveaux | Section (cm ²) | T _u ^{max} (kN) | τ _u (MPa) | τ̄ _u (MPa) | Vérifié |
|---------|----------------------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------|
| RDC | P.P(45x30) | 91.43 | 0.74 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 33.47 | 0.31 | 2.5 | OK |
| 1 | P.P(45x30) | 94.89 | 0.77 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 45.13 | 0.41 | 2.5 | OK |
| 2 | P.P(45x30) | 99.78 | 0.81 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 55.60 | 0.51 | 2.5 | OK |
| 3 | P.P(45x30) | 104.92 | 0.85 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 66.03 | 0.61 | 2.5 | OK |
| 4 | P.P(45x30) | 101.72 | 0.82 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 65.88 | 0.61 | 2.5 | OK |
| 5 | P.P(45x30) | 99.74 | 0.81 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 61.33 | 0.56 | 2.5 | OK |
| 6 | P.P(45x30) | 99.70 | 0.81 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 61.85 | 0.57 | 2.5 | OK |
| 7 | P.P(45x30) | 109.53 | 0.89 | 2.5 | OK |
| | P.N.P(40x30) | 47.43 | 0.43 | 2.5 | OK |

a. 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 le CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- 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 :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 0,8\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31. Calcul des armatures transversales

| Sens | T _u (kN) | τ _u (MPa) | BAEL91 | RPA99 | | S _t ^{adp} (cm) | | A _t ^{max} (cm ²) | Choix |
|------------|---------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------------|----|--|-------|
| | | | S _t (cm) | S _t (cm)ZN | S _t (cm)ZC | ZN | ZC | | |
| Principal | 109.53 | 0.89 | 36.9 | 9.6 | 22.5 | 8 | 15 | 1.35 | 4T8 |
| Secondaire | 66.03 | 0.61 | 32.4 | 9.6 | 20 | 8 | 15 | 1.35 | 4T8 |

V.4.9. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r : Longueur de recouvrement. ; L_r=50Ø (zone III). RPA99v2003 article 7.5.2.1

On a :

- Ø=20mm..... L_r = 100 cm
- Ø=16mm..... L_r = 80 cm
- Ø=14mm..... L_r = 70 cm
- Ø=12mm..... L_r = 60 cm
- ✓ **La longueur de la zone nodale : L' = 2 h**
 - Poutre porteuse : L' = 2 h = 2×45 = 90 cm
 - Poutre non porteuse : L' = 2 h = 2×40 = 80 cm

V.4.10. 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 : $\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.065 \text{ cm}$ ($L = 5.65 \text{ m} > 5 \text{ m}$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.89 \text{ cm}$ ($L = 4.45 \text{ m} < 5 \text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue 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.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.32. 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 | 45.57 | 6.88 | 23.81 | 0.0056 | 161.55 | 3.57 | 1.42 | 0.35 | 199634.03 | 97620.55 | 133356.06 |
| secondaire | 23.33 | 6.44 | 21.19 | 0.0059 | 100.62 | 3.56 | 1.42 | 0.17 | 140511.45 | 96288.68 | 93862.02 |

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 4.63mm \quad (L = 5.65m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 10.08mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 5.45mm \langle \bar{f} = 1.065mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 1.49mm \quad (L = 4.45m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 4.55mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 3.05mm \langle \bar{f} = 8.9mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau V.33: Vérification de la flèche

| Section | f _v (mm) | f _i (mm) | f (mm) | f ⁻ (mm) | Observation |
|---------|---------------------|---------------------|--------|---------------------|-------------|
| 30x35 | 10.08 | 4.63 | 5.45 | 10.65 | Vérifié |
| 30x30 | 4.55 | 1.49 | 3.05 | 8.6 | Vérifié |

V.4.11 : Arrêt des barres :

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

Avec :

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

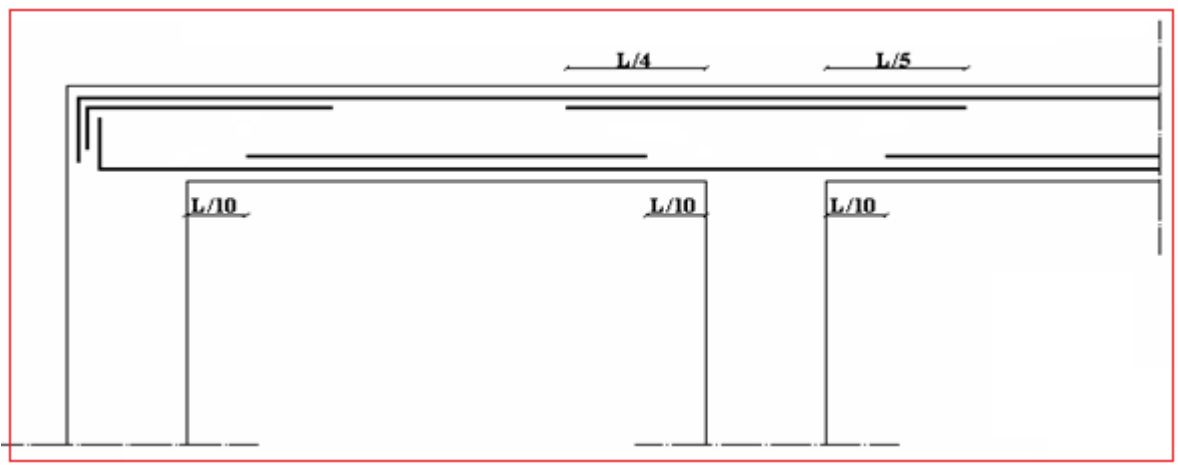


Figure.V.5. Arrêt de barres forfaitaire

V.4.12. Schémas de ferrailage des poutres :

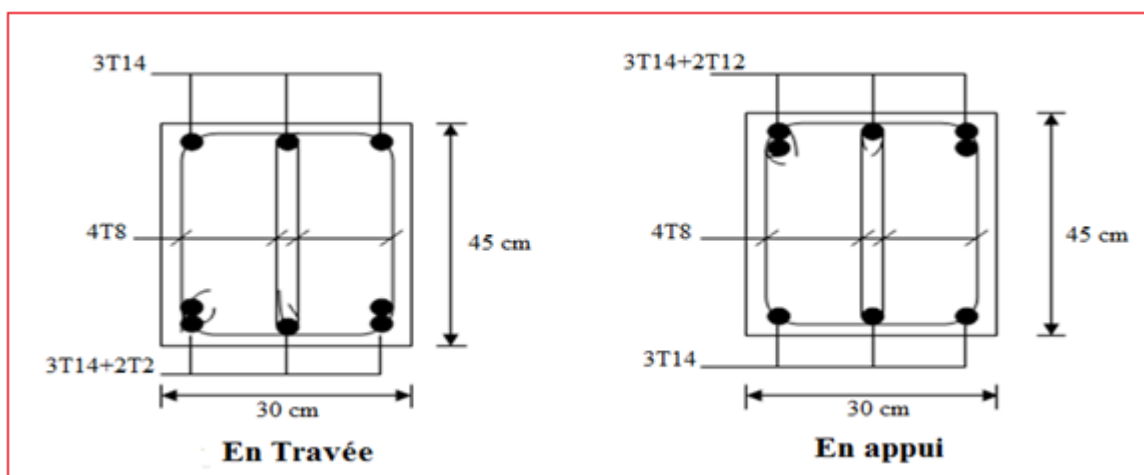


Figure.V.6 : Ferrailage des P.P 1^{er} ; 2 et 3^{eme} étage.

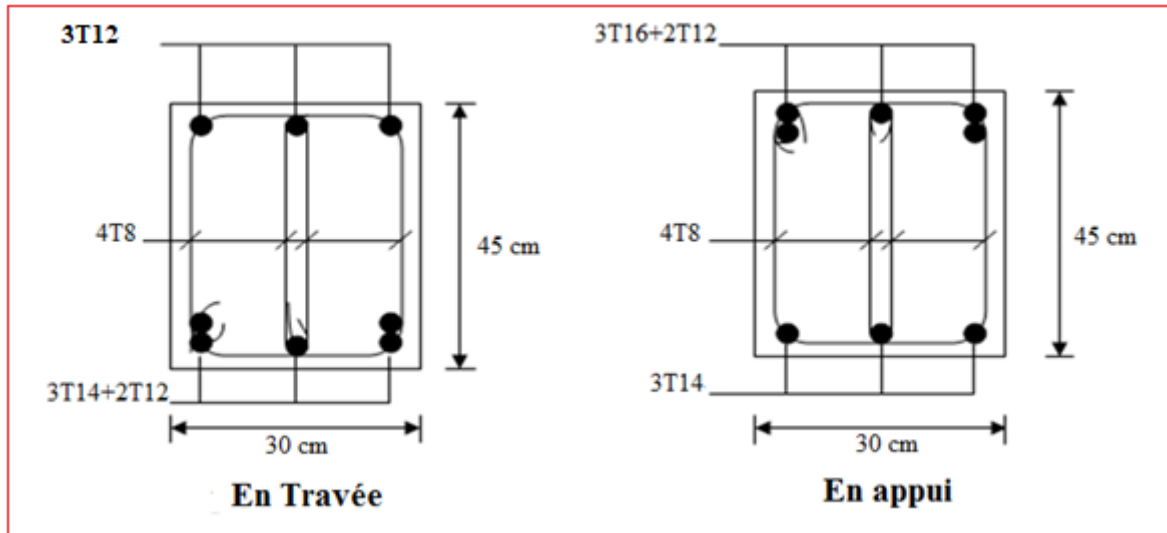


Figure .V.7 : Ferrailage des P.P ; 4^{eme} à 7^{eme} étage.

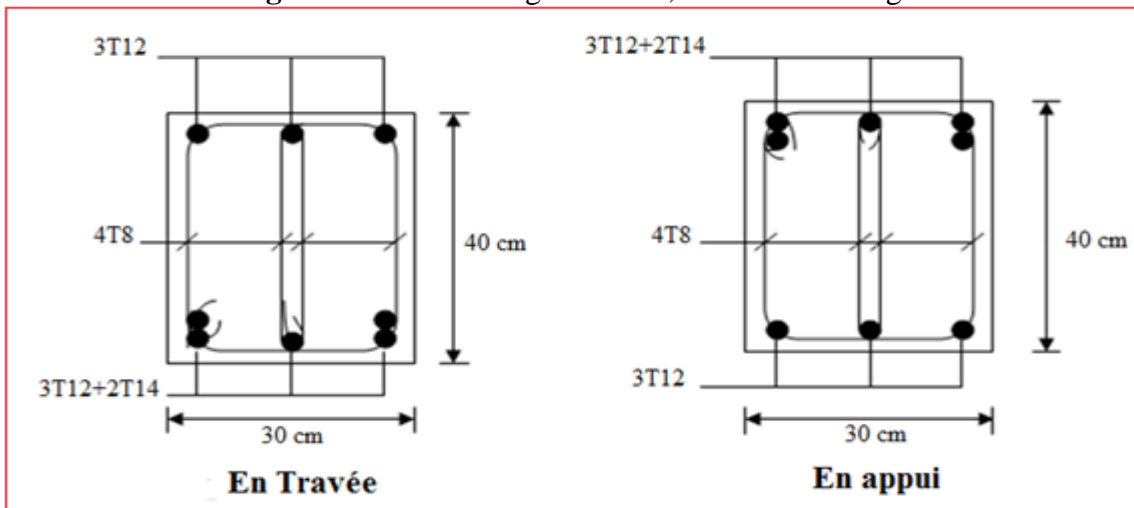


Figure .V.8 : Ferrailage des P.N.P 7, 4, 3, 2, 1 et RDC.

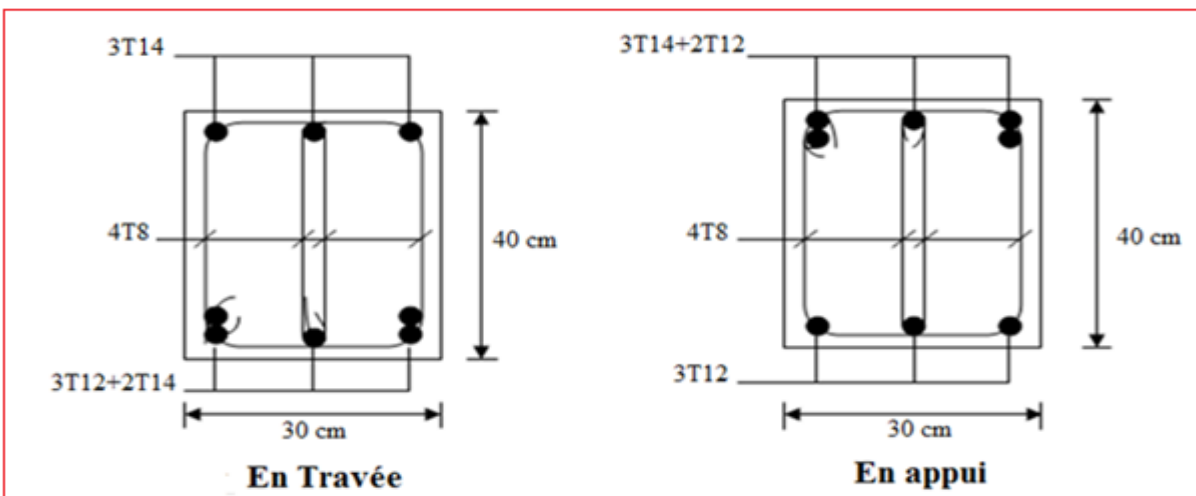


Figure .V.9 : Ferrailage des P.N.P 6^{eme} et 5^{eme}

V.5. Ferrailage des voiles :

V.5.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le (BAEL, 1991) et les vérifications selon le (RPA,1999). Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

On devra disposer les armatures suivantes :

❖ Les armatures verticales :

- Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être prise en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

❖ 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.5.2. Méthode de ferrailage 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 ferrailage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

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

2^{eme} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) 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 :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

3^{eme} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

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 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

▪ **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 des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

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.

▪ **Armatures transversales :**

Les armature transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales

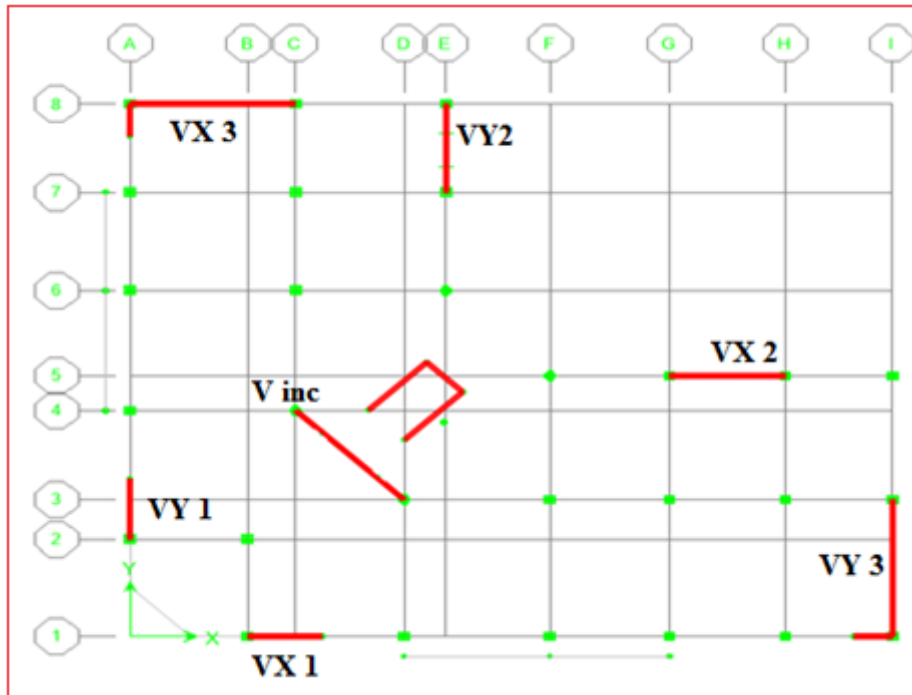


Figure V.10: vue en plan

V.5.3 : Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)

V.5.3.1. Premier type : voile en L (vx1)

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

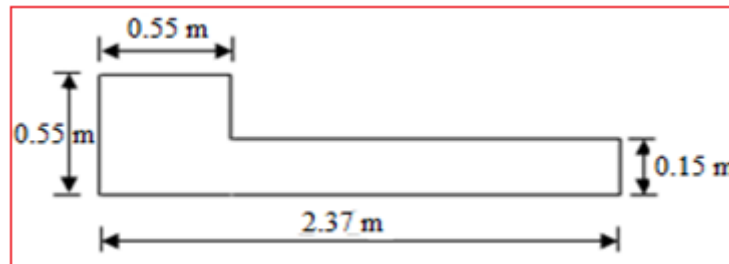


Figure.V.11 : Vue en plan du voile plein en L.

- Avec: $A = 0.58 \text{ m}^2$
- $V' = 0.84 \text{ m}$
- $V = 1.53 \text{ m}$
- $I = 0.29 \text{ m}^4$
- $N = -1178.64 \text{ KN}$
- $M = 1987.50$
- $T = 353.89 \text{ KN}$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1178.64}{0.58} + \frac{1987.50 \times 1.53}{0.29} \right] \cdot 10^{-3} = 12.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1178.64}{0.58} - \frac{1987.50 \times 1.53}{0.29} \right] \cdot 10^{-3} = -8.45 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E)**

$$N = -1530.32 \text{ KN}$$

$$M = 1981.92 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1530.32}{0.57} + \frac{1981.92 \times 1.53}{0.29} \right] \cdot 10^{-3} = 13.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1530.32}{0.58} - \frac{1981.92 \times 1.53}{0.29} \right] \cdot 10^{-3} = -7.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 13.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = -7.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{8.45}{8.45 + 12.52} \times 2.37$$

$$X = 0.96 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2.37 - 0.96 = 1.41 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-8.45 \times (0.96 - 0.55)}{0.96} = -3.61 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{8.54 + 3.61}{2} \right) \cdot 0.55 \times 0.55 \times 10^3 = 1824.07 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1824.07 \times 10}{400} = 45.60 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 3.61 \times (0.96 - 0.55) \times 0.15 \times 10^3 = 111 \text{KN}$$

$$A_{V_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{111 \times 10}{400} = 2.78 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{V_1} + A_{V_2} = 45.6 + 2.78$$

$$A_t = 48.37 \text{cm}^2$$

- **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{V_j} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{V_j} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 353.89 \times 10}{400} \times \frac{0.96}{2} = 6.54 \text{cm}^2$$

- **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{V_j} = 48.37 + 6.54 = 54.90 \text{cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 54.90 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,15 \times 0,96 \times 10^4 = 2.88 \text{cm}^2 \dots CV$$

- **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 353.89 \times 10}{15 \times 0,9 \times 335} = 1.54 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.54 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2:**

$$\tau_b = 1.54 \text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{MPa}$$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \cdot 1m = 0,15\% \times 15 \times 100 = 2.25 \text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{cm}^2$ $S_h = 25 \text{cm}$

- **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 22.5 \text{cm}; 30 \text{cm}) = 22.5 \text{cm}$$

- **Choix d'armature :**

- ◆ **le poteau :** on prend $A_p = 4T20 + 8T16 = 28.64 \text{cm}^2$.

- ◆ **la zone voile :**
$$\begin{cases} A_{v_{poteau}} = 2(4T12) = 9.05 \text{cm}^2 (S_v = 10 \text{cm}) \\ A_{v_{extrimité}} = 2(4T12) = 9.05 \text{cm}^2 (S_v = 10 \text{cm}) \end{cases}$$

- ◆ **La zone courante :** $A_c = 2(5T10) = 7.90 \text{cm}^2$. $S_c = 15 \text{cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% .a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (1,41 - 0,96) \times 10^4 = 1,35 \text{ cm}^2$$

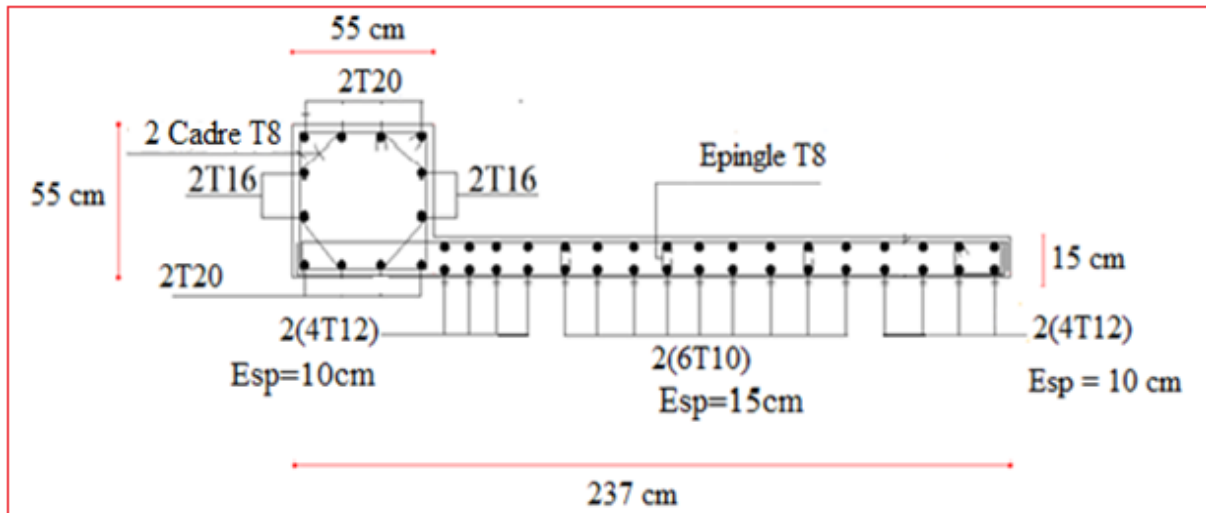


Figure .V.12 : Schéma de ferrailage de voile en L

V.5.3.2 : Deuxième Type : Voile pleine en U (VY 2) :

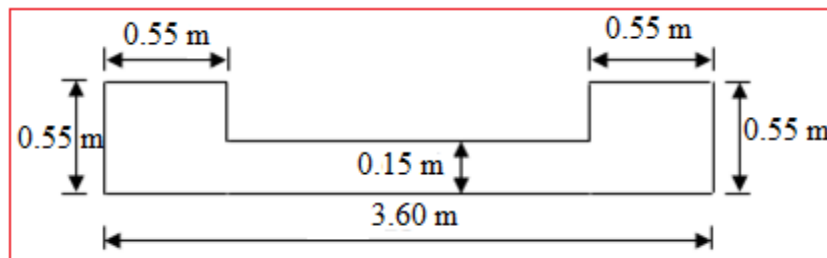


Figure V.13 : Vue en plan du voile plein en U

$$A = 0,98 \text{ m}^2$$

$$V = 1,80 \text{ m}$$

$$V' = 1,80 \text{ m}$$

$$I = 1,61 \text{ m}^4$$

$$N = -1493,34 \text{ KN}$$

$$M = 6298,23 \text{ KN.m}$$

$$T = 533,90 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1493.34}{0.98} + \frac{6298.23 \times 1.80}{1.61} \right] \cdot 10^{-3} = 8.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1493.34}{0.98} - \frac{6298.23 \times 1.80}{1.61} \right] \cdot 10^{-3} = -5.52 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow donc la section est partiellement comprimée

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

$$N = 1858.29 \text{ KN}$$

$$M = 6333.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1858.29}{0.98} + \frac{6333.77 \times 1.80}{1.61} \right] \times 10^{-3} = 8.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1858.29}{0.98} - \frac{6333.77 \times 1.80}{1.611} \right] \times 10^{-3} = -5.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 8.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = -5.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{5.52}{5.52 + 8.56} \times 3.6$$

$$X = 1.64 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3.60 - 1.64 = 1.96 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-5.52 \times (1.64 - 0.55)}{1.64} = -3.69 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures**

▪ **verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{5.52 + 3.69}{2} \right) \cdot 0.55 \times 0.55 \times 10^3 = 1348.96 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1348.96 \times 10}{400} = 33.72 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 3.69 \times (1.64 - 0.55) \times 0.15 \times 10^3 = 301.65 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{301.65 \times 10}{400} = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 33.72 + 7.54$$

$$A_t = 41.26 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 533.9 \times 10}{400} \times \frac{1.64}{3.60} = 9.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 41.26 + 9.36 = 50.64 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 50.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,15 \times 1.64 \times 10^4 = 4.92 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

▪ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9h} = \frac{1,4 \times 533.9 \times 10}{15 \times 0,9 \times 306} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 1.80 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a (Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (1.96 - 1.64) \times 10^4 = 0.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature :**

- ◆ **Les poteaux :** $4T20+8T16 = 28.64\text{cm}^2$
- ◆ **La zone poteau voile :** $2(4T12) = 9.04 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.
 $2(4T12) = 9.04 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.
- ◆ **La zone courante :** $2(8T10) = 12.64 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

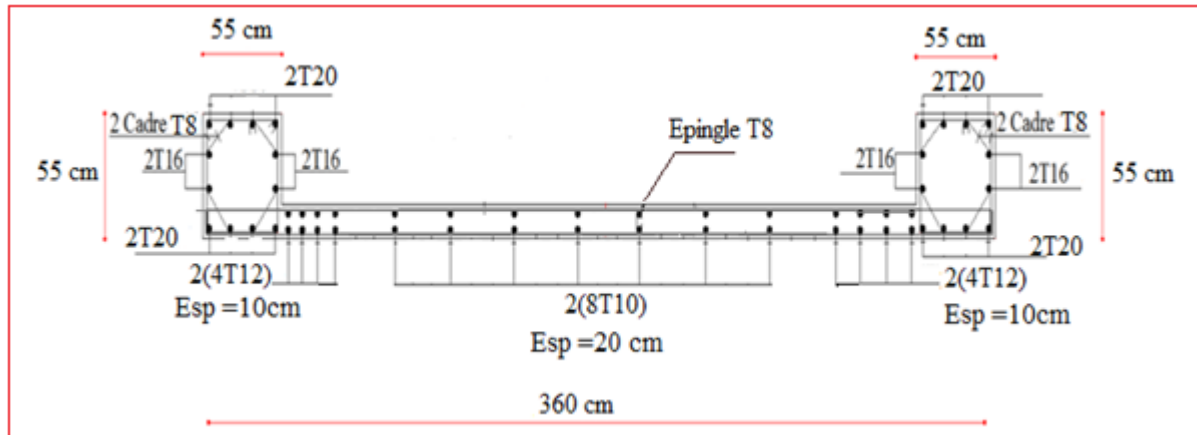


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de voile en U

V.5.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

Tableau V.34: Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles

| | Voile | L m | A m ² | V m | V' m | I m ⁴ | N KN | M KN.m | V KN | σ_1 Mpa | σ_2 Mpa | Ob |
|------------|-------|--------|---------------------|--------|---------|---------------------|---------|-----------|---------|-------------------|-------------------|-----|
| RDC | VX1 | 2.37 | 0.58 | 1.53 | 0.84 | 0.29 | 1178.64 | 1978.5 | 353.89 | 12.47 | -8.40 | SPC |
| | VX2 | 3.85 | 1.02 | 1.925 | 1.925 | 1.92 | 1429.81 | 6676.6 | 585.28 | 8.09 | -5.29 | SPC |
| | VY3 | 5.27 | 1.23 | 2.635 | 2.635 | 4.29 | 3014.31 | 9284.38 | 788.01 | 8.15 | -3.25 | SPC |
| | VY4 | 1.38 | 0.43 | 0.48 | 0.9 | 0.06 | 2474.46 | 509.55 | 156.58 | 9.83 | 1.678 | SEC |
| N1 | VX1 | 2.35 | 0.53 | 1.48 | 0.87 | 0.27 | 1051.99 | 1100.26 | 182.6 | 8.01 | -4.04 | SPC |
| | VX2 | 3.8 | 0.92 | 1.9 | 1.9 | 1.65 | 1256.76 | 5099.32 | 584.64 | 7.23 | -4.50 | SPC |
| | VY3 | 5.22 | 1.13 | 2.61 | 2.61 | 3.73 | 2457.32 | 7367.34 | 840.26 | 7.32 | -2.98 | SPC |
| | VY4 | 1.35 | 0.38 | 0.48 | 0.87 | 0.05 | 2011.38 | 260.6 | 94.13 | 7.79 | 2.791 | SEC |
| N3 ; N5 | VX1 | 2.3 | 0.45 | 1.36 | 0.94 | 0.22 | 912.4 | 895.41 | 191.64 | 7.56 | -3.50 | SPC |
| | VX2 | 3.7 | 0.75 | 1.85 | 1.85 | 1.18 | 1076.71 | 3646.52 | 522.77 | 7.15 | -4.28 | SPC |
| | VY3 | 5.12 | 0.97 | 2.56 | 2.56 | 2.79 | 2122.12 | 5462.67 | 784.48 | 7.20 | -2.82 | SPC |
| | VY4 | 1.3 | 0.29 | 0.5 | 0.8 | 0.04 | 1497.23 | 266.05 | 134.01 | 8.48 | 1.837 | SEC |
| N6 ; N8 | VX1 | 2.25 | 0.38 | 1.24 | 1.01 | 0.18 | 439.94 | 385.17 | 168.62 | 3.81 | -1.49 | SPC |
| | VX2 | 3.6 | 0.63 | 1.8 | 1.8 | 0.83 | 519.88 | 1053.92 | 324.63 | 3.11 | -1.46 | SPC |
| | VY3 | 5.02 | 0.84 | 2.51 | 2.51 | 2.08 | 920.79 | 1718.63 | 482.72 | 3.17 | -0.97 | SPC |
| | VY4 | 1.25 | 0.23 | 0.53 | 0.72 | 0.03 | 498.79 | 181.75 | 132.91 | 5.37 | -1.04 | SPC |

V.5.5 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

| | Voile | N (KN) | M (KN.M) | T (KN) | σ_1 MPa | σ_2 Mpa | $\overline{\sigma}_b$ Mpa | Ob |
|------------|-------|---------|----------|--------|----------------|----------------|---------------------------|----|
| RDC | VX1 | 1530.27 | 1981.92 | 355.78 | 13.09473 | -7.81794 | 15 | Ok |
| | VX2 | 1896.26 | 6671.01 | 585.09 | 8.547461 | -4.8293 | 15 | Ok |
| | VY3 | 3454.06 | 9303.05 | 793.65 | 8.52229 | -2.90593 | 15 | Ok |
| | VY4 | 2637.66 | 510.46 | 156.73 | 10.21777 | 2.050413 | 15 | Ok |
| N1 | VX1 | 1362.23 | 1101.54 | 182.98 | 8.608316 | -3.46783 | 15 | Ok |
| | VX2 | 1664.65 | 5097.02 | 586.52 | 7.678698 | -4.05989 | 15 | Ok |
| | VY3 | 2841.33 | 7402.02 | 849.91 | 7.693881 | -2.66498 | 15 | Ok |
| | VY4 | 2155.62 | 263.33 | 96.36 | 8.200652 | 3.144716 | 15 | Ok |
| N3 ; N5 | VX1 | 1180.26 | 900.57 | 189.87 | 8.18996 | -2.94436 | 15 | Ok |
| | VX2 | 1425.56 | 3646.1 | 525.3 | 7.61709 | -3.8156 | 15 | Ok |
| | VY3 | 2446.37 | 5492.13 | 796.61 | 7.561405 | -2.51734 | 15 | Ok |
| | VY4 | 1614.95 | 271.1 | 136.24 | 8.957543 | 2.180043 | 15 | Ok |
| N6 ; N8 | VX1 | 572.06 | 384.63 | 170.91 | 4.155094 | -1.14425 | 15 | Ok |
| | VX2 | 690.89 | 1061.45 | 330.05 | 3.398591 | -1.20529 | 15 | Ok |
| | VY3 | 1081.78 | 1745.49 | 479.66 | 3.39417 | -0.8185 | 15 | Ok |
| | VY4 | 553.05 | 188.99 | 134.02 | 5.743389 | -0.93426 | 15 | Ok |

V.5.6 : sections d'armature dans les voiles

Tableau V.36. Effort et sections d'armature dans les voiles :

| N | Voile | σ_1 MPa | σ_2 Mpa | σ_3 Mpa | X (m) | Y (m) | F2 (KN) | F1 (KN) | Fe (KN) | Av2 (cm ²) | AV1 (cm ²) | AVJ (cm ²) |
|------------|-------|----------------|----------------|----------------|-------|-------|---------|---------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|
| RDC | VX1 | 12.47 | -8.40 | 0.95 | 1.41 | -3.55 | 1808.45 | 107.74 | 400 | 45.21 | 2.69 | 5.48 |
| | VX2 | 8.09 | -5.29 | 1.52 | 2.32 | -3.55 | 1105.29 | 272.32 | 400 | 27.63 | 6.80 | 8.90 |
| | VY3 | 8.15 | -3.25 | 1.50 | 3.76 | -2.38 | 450.77 | 197.17 | 400 | 11.26 | 4.92 | 8.64 |
| | VY4 | 9.83 | 1.678 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| N1 | VX1 | 8.01 | -4.04 | 0.78 | 1.56 | -1.21 | 795.54 | 21.762 | 400 | 19.88 | 0.54 | 2.35 |
| | VX2 | 7.23 | -4.50 | 1.45 | 2.34 | -2.95 | 932.07 | 212.38 | 400 | 23.30 | 5.30 | 8.63 |
| | VY3 | 7.32 | -2.98 | 1.51 | 3.70 | -2.19 | 413.65 | 182.41 | 400 | 10.34 | 4.56 | 9.35 |
| | VY4 | 7.79 | 2.791 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| N3 ; N5 | VX1 | 7.56 | -3.50 | 0.72 | 1.57 | -0.85 | 658.72 | 11.41 | 400 | 16.46 | 0.28 | 2.33 |
| | VX2 | 7.15 | -4.28 | 1.38 | 2.31 | -2.73 | 876.92 | 181.66 | 400 | 21.92 | 4.54 | 7.53 |
| | VY3 | 7.20 | -2.82 | 1.44 | 3.6 | -2.03 | 388.57 | 159.04 | 400 | 9.714 | 3.97 | 8.50 |
| | VY4 | 8.48 | 1.837 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| N6 ; N8 | VX1 | 3.81 | -1.49 | 0.63 | 1.61 | -0.19 | 254.77 | 1.20 | 400 | 6.369 | 0.030 | 1.82 |
| | VX2 | 3.11 | -1.46 | 1.15 | 2.44 | -0.82 | 285.67 | 40.23 | 400 | 7.14 | 1.00 | 3.99 |
| | VY3 | 3.17 | -0.97 | 1.17 | 3.84 | -0.64 | 128.80 | 37.26 | 400 | 3.22 | 0.93 | 4.35 |
| | VY4 | 5.37 | -1.04 | 0.20 | 1.04 | 0.49 | 24.37 | 3.63 | 400 | 0.60 | 0.09 | 0.83 |

Tableau V.37 : Choix d'armature des voiles

| | Voile | A tot cm ² | A min cm ² | Zone | | Zona courante |
|------------|-------|-----------------------|-----------------------|---------|-------------|---------------|
| | | | | Z.voile | Z.Extrémité | |
| RDC | VX1 | 53.38 | 2.86 | 2(4T12) | 2(4T12) | 2(5T10) |
| | VX2 | 43.34 | 4.56 | 2(4T12) | - | 2(8T10) |
| | VY3 | 24.84 | 4.50 | 2(4T12) | - | 2(12T10) |
| | VY4 | | 3.3 | 2(2T12) | 2(2T10) | 2(2T10) |
| N1 | VX1 | 22.78 | 2.36 | 2(4T10) | 2(4T10) | 2(5T10) |
| | VX2 | 37.24 | 4.37 | 2(4T10) | - | 2(8T10) |
| | VY3 | 24.26 | 4.53 | 2(4T10) | - | 2(12T10) |
| | VY4 | | 3.3 | 2(2T10) | 2(2T10) | 2(2T10) |
| N3 ; N5 | VX1 | 19.08 | 2.18 | 2(4T10) | 2(4T10) | 2(5T10) |
| | VX2 | 34.00 | 4.15 | 2(4T10) | - | 2(8T10) |
| | VY3 | 22.19 | 4.32 | 2(4T10) | - | 2(12T10) |
| | VY4 | | 3.3 | 2(2T10) | 2(2T10) | 2(2T10) |
| N6 ; N8 | VX1 | 8.22 | 1.89 | 2(4T10) | 2(4T10) | 2(5T10) |
| | VX2 | 12.14 | 3.45 | 2(4T10) | - | 2(8T10) |
| | VY3 | 8.50 | 3.52 | 2(4T10) | - | 2(12T10) |
| | VY4 | 1.53 | 0.60 | 2(2T10) | 2(2T10) | 2(2T10) |

Tableau V.38 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles

| | Voile | Section | As min | choix | As ^{adop} (cm ²) |
|------------|-------|---------|--------|-----------|---------------------------------------|
| RDC | VX1 | 55x55 | 27,22 | 4T20+8T16 | 28,64 |
| | VX2 | 55x55 | 27,22 | 4T20+8T16 | 28,64 |
| | VY3 | 55x55 | 27,22 | 4T20+8T16 | 28,64 |
| | VY4 | 55x55 | 27,22 | 4T20+8T16 | 28,64 |
| N1 | VX1 | 50x50 | 22,50 | 12T16 | 24,12 |
| | VX2 | 50x50 | 22,50 | 12T16 | 24,12 |
| | VY3 | 50x50 | 22,50 | 12T16 | 24,12 |
| | VY4 | 50x50 | 22,50 | 12T16 | 24,12 |
| N3 ; N5 | VX1 | 40x40 | 14,40 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| | VX2 | 40x40 | 14,40 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| | VY3 | 40x40 | 14,40 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| | VY4 | 40x40 | 14,40 | 8T12+4T14 | 15.21 |
| N6 ; N8 | VX1 | 30x30 | 8.1 | 8T12 | 9.04 |
| | VX2 | 30x30 | 8.1 | 8T12 | 9.04 |
| | VY3 | 30x30 | 8.1 | 8T12 | 9.04 |
| | VY4 | 30x30 | 8.1 | 8T12 | 9.04 |

V.5.7. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

| | Voile | L (m) | V (KN) | a (m) | h (m) | d (m) | τ_b MPa | $\bar{\tau}_b$ MPa | Ob |
|------------|-------|----------|-----------|----------|----------|----------|-----------------|-----------------------|----|
| RDC | VX1 | 2.37 | 353.89 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.199337 | 5 | ok |
| | VX2 | 3.85 | 585.28 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.98352 | 5 | ok |
| | VY3 | 5.27 | 788.01 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 2.670574 | 5 | ok |
| | VY4 | 1.38 | 156.58 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.530651 | 5 | ok |
| N1 | VX1 | 2.35 | 182.6 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.618833 | 5 | ok |
| | VX2 | 3.8 | 584.64 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.981351 | 5 | ok |
| | VY3 | 5.22 | 840.26 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 2.847649 | 5 | ok |
| | VY4 | 1.35 | 94.13 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.319008 | 5 | ok |
| N3 ; N5 | VX1 | 2.3 | 191.64 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.64947 | 5 | ok |
| | VX2 | 3.7 | 522.77 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.771673 | 5 | ok |
| | VY3 | 5.12 | 784.48 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 2.658611 | 5 | ok |
| | VY4 | 1.3 | 134.01 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.454161 | 5 | ok |
| N6 ; N8 | VX1 | 2.25 | 168.62 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.571455 | 5 | ok |
| | VX2 | 3.6 | 324.63 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.100174 | 5 | ok |
| | VY3 | 5.02 | 482.72 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 1.635943 | 5 | ok |
| | VY4 | 1.25 | 132.91 | 0.15 | 3.06 | 2.754 | 0.450433 | 5 | ok |

Tableau V.40 : Détermination des armatures horizontales

| | Voile | V (KN) | a (m) | τ_b MPa | $\bar{\tau}_b$ MPa | Ah (cm ²) | choisé | Sh (cm) |
|------------|-------|-----------|----------|-----------------|-----------------------|--------------------------|---------|------------|
| RDC | VX1 | 353.89 | 0.15 | 1.199337 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VX2 | 585.28 | 0.15 | 1.98352 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY3 | 788.01 | 0.15 | 2.670574 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY4 | 156.58 | 0.15 | 0.530651 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| N1 | VX1 | 182.6 | 0.15 | 0.618833 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| | VX2 | 584.64 | 0.15 | 1.981351 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY3 | 840.26 | 0.15 | 2.847649 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY4 | 94.13 | 0.15 | 0.319008 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| N3 ; N5 | VX1 | 191.64 | 0.15 | 0.64947 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| | VX2 | 522.77 | 0.15 | 1.771673 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY3 | 784.48 | 0.15 | 2.658611 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY4 | 134.01 | 0.15 | 0.454161 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| N6 ; N8 | VX1 | 168.62 | 0.15 | 0.571455 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |
| | VX2 | 324.63 | 0.15 | 1.100174 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY3 | 482.72 | 0.15 | 1.635943 | 0.625 | 3.75 | 2(3T10) | 25 |
| | VY4 | 132.91 | 0.15 | 0.450433 | 0.625 | 2.25 | 2(3T10) | 25 |

V.5.8. Caractéristiques et ferrailage du noyau :

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau V.41. Caractéristique du noyau et calcul des contraintes

| Noyau | L(m) | A(m ²) | I(m ⁴) | V(m) | V''(m) | M(Kn.m) | N(Kn) | T(Kn) |
|-------|------|--------------------|--------------------|------|--------|---------|--------|--------|
| | 6.2 | 0.91 | 0.54 | 0.80 | 0.0.8 | 2600.01 | 524.01 | 468.91 |

2. Ferrailage :

Tableau V.42. Choix d'armature du voile

| σ_1 (Mpa) | σ_2 (Mpa) | σ_3 (MPa) | observation | As (cm ²) | As Ad(cm ²) | armature d'abouts | Armature courante |
|---------------------|---------------------|---------------------|-------------|--------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| 4.43 | -3.27 | -3.08 | SPC | 7.67 | 2x(3T10) | 2x(2T10) | 2*(6T10) |

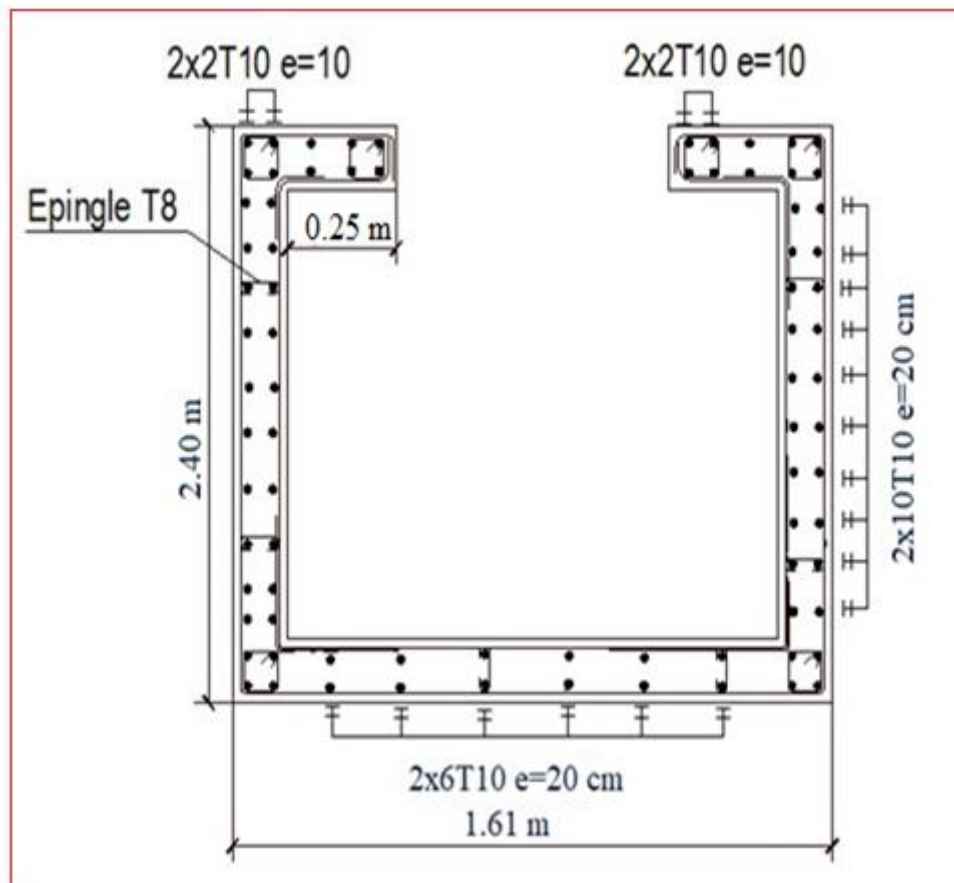


Figure V.15 : Ferrailage du noyau

V.6 : Calcul du linteau :

V.6.1 : Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.6.2 : Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

V : effort tranchant

M : moment fléchissant

V.6.3 : Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003**.

- **Contraintes admissibles de cisaillement :**

a. Premier cas : $\tau_b [\tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T ,en devra disposé :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)

1. Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$)

Z = h-2d

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

2. Armatures transversales : A_t

Linteaux longs ($\lambda g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\lambda g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$S_t [A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$S \leq \frac{A_t f_e L}{(T + A_t f_e)}$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b / \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{(2f_e \sin \alpha)} \quad \text{avec : } \text{tg } \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

• **Ferrailage minimal RPA article 7.7.3.3 :**

a. Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') / 0.0015 .b .h$$

avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armatures transversales RPA article 7.7.3.3:

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t / 0.0015 .b .s$

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t / 0.0025 .b .s$

c. Armatures de peau RPA article 7.7.3.3 :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c / 0.002 . b . h$$

V.6.4 : Exemple de calcul :

- Caractéristiques géométriques de linteau :

$$e = 0.15 \text{ m} , \quad h = 0.66 \text{ m} , \quad d = 0.9h = 0.60 \text{ m} , \quad L = 1.20 \text{ m}$$

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel etapes on a :

$$M = 142.97 \text{ KN.m}$$

$$V = 238.60 \text{ KN}$$

- Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.43238.6 = 334.04 \text{ KN}$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e . d}$$

On a :

$$\tau_b = \frac{334.04 . 10^3}{150 \times 594} = 3.71 \text{ Mpa}$$

$$3.71 \text{ Mpa} > 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$3.71 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

D'après R.P.A 99 Page74 :

$\tau_b = 3.17 \text{ mpa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$: donc on a dans le deuxième cas , On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{h-2 \cdot d}{L}$$

d = Distance d'enrobage = 3 cm.

L = longueur du linteau = 1.20 m.

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{66-2 \times 3}{120} \Rightarrow \alpha = 26.56^\circ$$

$$A_D = \frac{238.6 \times 1000}{2 \cdot 400 \cdot \sin 26.56} = 6.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale:**

D'après R.P.A 99 On a :

$$A_D = 0,15 \% \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 6.67 \text{ cm}^2 > A_{D \min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On prend : 8T12 = 9.04 cm²

➤ **Espacement :**

Cadre Ø 6 (e=10cm).

➤ **Armatures longitudinales :**

$$(A_L ; A'_L) > 0,15 \% \cdot b \cdot h = 1.35 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_L = A'_L = 2 \text{ T12} = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 3.71 \text{ Mpa} > 0.0025 f_c 25 = 0.0025 \times 25 = 0.0625 \text{ Mpa}$$

Donc : $A_t \geq 0.25\% \times b \times S$

$$\text{Avec : } S \leq \frac{h}{4} = 16.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A = 0.25\% \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8 = 2.01 cm²

➤ **Armatures de Peau (Section Courante) :**

$$A_c \geq 0.2\% \times b \times h = 1.98 \text{ cm}^2$$

On prend : 2(5T10) = 7.90 cm²

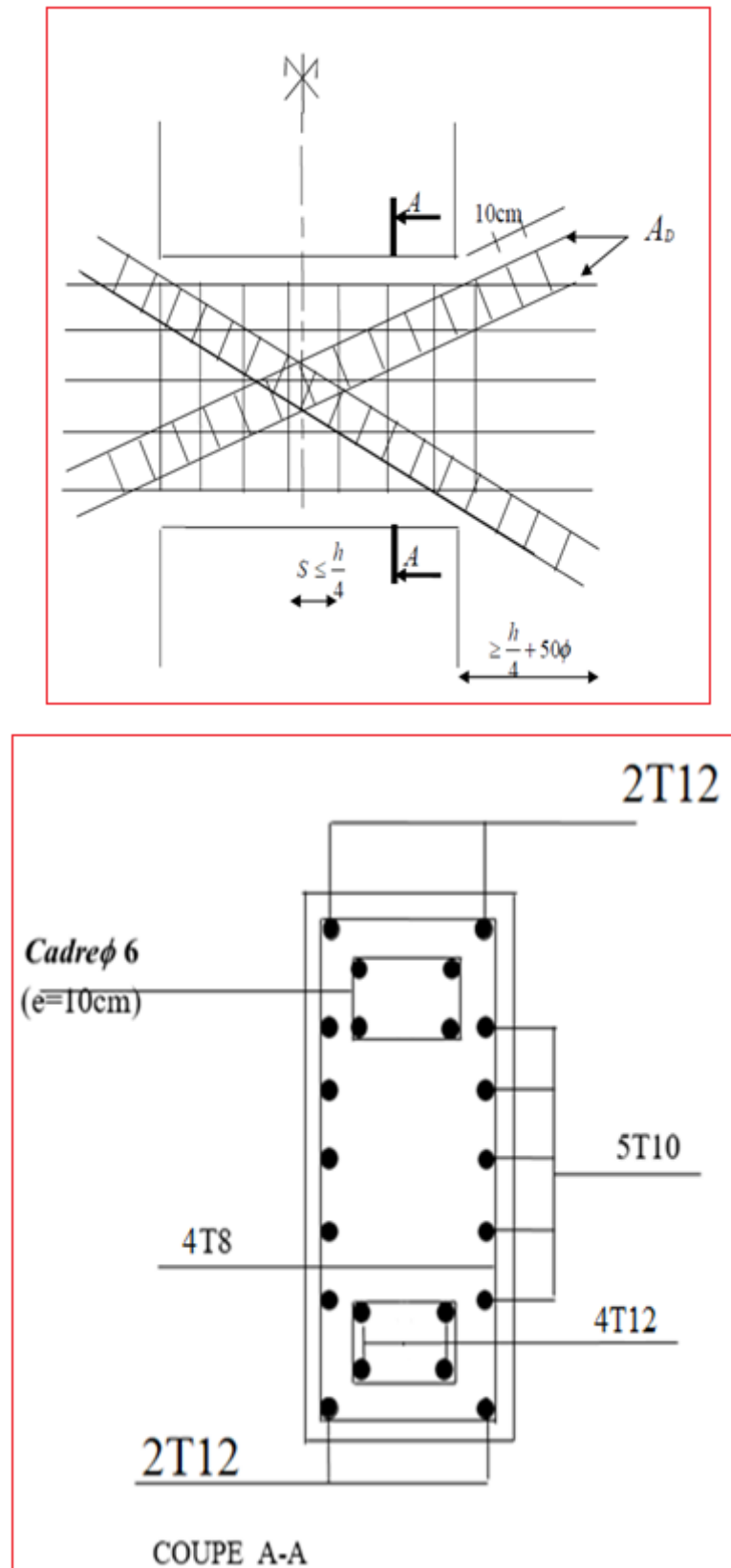


Figure V.16 : Schéma de ferrailage du linteau

CHAPITRE VI

Etude de fondation

VI.1 : Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

En cas de séisme les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsqu'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage.
- Les caractéristiques du sol support, La nature et l'homogénéité du sol et la capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2. Classification des fondations :

- a) Fondations superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol ;
- b) Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.

VI.3. Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003 [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S₂, S₃ on doit disposer des longrines de (30x30) cm².

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et un $\alpha = 10$)

$$N = 1740,32 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1740,32}{10} = 174,03 \geq 20kN \dots\dots\dots CV$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{174,03}{348} = 4,23 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) [1] :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1197,37}{10} = 119,74 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{119,74}{201,63} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d). Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003[1] par :

$$S_t = \min(20cm; 15\phi_t)$$

On prend : $\phi = 8mm$
 $\phi_t = 12mm$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2)cm = 18cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

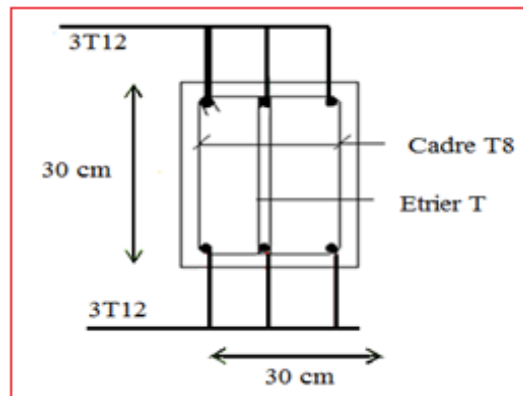


Figure VI.1: Ferrailage de longrine.

VI.4. Voile périphérique :

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.4.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15cm$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$
- Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

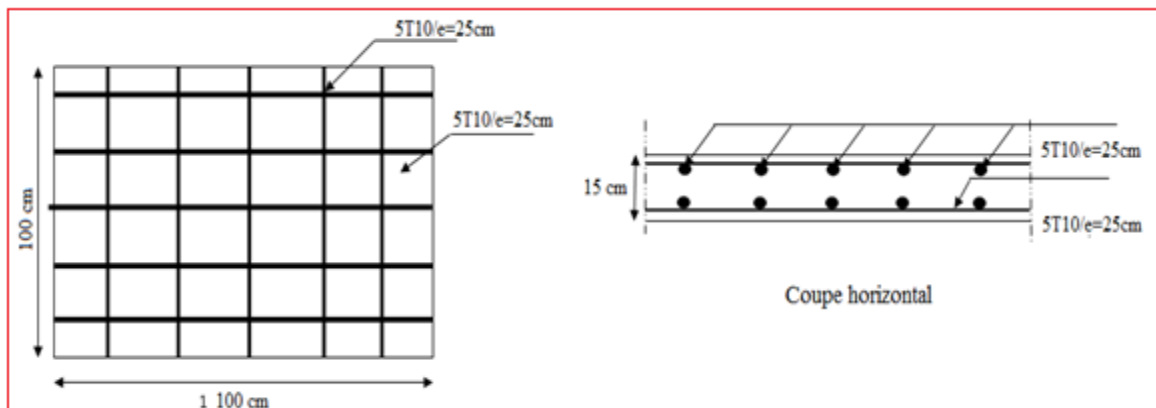


Figure VI.2. Ferrailage du voile périphérique

VI.5. Etude préliminaire du choix de type de fondation :

Notre ouvrage étant contreventé par voiles porteurs avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.5 bars selon le rapport du sol, et un profondeur d'ancrage de 2m, il y a lieu de projeter a priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions (RPA) :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$1.35G+1.5Q_B$$

VI.5.1. Semelle isolée :

Nous proposons en premier cas des semelles isolées comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

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 | FZ (KN) | A (m) | Point | FZ (KN) | A (m) | Point | FZ (KN) | A (m) |
|-------|---------|-------|-------|---------|-------|-------|---------|-------|
| C 1 | 1009.47 | 2.59 | C 11 | 1120.38 | 2.73 | C 22 | 989.59 | 2.56 |
| C 2 | 604.48 | 2.00 | C 12 | 1197.25 | 2.82 | C 23 | 1192.65 | 2.81 |
| C 3 | 614.48 | 2.02 | C 13 | 606.63 | 2.01 | C 24 | 486.2 | 1.80 |
| C 4 | 801.67 | 2.31 | C 14 | 632.56 | 2.05 | C 25 | 529 | 1.87 |
| C 5 | 950.47 | 2.51 | C 15 | 363.55 | 1.55 | C 26 | 1075.28 | 2.67 |
| C 6 | 853.88 | 2.38 | C 17 | 790.36 | 2.29 | C 27 | 1080.13 | 2.68 |
| C 7 | 611.87 | 2.01 | C 18 | 941.44 | 2.50 | C 28 | 945.78 | 2.51 |
| C 8 | 487.44 | 1.80 | C 19 | 666.82 | 2.10 | C 29 | 910.01 | 2.46 |
| C 9 | 428.29 | 1.68 | C 20 | 492.46 | 1.81 | | | |
| C10 | 971.56 | 2.54 | C21 | 421.36 | 1.67 | | | |

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

$$L_{\min} = 3,05\text{m} , A = 2.82\text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 2.82\text{ m} = 4,23\text{ m} > L_{\min} = 3,05\text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens y-y

$$L_{\min} = 3,05\text{ m} \text{ et } A = 2.82\text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 2.82 = 4,23\text{ m} > L_{\min} = 3,05\text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion :

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2. 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 prévenant de l'axe ou la file considéré ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

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 x-x :

| Axe | N (KN) | L (m) | B (m) | B _{choisie} (m) |
|-----|---------|-------|-------|--------------------------|
| 1 | 4922.17 | 18.35 | 1.78 | 1.90 |
| 2 | 1563.02 | 3.35 | 3.11 | 3.20 |
| 3 | 4486.21 | 13.9 | 2.15 | 2.20 |
| 4 | 1585.44 | 4.72 | 2.23 | 2.30 |
| 5 | 3074.37 | 9.75 | 2.10 | 2.20 |
| 6 | 3209.37 | 9 | 2.37 | 2.40 |
| 7 | 2106.59 | 9 | 1.56 | 1.50 |
| 8 | 2028.56 | 9 | 1.50 | 1.60 |

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y :

| Axe | N (KN) | L (m) | B (m) | B _{choisie} (m) |
|-----|---------|-------|-------|--------------------------|
| A | 4113.61 | 15.05 | 1.82 | 1.90 |
| B | 1553.27 | 3.35 | 3.09 | 3.20 |
| C | 3341.59 | 10.6 | 2.10 | 2.20 |
| D | 1628.68 | 4.72 | 2.30 | 2.40 |
| E | 2395.37 | 6.45 | 2.47 | 2.50 |
| F | 3227.85 | 9 | 2.39 | 2.50 |
| G | 2484.65 | 9 | 1.84 | 1.90 |
| H | 2085.08 | 9 | 1.54 | 1.60 |
| I | 1996.26 | 9 | 1.47 | 1.50 |

a) 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} = 3,05m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 3.20 = 8 \text{ m} > L_{\min} = 3,05 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : (L_{min} = 3.05 m), 2.5 x B = 2,5 x 3.20 = 8 m > L_{min} = 3.05 m- Condition non vérifiée.

b) Vérification de la surface :

Surface totale des semelles est : S_s = 194.77 m²

Surface totale du bâtiment est : S_b = 284 m²

Donc : **S_s / S_b = 0,68 > 0,50**

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles et on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose. Ce type de fondation présente plusieurs avantages.

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Négliger les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilite d'exécution.

VI.6. Etude du radier général :

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Ce 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.

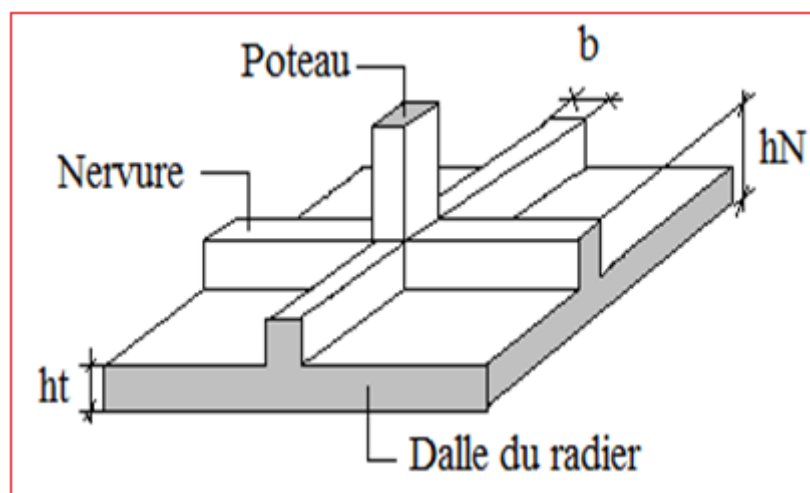


Figure VI.3. Radier général nervure

VI.6.1. 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.Cheraït édition OPU Page 74

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec :}$$

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{\max} = 5.56m \Rightarrow h_1 \geq 28,25cm$, Alors On prend : $h = 30$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

b. Vérification au poinçonnement :

✓ **Sous poteau :**

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1642.76$ kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (55×55) cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

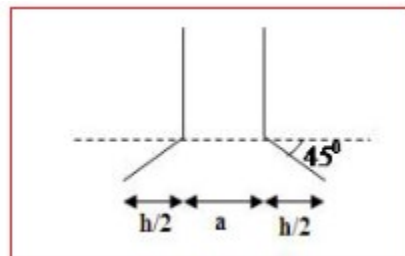


Figure .VI-4 : Schéma de transmission des charges.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 30] = 340 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 3400 \times 300 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 765 \text{ kN}$$

$N_u = 1642.76 \text{ kN} > Q_u = 765 \text{ kN}$la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend : **h = 55 cm**

$N_u = 1642.76 \text{ kN} < Q_u = 1815 \text{ kN}$la condition est vérifiée

✓ **Sous voile :**

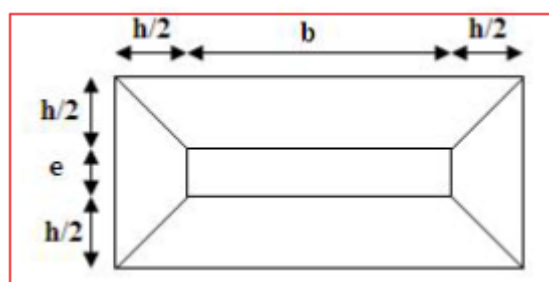


Figure .VI-5 : Schéma de transmission des charges.

On prend pour la vérification le voile le plus sollicité (V5) de longueur L = 4.90 m

$$N_u = 4610,27 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour un mètre linéaire égal à:

$$N_u = \frac{4610,27}{4,90} = 940.87 \text{ KN /m}$$

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du voile le plus sollicité ($N_u = 4610.27 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(e + b + 2 h) = 2 (15 + 100 + 2 \times 30) = 350 \text{ cm}$$

Q_c : charge de calcul pour le voile le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$Q_u = 0.045 \times 3500 \times 300 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 787,5 \text{ kN}.$$

$N_u = 940.87 \text{ Kn/m} > Q_u = 787,5 \text{ KN/m}$ la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend **h=40 cm**

$N_u = 940.87 \text{ Kn/m} < Q_u = 1170 \text{ KN/m}$ la condition est vérifiée

2- Nervure ;

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5,65 \text{ m}$

$\Rightarrow 37,67 \text{ cm} < h_{n1} < 56,5 \text{ cm}$; On prend $h_{n1} = 45 \text{ cm}$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ 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=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,72 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 67.25 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 70 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,45 ; 0,70)$$

On prend : $h = 0,70 \text{ m}$.

2. Largeur de la nervure

C. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{472}{10} = 47.20 \text{ cm}$$

Donc

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 55 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 55 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

VI.6.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$ **VII.3.3.1**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 25112.77kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$

Donc :

$$S_{nécessaire} = 167.42 \text{ m}^2 < S_b = 284 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 284 m^2 .

L'emprise totale avec un débordement de :

$$d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \geq \max(35 \text{ cm}; 30\text{cm})$$

On prend $d = 50 \text{ cm}$. Et $p = 80,1 \text{ m}$.

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 324,05 \text{ m}^2$$

Avec : d : débord, p : périmètre.

la surface totale du radier est **324,05 m²**.

✓ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : **Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1\text{m}$ (une bande de 1m de 4.72 m longueur).

$$q = \frac{P}{S_r} = \frac{25112.77}{324.05} = 77.49 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow q \text{ est la charge répartie sur la dalle}$$

Calcul de l'effort V

Suivant l_y :
$$V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_y + l_x} = \frac{77.49 \times 4.72 \times 4.45}{2 \times 4.72 + 4.45} = 117.17\text{KN}$$

Suivant l_x :
$$V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{77.49 \times 4.45 \times 4.712}{3 \times 4.72} = 114.94\text{kN}$$

$$V_{\max} = \max(V_x, V_y) = V_y = 117.17\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{117.17}{1 \times 0,9 \times 550} = 0.23\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.6.3. Les vérifications nécessaires :

VI.6.3.1. Vérification de la contrainte normale :

➤ Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$X_G = 9.34 \text{ m} ; Y_G = 7.65 \text{ m} ; S = 324.05 \text{ m}^2$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 7055.90 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 10660.70 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes ($\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$) : Les contraintes du sol sont données à :

A l'ELS:
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{25112.77}{324.05} = 77,49 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 77.49 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

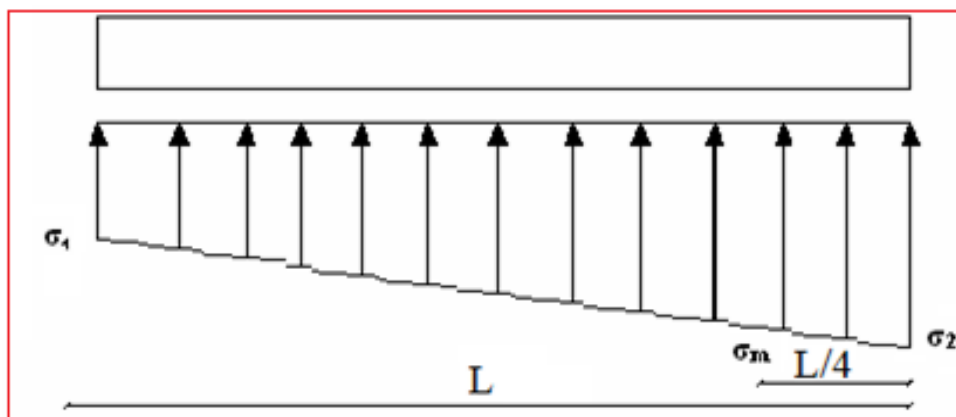


Figure VI.6. Contraintes sous le radier

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.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } \sigma_{sol}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

| | ELU | | ELS | |
|-------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| | Sens X | Sens Y | Sens X | Sens Y |
| N (KN) | 40330.81 | 40330.81 | 31055.90 | 31055.90 |
| M(KN.m) | 10755.2 | 1086.32 | 7679.06 | 920.28 |
| V (m) | 9.34 | 7.65 | 9.34 | 7.65 |
| I(m⁴) | 7055.9 | 10660.70 | 7055.9 | 10660.70 |
| $\sigma_1(kN/m^2)$ | 138.69 | 106.89 | 106.00 | 96.49 |
| $\sigma_2(kN/m^2)$ | 110.22 | 105.34 | 85.67 | 95.17 |
| $\sigma_m (kN/m^2)$ | 131.57 | 106.50 | 100.92 | 96.16 |
| $\sigma_{adm} (kN/m^2)$ | 150 | 150 | 150 | 150 |
| $\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$ | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

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: $\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 131,57 \text{ kN} / \text{m}^2$

ELS: $\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 100.92 \text{ kN} / \text{m}^2$

VI.6.3.2. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison:

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

Les charges agissantes sur le radier :

- Poids de la structure : $NS = 25112.77 \text{ KN}$ (ETABS)
- Poids de la dalle : $0,55 \times 324.05 \times 25 = 4455,68 \text{ kN}$.
- Poids des nervures : $0,70 \times 0,55 \times 154.54 \times 25 = 1487,45 \text{ kN}$

Donc $N = 25112,77 + 4455,68 + 1487,45 = 31055,89 \text{ kN}$

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base du bâtiment.

T_0 : L'effort tranchant a la base du bâtiment.

h : profondeur de l'infrastructure $h = 2 \text{ m}$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{10755.2}{31055,89} = 0.34m < \frac{22.25}{4} = 5.56m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{1086.32}{31055.89} = 0.035m < \frac{18.95}{4} = 4.73m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

1-Vérification de renversement : 0,8G + E

Tableau VI.5 : Vérification de renversement

| | 0,8G+E | |
|--|---------------|---------------|
| | Sens X | Sens Y |
| N (KN) | 17457.08 | 17457.08 |
| M(KN.m) | 49457.1 | 8869.52 |
| V (m) | 9.34 | 7.65 |
| I(m⁴) | 7055.9 | 10660.70 |
| $\sigma_1(kN/m^2)$ | 119.34 | 60.23 |
| $\sigma_2(kN/m^2)$ | 11.59 | 47.50 |
| $\sigma_m(kN/m^2)$ | 92.40 | 54.05 |
| $\sigma_{adm}(kN/m^2)$ | 150 | 150 |
| $\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$ | Vérifiée | Vérifiée |

2- Vérification de soulèvement : G+Q+ E

Tableau VI.6: Vérification de soulèvement

| | G+Q+E | |
|--|----------|----------|
| | Sens X | Sens Y |
| N (KN) | 25163.02 | 25163.02 |
| M(KN.m) | 53038.20 | 48428 |
| V (m) | 9.34 | 7.65 |
| I(m⁴) | 7055.9 | 10660.70 |
| $\sigma_1(kN/m^2)$ | 147.85 | 112.40 |
| $\sigma_2(kN/m^2)$ | 7.38 | 42.90 |
| $\sigma_m(kN/m^2)$ | 112.72 | 95.02 |
| $\sigma_{adm}(kN/m^2)$ | 150 | 150 |
| $\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$ | Vérifiée | Vérifiée |

VI.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.7.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1ml de largeur et ont pour valeurs :

- ✓ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L^2 x$
- ✓ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x , μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x / L_y$)

On distingue deux cas :

$0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)
 - Moment en travée : $(M_{tx} = 0,75.M_x ; M_{ty} = 0,75.M_y)$
 - Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,5.M_x ; M_{ay} = 0,5.M_y)$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive
 - Moment en travée : $(M_{tx} = 0,85.M_x ; M_{ty} = 0,85.M_y)$
 - Moment sur appuis : $(M_{tx} = 0,3.M_x ; M_{ty} = 0,3.M_y)$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à « 0,40 »

VI.7.2. Les valeurs des charges ultimes :

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 131.57 \text{ kN} / m$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 100.92 \text{ kN} / m$

VI.7.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,45}{4,72} = 0,94 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille

dans les deux sens.

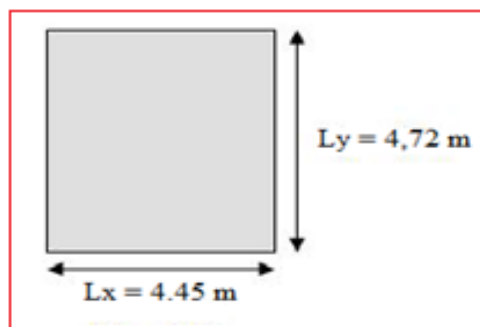


Figure .VI.7 : Le panneau le plus sollicité.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

a) l'ELU ($\nu=0$) :

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU.

| 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) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 4.45 | 4.72 | 0.94 | 0.0419 | 0.864 | 131.57 | 109.16 | 81.87 | 94.31 | 70.73 | 54.59 |

b) l'ELS ($\nu=0,2$) :

Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.

| 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) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|---------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 4.45 | 4.72 | 0.94 | 0.049 | 0.906 | 100.92 | 97.92 | 73.44 | 88.71 | 66.53 | 48.96 |

VI.7.4. 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 :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_c=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=55\text{cm}$$

$$d=0,9h=49,5 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y} = 8\%b \cdot h = 5,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens X-X} = A_s^{\min} 1,2 (a_s^{\min} \text{ suivant Y-Y}) = 6,72 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

| | Sens | $M_u(\text{kN.m})$ | μ_{bu} | $\mu_{bu} < 0,186$ | $Z(\text{cm})$ | $A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$ | $S_t(\text{cm})$ |
|---------------|------|--------------------|------------|--------------------|----------------|---------------------------------|-------|---------------------------------|------------------|
| Travée | x-x | 81.87 | 0.024 | oui | 48.89 | 4.81 | 6T14 | 9.24 | 15 |
| | y-y | 70.73 | 0.020 | oui | 48.99 | 4.14 | 6T14 | 9.24 | 15 |
| Appui | x-x | 54.59 | 0.015 | oui | 49.12 | 3.19 | 6T12 | 6.79 | 15 |
| | y-y | 54.59 | 0.015 | oui | 49.12 | 3.19 | 6T12 | 6.79 | 15 |

Espacement : $Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_i \leq \text{Min}(165\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Sens x-x : $S_i = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < 33\text{cm}$; On prend $S_i = 15\text{ cm}$

Sens y-y : $S_i = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < 33\text{cm}$; On prend $S_i = 15\text{ cm}$

VI.7.5. Vérifications nécessaires :

1. **Condition de non fragilité :** $A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.97\text{ cm}^2 < 9.24\text{ cm}^2$

2. **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

| | Sens | $M_s(\text{kN.m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|---------------|------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | x-x | 73.44 | 9.24 | 3.07 | 15 | -172.7 | 201,63 | Vérifié |
| | y-y | 66.53 | 9.24 | 2.78 | 15 | -156.4 | 201,63 | Vérifié |
| Appui | x-x | 48.96 | 6.79 | 2.32 | 15 | 155.1 | 201,63 | Vérifié |
| | y-y | 48.96 | 6.79 | 2.32 | 15 | 155.1 | 201,63 | Vérifié |

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure VI.8

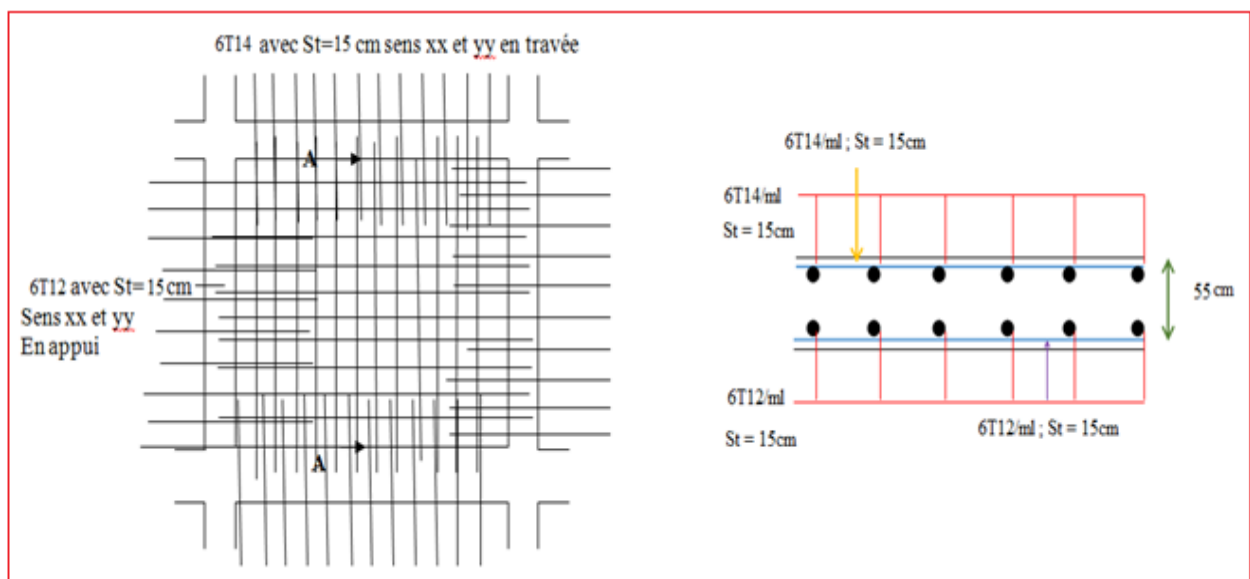


Figure VI.8. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y

VI.8. Ferrailage des nervures :

a- Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$; **Sur appuis :** $M_t=0,50M_0$

b- Calcul des armatures :

$b=55 \text{ cm ; } h=70 \text{ cm ; } d=63 \text{ cm}$

$L_x = 4.45 \text{ m ; } L_y = 4.72 \text{ m ; } P= 131.97 \text{ kN/ml ;}$

$f_{c28}=25\text{MPa ; } f_{t28}=2,1\text{MPa ; } \sigma_{bc}=14,17\text{MPa ; } f_e=400\text{MPa ; } \sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant x-x.

| | Sens | $M_u(\text{kN.m})$ | μ_{bu} | $\mu_{bu} < 0.186$ | Z(cm) | $A_s^{cal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(\text{cm}^2)$ | $S_t(\text{cm})$ |
|---------------|------|--------------------|------------|--------------------|-------|--------------------------|-----------|--------------------------|------------------|
| Travée | x-x | 277.66 | 0.07 | oui | 60.70 | 13.14 | 4T14+4T16 | 14.20 | 15 |
| Appui | x-x | 163.33 | 0.053 | oui | 61.28 | 7.65 | 6T14 | 9.24 | 15 |

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures suivant y-y.

| | Sens | $M_u(\text{kN.m})$ | μ_{bu} | $\mu_{bu} < 0.186$ | Z(cm) | $A_s^{cal}(\text{cm}^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(\text{cm}^2)$ | $S_t(\text{cm})$ |
|---------------|------|--------------------|------------|--------------------|-------|--------------------------|-------|--------------------------|------------------|
| Travée | y-y | 312.38 | 0.100 | oui | 59.67 | 15.04 | 8T16 | 16.08 | 15 |
| Appui | y-y | 183.75 | 0.059 | oui | 61.07 | 8.65 | 6T14 | 9.24 | 15 |

c- Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.18\text{cm}^2 < 9.24\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau. VI.13.vérification des contraintes à l'ELS.

| | Sens | M _s (kN.m) | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérification |
|--------|------|-----------------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------|
| Travée | x-x | 212.34 | 14.20 | 7,32 | 15 | 263,2 | 201,63 | Non Vérifié |
| | y-y | 238.88 | 16.08 | 7,87 | 15 | 263 | 201,63 | Non Vérifié |
| Appui | x-x | 124.90 | 9.24 | 5.07 | 15 | 233.7 | 201,63 | No Vérifié |
| | y-y | 140.52 | 9.24 | 5,71 | 15 | 262.9 | 201,63 | Non Vérifié |

Remarque : les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées en travée et en appui, donc on a augmenté la section d'armature.

Tableau. VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

| | Sens | M _s (kN.m) | choix | A _s (cm ²) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Vérification |
|--------|------|--------------------------|-----------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------|
| Travée | x-x | 212.34 | 4T20+4T16 | 20.6 | 6.4 | 15 | 184.4 | 201,63 | Vérifié |
| | y-y | 238.88 | 4T20+4T16 | 20.6 | 7,19 | 15 | 199.63 | 201,63 | Vérifié |
| Appui | x-x | 124.90 | 6T16 | 12.1 | 4,57 | 15 | 180,4 | 201,63 | Vérifié |
| | y-y | 140.52 | 6T16 | 12.1 | 5,13 | 15 | 200.2 | 201,63 | Vérifié |

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{131.97 \times 4.72}{2} = 311.44\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{311.44 \times 10^3}{550 \times 630} = 0,89\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

▪ CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,411\text{MPa}$$

▪ RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 17,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : bnb

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5,33\text{mm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.89 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=55\text{cm}$; $d=63\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.15. Espacement des armatures transversales

| | Section [cm ²] | Zone | S _t RPA99 [cm] | S _t BAEL91 [cm] | S _t choisit [cm] |
|---------------------|----------------------------|----------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| Nervure Sens x-x | 55 × 70 | Courante | 20 | 40 | 20 |
| | | Nodale | 15 | | 15 |
| Nervure Sens y-y | 55 × 70 | Courante | 20 | 40 | 20 |
| | | Nodale | 15 | | 15 |

Tableau VI.16. 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 | 55 × 70 | Courante | 20 | 10 | 1.130 | 3.14 | 4T10 |
| | | Nodale | 15 | | 0.846 | 3.14 | 4T10 |
| Nervure Sens y-y | 55 × 70 | Courante | 20 | 10 | 1.130 | 3.14 | 4T10 |
| | | Nodale | 15 | | 0.846 | 3.14 | 4T10 |

5. Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1.13 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 0.846 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

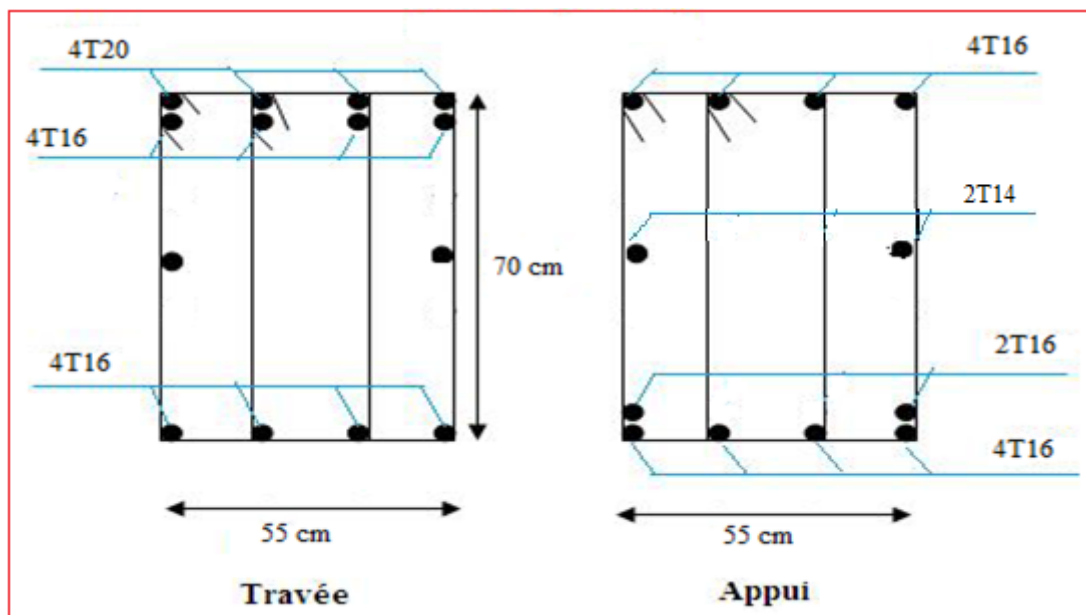


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x

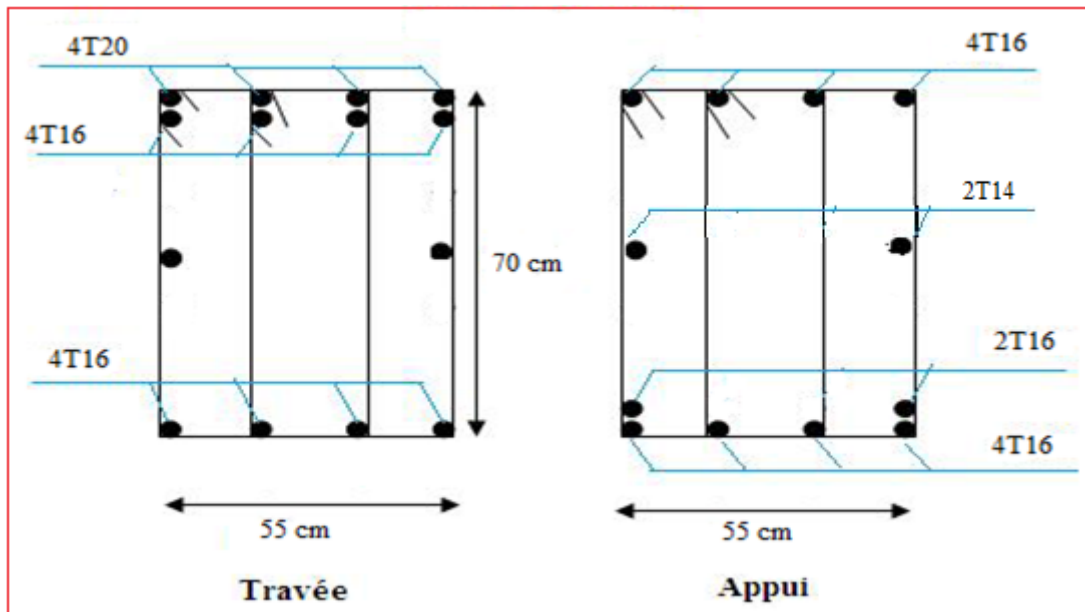


Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y

VI.9. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 0,5\text{m}$ le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$.

Le ferrailage sera fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

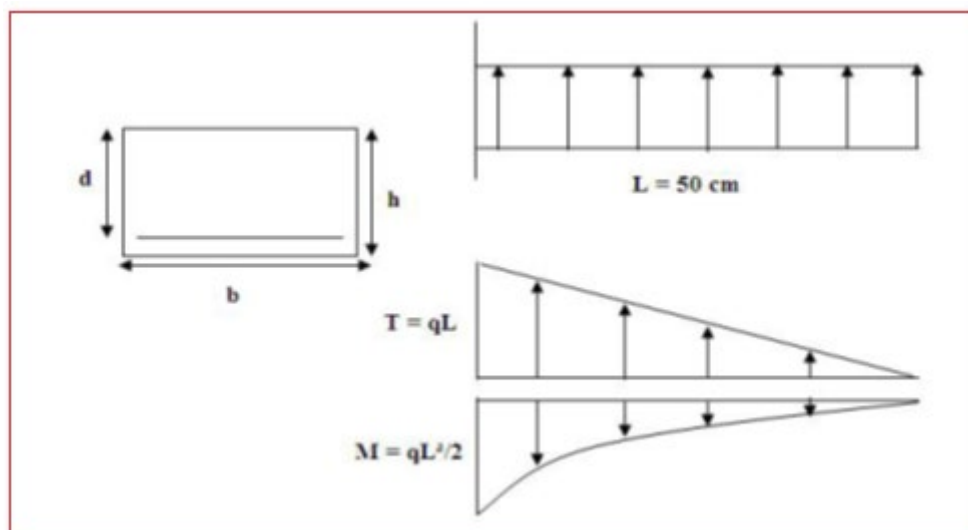


Figure .VI-11 : Représentation schématique de débord.

Calcul de ferrailage :

$b=100\text{cm}$, $h=55\text{ cm}$, $d = 49.5\text{cm}$, $L = 0,5\text{m}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$q_u = 131.75\text{ KN/ml}$, $q_s = 100.92\text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 16.47\text{ kN.m} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.0037$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 49.38\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 0.95\text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.98\text{ cm}^2$$

On adopte: $2(7T14) = 21,56\text{ cm}^2$

$$S_i = 15\text{ cm}$$

Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 5.39\text{ cm}^2$$

On adopte $5T12 = 5.65\text{ cm}^2$, $S_i = 25\text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{ser} = 100,92\text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 12,62\text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

| $M_{ser}(kNm)$ | $A_s(cm^2)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ | $\bar{\sigma}_s(MPa)$ | Vérification |
|----------------|-------------|--------------------|--------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| 12,62 | 21.56 | 0.38 | 15 | 13.8 | 240 | OK |

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : **CBA article B.5.6**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0043 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.12 \geq 0.0295 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

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

$$T_u = q_u \times L = 131.57 \times 0,5 = 65.78 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{61.55 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.12MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE VII

*Etude comparative
de site*

VII.1. Introduction :

Dans cette partie, l'examen la variation du site réglementaire sur le comportement dynamique de notre bâtiment a été réalisé.

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

VII.2. Définition de spectre de réponse (RPA99 v 2003) :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou prévu.

VII.3. Les paramètres influant le spectre :

- a) **Site** : Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques
- b) **Zone sismique** : Partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction de l'aléa sismique
- c) **Groupe d'usage** : Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes
- d) **coefficient de comportement global de la structure** : Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3(RPA99) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(RPA99)
- e) **facteur de qualité** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

f) **le pourcentage d'amortissement critique ξ (%)** : est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

VII.4. Méthodologie de travail

- Pour obtenir plusieurs spectres de réponses il faut changé un paramètre au minimum, dans notre cas nous basons sur le changement du site.
- On déclare le spectre de réponse pour chaque site dans logiciel ETABS
- On fait une comparaison des résultats de tous les spectres.

VII.5. Logiciel utilisé :

- ETABS V 9.7

VII.6. CLASSIFICATION DES SITES :

VII.6.1. Catégories et Critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols.

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_S) \geq à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

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

Catégorie S3 (site meuble) :

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

Catégorie S4 (site très meuble)

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

VII.7. Paramètres utilisées pour l'étude sismique :

- a) Coefficient d'accélération de zone **A**
 $A = 0.25$ (pour tout les sites)
- b) Coefficiente de comportement : **R**
 $R = 3.5$ (pour tout les sites)

c) facteur de qualité Q :

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.2$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.2 \quad (\text{pour tous les sites})$$

d) facteur d'amplification dynamique moyen : D

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \quad (\text{RPA.99v2003 formule.4.2})...[3] \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003..[3]**.

Tableau VII.1 : Valeurs de T_1 et T_2

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-------------|------|------|------|------|
| T_1 (sec) | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T_2 (sec) | 0,30 | 0,40 | 0,5 | 0,70 |

VII.7.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) « voir chapitre 4 » :

$$\begin{cases} T_x = 0.46 \text{ sec} \\ T_y = 0.50 \text{ sec.} \end{cases} \quad (\text{pour tous les sites})$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage (**tableau 4.2.RPA**)...[3]

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$ (pour tous les sites)

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

Tableau VII.2 : Le facteur d'amplification dynamique

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Dx | 1.43 | 1.73 | 1.9 | 1.9 |
| Dy | 1.35 | 1.64 | 1.9 | 1.9 |

e) **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Spectre de réponse pour les quatre sites :

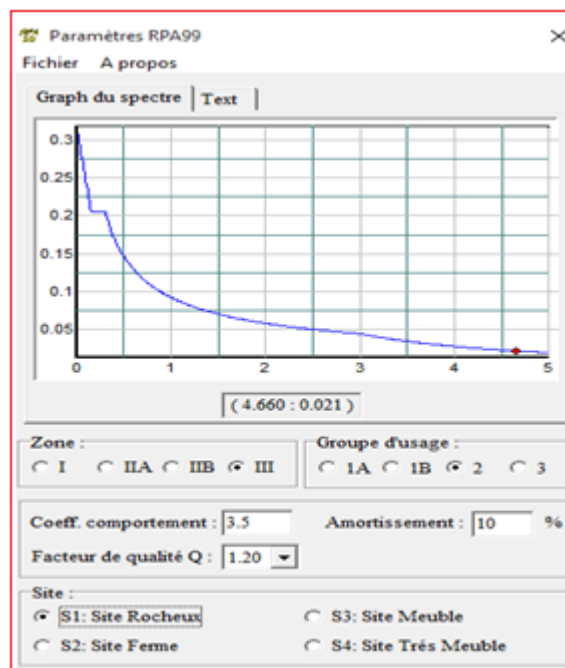


Figure VII.1 : Spectre de réponse S1

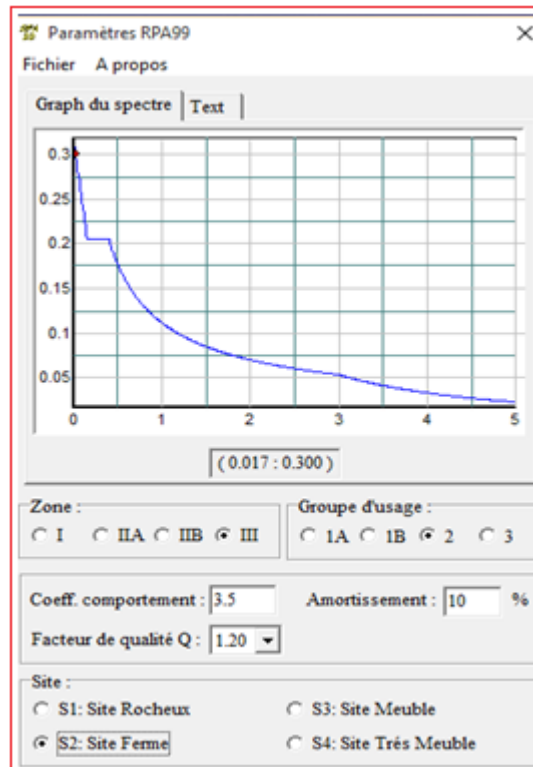


Figure VII.2 : Spectre de réponse S2

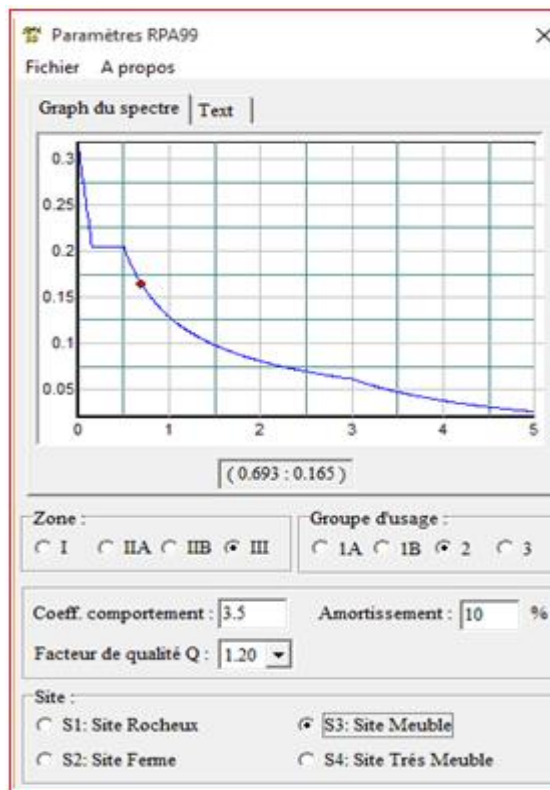


Figure VII.3 : Spectre de réponse S3

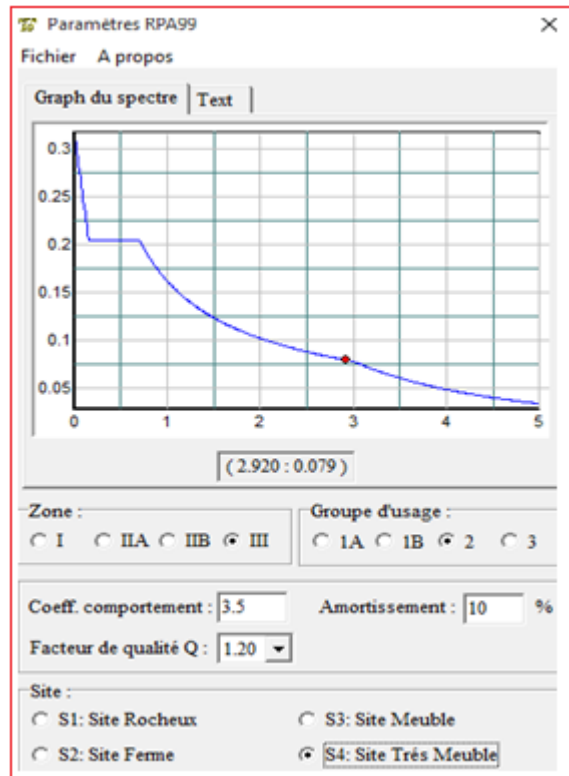


Figure VII.4 : Spectre de réponse S4

VII.8. Interprétation et comparaison des résultats de l'analyse dynamique :

1) Les périodes et participation des masses :

Tableau VII.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses pour les quatre sites

| Mode | Période | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------|---------|---------|---------|----|---------|---------|
| 1 | 0.58578 | 0.0303 | 60.226 | 0 | 0.0303 | 60.226 |
| 2 | 0.56282 | 60.996 | 0.2785 | 0 | 61.0263 | 60.5045 |
| 3 | 0.36676 | 5.3746 | 5.6639 | 0 | 66.4009 | 66.1685 |
| 4 | 0.15581 | 3.856 | 11.8561 | 0 | 70.2569 | 78.0245 |
| 5 | 0.14553 | 14.0663 | 5.9047 | 0 | 84.3232 | 83.9292 |
| 6 | 0.11624 | 0.1699 | 0.1773 | 0 | 84.4931 | 84.1065 |
| 7 | 0.10595 | 0 | 0 | 0 | 84.4931 | 84.1065 |
| 8 | 0.09528 | 0.3667 | 0.3892 | 0 | 84.8598 | 84.4958 |
| 9 | 0.09061 | 1.8251 | 2.112 | 0 | 86.6849 | 86.6078 |
| 10 | 0.07249 | 2.252 | 4.0509 | 0 | 88.9369 | 90.6587 |
| 11 | 0.06727 | 4.7567 | 2.8412 | 0 | 93.6936 | 93.5 |
| 12 | 0.06589 | 0.03 | 0.0335 | 0 | 93.7236 | 93.5334 |

➤ **Analyse des résultats :**

Les périodes et la participation des masses sont les même dans les quatre sites dans la partie numérique parce que on a gardé la même disposition des voiles et les mêmes dimensions des éléments de structures et les mêmes charges.

La période fondamentale de la structure (**de RPA**) n'a pas changé car la période est dépend directement à la structure (dimensions et poids).

➤ **Conclusion :**

D'après cette comparaison, on n'a remarqué aucune relation entre le site et la participation massique notamment la période, il y un Changement de la réponse pour chaque spectre suivant le type de sol.

2) l'effort sismique à la base :

Les résultats des efforts tranchants à la base pour les quatre sites sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.4 : Vérification de l'effort sismique a la base S1

| Sens | VRPA | 0,8*VRPA | VETABS | Observation |
|------|----------|----------|----------|-------------|
| X | 2681.117 | 2144.893 | 2262.902 | vérifié |
| Y | 2531.124 | 2024.899 | 2191.177 | vérifié |

Tableau VII.5 : Vérification de l'effort sismique a la base S2

| Sens | VRPA | 0,8*VRPA | VETABS | Observation |
|------|----------|----------|----------|-------------|
| X | 3243.589 | 2594.871 | 2643.289 | vérifié |
| Y | 3074.847 | 2459.878 | 2563.797 | vérifié |

Tableau VII.6 : Vérification de l'effort sismique a la base S3

| Sens | VRPA | 0,8*VRPA | VETABS | Observation |
|------|----------|----------|----------|-------------|
| X | 3562.323 | 2849.858 | 3000.828 | vérifié |
| Y | 3562.323 | 2849.858 | 2898.158 | vérifié |

Tableau VII.7 : Vérification de l'effort sismique a la base S4

| Sens | VRPA | 0,8*VRPA | VETABS | Observation |
|------|----------|----------|----------|-------------|
| X | 3562.323 | 2849.858 | 3218.731 | vérifié |
| Y | 3562.323 | 2849.858 | 3185.327 | vérifié |

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des résultats de l'effort tranchant en fonction du site

| Site | VRPA /X (kN) | VRPA /Y (kN) | VETABS /X (kN) | VETABS /Y (kN) |
|------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| S1 | 2144.893 | 2024.899 | 2262.902 | 2191.177 |
| S2 | 2594.871 | 2459.878 | 2643.289 | 2563.797 |
| S3 | 2849.858 | 2849.858 | 3000.828 | 2898.158 |
| S4 | 2849.858 | 2849.858 | 3218.731 | 3185.327 |

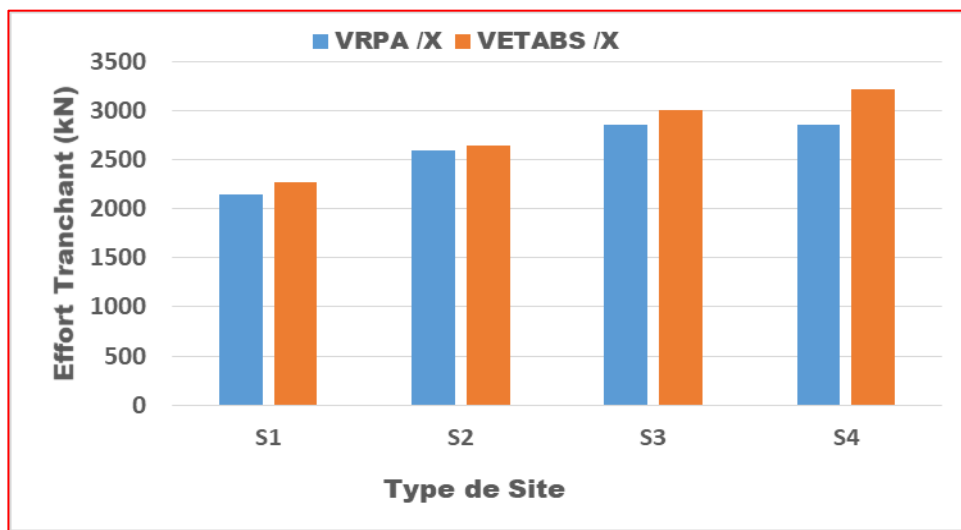


Figure VII.5 . Efforts tranchants en fonction du type de site suivant X

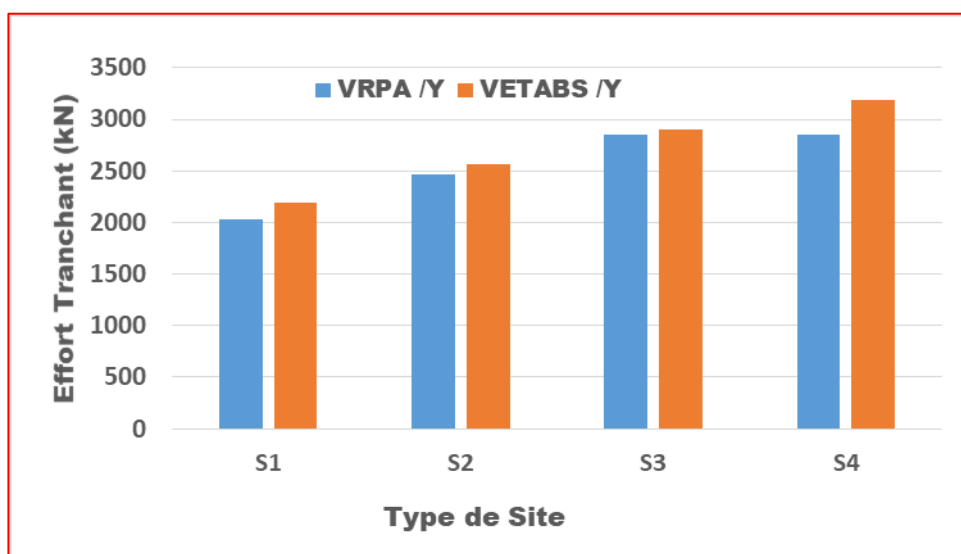


Figure VII.6. Efforts tranchants en fonction du type de site suivant Y

➤ **Analyse des résultats :**

- Les efforts tranchants à la base calculés par RPA99 Version 2003 ont changés en fonction des quatre sites, dont le changement du site de S1 à S3 induit une augmentation de l'effort tranchant de 2144.893 kN à 2849.858kN pour le sens des X, et de 2024.899kN à 2849.858 pour l'autre sens. et cela est expliqué par l'augmentation du facteur d'amplification dynamique moyen 'D' .
- On remarque aussi que l'effort tranchant à la base calculé par RPA99 Version 2003 pour les sites S3 et S4 ont les mêmes valeurs car ont le même facteur d'amplification dynamique moyen 'D'.
- Les efforts tranchants à la base numérique « ETABS » ont augmenté proportionnellement avec le changement du site dont la variation du site de S1 à S4 donne une augmentation de l'effort tranchant de 2262.902 kN à 3218.731 suivant X et de 2191.177kN à 3185.327 kN.

➤ **Conclusion :**

Le site joue un rôle très important concernant la détermination des efforts tranchants à la base de la structure, car le site rocheux (**site 1**) donne le plus petit résultat de cisaillement par rapport aux autres sites.

3) Les déplacements :

Tableau VII.9 : Vérification des déplacements inter étages S1 (**Sens X**)

| Story | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EX | 0.0141 | 3.5 | 0.04935 | 0.0077 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EX | 0.0119 | 3.5 | 0.04165 | 0.00805 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EX | 0.0096 | 3.5 | 0.0336 | 0.0077 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EX | 0.0074 | 3.5 | 0.0259 | 0.00735 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EX | 0.0053 | 3.5 | 0.01855 | 0.00665 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EX | 0.0034 | 3.5 | 0.0119 | 0.0056 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EX | 0.0018 | 3.5 | 0.0063 | 0.0042 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EX | 0.0006 | 3.5 | 0.0021 | 0.0021 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.9 : Vérification des déplacements inter étages S1 (**Sens Y**)

| Etages | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EY | 0.0014 | 3.5 | 0.05145 | 0.00805 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EY | 0.0012 | 3.5 | 0.0434 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EY | 0.001 | 3.5 | 0.035 | 0.00805 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EY | 0.0007 | 3.5 | 0.02695 | 0.0077 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EY | 0.0005 | 3.5 | 0.01925 | 0.007 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EY | 0.0004 | 3.5 | 0.01225 | 0.00595 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EY | 0.0002 | 3.5 | 0.0063 | 0.0042 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EY | 0.0001 | 3.5 | 0.0021 | 0.0021 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.10 : Vérification des déplacements inter étages S2 (Sens X)

| Etages | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EX | 0.017 | 3.5 | 0.0595 | 0.0091 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EX | 0.0144 | 3.5 | 0.0504 | 0.0098 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EX | 0.0116 | 3.5 | 0.0406 | 0.00945 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EX | 0.0089 | 3.5 | 0.03115 | 0.00875 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EX | 0.0064 | 3.5 | 0.0224 | 0.00805 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EX | 0.0041 | 3.5 | 0.01435 | 0.007 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EX | 0.0021 | 3.5 | 0.00735 | 0.0049 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EX | 0.0007 | 3.5 | 0.00245 | 0.00245 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.11 : Vérification des déplacements inter étages S2 (Sens Y)

| Etages | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EY | 0.0178 | 3.5 | 0.0623 | 0.0098 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EY | 0.015 | 3.5 | 0.0525 | 0.0098 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EY | 0.0122 | 3.5 | 0.0427 | 0.01015 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EY | 0.0093 | 3.5 | 0.03255 | 0.00945 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EY | 0.0066 | 3.5 | 0.0231 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EY | 0.0042 | 3.5 | 0.0147 | 0.007 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EY | 0.0022 | 3.5 | 0.0077 | 0.00525 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EY | 0.0007 | 3.5 | 0.00245 | 0.00245 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.12 : Vérification des déplacements inter étages S3 (Sens X)

| Story | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EX | 0.0198 | 3.5 | 0.0693 | 0.01085 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EX | 0.0167 | 3.5 | 0.05845 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EX | 0.0135 | 3.5 | 0.04725 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EX | 0.0103 | 3.5 | 0.03605 | 0.01015 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EX | 0.0074 | 3.5 | 0.0259 | 0.00945 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EX | 0.0047 | 3.5 | 0.01645 | 0.0077 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EX | 0.0025 | 3.5 | 0.00875 | 0.00595 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EX | 0.0008 | 3.5 | 0.0028 | 0.0028 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.13 : Vérification des déplacements inter étages S3 (Sens Y)

| Story | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EY | 0.0206 | 3.5 | 0.0721 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EY | 0.0174 | 3.5 | 0.0609 | 0.01155 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EY | 0.0141 | 3.5 | 0.04935 | 0.01155 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EY | 0.0108 | 3.5 | 0.0378 | 0.01085 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EY | 0.0077 | 3.5 | 0.02695 | 0.0098 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EY | 0.0049 | 3.5 | 0.01715 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EY | 0.0025 | 3.5 | 0.00875 | 0.00595 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EY | 0.0008 | 3.5 | 0.0028 | 0.0028 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.14 : Vérification des déplacements inter étages S4 (Sens X)

| Story | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EX | 0.0214 | 3.5 | 0.0749 | 0.01155 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EX | 0.0181 | 3.5 | 0.06335 | 0.01225 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EX | 0.0146 | 3.5 | 0.0511 | 0.0119 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EX | 0.0112 | 3.5 | 0.0392 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EX | 0.008 | 3.5 | 0.028 | 0.01015 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EX | 0.0051 | 3.5 | 0.01785 | 0.0084 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EX | 0.0027 | 3.5 | 0.00945 | 0.0063 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EX | 0.0009 | 3.5 | 0.00315 | 0.00315 | 0.0306 | Vérifie |

Tableau VII.15 : Vérification des déplacements inter étages S4 (Sens Y)

| Story | Load | $\Delta k(m)$ ETABS | R | R δk RPA | $\Delta k(m)$ | 0.01h | Obs |
|--------|------|------------------------|-----|---------------------|---------------|--------|---------|
| STORY8 | EY | 0.023 | 3.5 | 0.0805 | 0.0126 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY7 | EY | 0.0194 | 3.5 | 0.0679 | 0.01295 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY6 | EY | 0.0157 | 3.5 | 0.05495 | 0.01295 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY5 | EY | 0.012 | 3.5 | 0.042 | 0.0119 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY4 | EY | 0.0086 | 3.5 | 0.0301 | 0.0112 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY3 | EY | 0.0054 | 3.5 | 0.0189 | 0.0091 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY2 | EY | 0.0028 | 3.5 | 0.0098 | 0.00665 | 0.0306 | Vérifie |
| STORY1 | EY | 0.0009 | 3.5 | 0.00315 | 0.00315 | 0.0306 | Vérifie |

➤ **Analyse des résultats :**

- On remarque une augmentation du déplacement dans les deux sens pour les quatre sites parce que l'effort tranchant est augment de site à un autre.
- Dans notre structure le déplacement augmente par une valeur presque de 1 cm de site à un autre.
- Les déplacements inter-étage pour les quatre sites sont vérifier dans notre structure

➤ **Conclusion :**

La valeur du déplacement associée au site, si on augmente le site, le déplacement augmente automatiquement, de sorte que le site rocheux (site 1) donne le plus petit résultat de déplacement par rapport aux autres sites.

4) **Calcul de l'effet P- Δ :**

Tableau VII.16 : Vérification l'effet P- Δ inter-étages S1

| Niveau | Pk (KN) | hk (m) | Sens X | | | Sens Y | | |
|--------|----------|--------|----------------|---------|----------|----------------|---------|----------|
| | | | Δk (m) | Vk(KN) | θ | Δk (m) | Vk(KN) | θ |
| 1 | 2857.789 | 3.06 | 0.0077 | 665.1 | 0.069296 | 0.00805 | 645.31 | 0.07446 |
| 2 | 2485.37 | 3.06 | 0.00805 | 1059.24 | 0.031937 | 0.0084 | 1025.3 | 0.03438 |
| 3 | 2573.309 | 3.06 | 0.0077 | 1347.41 | 0.020971 | 0.00805 | 1303.89 | 0.022573 |
| 4 | 2632.587 | 3.06 | 0.00735 | 1594.55 | 0.013974 | 0.0077 | 1543.21 | 0.015024 |
| 5 | 2707.583 | 3.06 | 0.00665 | 1802.43 | 0.009106 | 0.007 | 1743.68 | 0.009768 |
| 6 | 2811.653 | 3.06 | 0.0056 | 1980.34 | 0.005521 | 0.00595 | 1915.38 | 0.005877 |
| 7 | 2857.186 | 3.06 | 0.0042 | 2129.23 | 0.002763 | 0.0042 | 2059.5 | 0.002856 |
| 8 (T) | 2948.436 | 3.06 | 0.0021 | 2209.91 | 0.000916 | 0.0021 | 2136.55 | 0.000947 |

Tableau VII.17 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S2

| Niveau | Pk (KN) | hk (m) | Sens X | | | Sens Y | | |
|--------|----------|--------|----------------|---------|----------|----------------|---------|----------|
| | | | Δk (m) | Vk(KN) | θ | Δk (m) | Vk(KN) | θ |
| 1 | 2857.789 | 3.06 | 0.0091 | 759.43 | 0.073171 | 0.0098 | 738.13 | 0.078825 |
| 2 | 2485.37 | 3.06 | 0.0098 | 1242.92 | 0.032935 | 0.0098 | 1206.14 | 0.035353 |
| 3 | 2573.309 | 3.06 | 0.00945 | 1612.23 | 0.021177 | 0.01015 | 1564.46 | 0.022953 |
| 4 | 2632.587 | 3.06 | 0.00875 | 1919.86 | 0.013959 | 0.00945 | 1862.97 | 0.015032 |
| 5 | 2707.583 | 3.06 | 0.00805 | 2167.62 | 0.009144 | 0.0084 | 2102.41 | 0.009722 |
| 6 | 2811.653 | 3.06 | 0.007 | 2364.96 | 0.005575 | 0.007 | 2292.77 | 0.005891 |
| 7 | 2857.186 | 3.06 | 0.0049 | 2515.55 | 0.002728 | 0.00525 | 2438.18 | 0.002949 |
| 8 (T) | 2948.436 | 3.06 | 0.00245 | 2592.37 | 0.000911 | 0.00245 | 2511.39 | 0.00094 |

Tableau VII.18 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S3

| Niveau | Pk (KN) | hk (m) | Sens X | | | Sens Y | | |
|--------|----------|--------|----------------|---------|----------|----------------|---------|----------|
| | | | Δk (m) | Vk(KN) | θ | Δk (m) | Vk(KN) | θ |
| 1 | 2857.789 | 3.06 | 0.01085 | 850.61 | 0.076087 | 0.0112 | 823.74 | 0.081744 |
| 2 | 2485.37 | 3.06 | 0.0112 | 1416.55 | 0.033514 | 0.01155 | 1369.25 | 0.036125 |
| 3 | 2573.309 | 3.06 | 0.0112 | 1858.74 | 0.021377 | 0.01155 | 1795.95 | 0.023108 |
| 4 | 2632.587 | 3.06 | 0.01015 | 2221.19 | 0.013963 | 0.01085 | 2145.72 | 0.015156 |
| 5 | 2707.583 | 3.06 | 0.00945 | 2506.13 | 0.009144 | 0.0098 | 2419.86 | 0.009854 |
| 6 | 2811.653 | 3.06 | 0.0077 | 2723.37 | 0.00555 | 0.0084 | 2628.5 | 0.005995 |
| 7 | 2857.186 | 3.06 | 0.00595 | 2878.52 | 0.002838 | 0.00595 | 2777.86 | 0.002941 |
| 8 (T) | 2948.436 | 3.06 | 0.0028 | 2953.7 | 0.000913 | 0.0028 | 2849.44 | 0.000947 |

Tableau VII.19 : Vérification l'effet p- Δ inter étages S4

| Niveau | Pk (KN) | hk (m) | Sens X | | | Sens Y | | |
|--------|----------|--------|----------------|---------|----------|----------------|---------|----------|
| | | | Δk (m) | Vk(KN) | θ | Δk (m) | Vk(KN) | θ |
| 1 | 2857.789 | 3.06 | 0.01155 | 906.69 | 0.077149 | 0.0126 | 898.18 | 0.083703 |
| 2 | 2485.37 | 3.06 | 0.01225 | 1522.03 | 0.033806 | 0.01295 | 1509.14 | 0.036543 |
| 3 | 2573.309 | 3.06 | 0.0119 | 2007.3 | 0.021408 | 0.01295 | 1992.75 | 0.023189 |
| 4 | 2632.587 | 3.06 | 0.0112 | 2402.34 | 0.014038 | 0.0119 | 2385.47 | 0.015147 |
| 5 | 2707.583 | 3.06 | 0.01015 | 2709.72 | 0.009143 | 0.0112 | 2689.16 | 0.009904 |
| 6 | 2811.653 | 3.06 | 0.0084 | 2939.5 | 0.00558 | 0.0091 | 2914.17 | 0.005959 |
| 7 | 2857.186 | 3.06 | 0.0063 | 3098.36 | 0.002848 | 0.00665 | 3068.29 | 0.002982 |
| 8 (T) | 2948.436 | 3.06 | 0.00315 | 3173.2 | 0.000956 | 0.00315 | 3139.41 | 0.000967 |

➤ **Analyse des résultats :**

- On remarque une croissance de l'effet P- Δ inter étages dans les deux sens pour les quatre sites parce que le déplacement et les efforts tranchants sont variés.
- L'effet P- Δ inter étages pour les quatre sites est vérifié dans notre structure.

➤ **Conclusion :**

L'effet P- Δ inter étages a une relation grandissante avec le site, si on augmente le site, l'effet P- Δ augmente automatiquement,

5) **Coefficient de comportement R :**

Tableau VII.20 : Vérification d'interaction sous charges verticale pour les quatre sites

| | Charges reprises (KN) | Pourcentage repris (%) |
|-----------|-----------------------|------------------------|
| Voiles | 9446,35 | 43,69 |
| Portiques | 12174,53 | 56,30 |

➤ **Analyse des résultats :**

- Les résultats représentés dans le **Tableau IV.7** montrent que les voiles reprennent de **43,69%** des charges verticales, donc cette condition est vérifiée.
- Notez que les charges de reprises est constante pour tous les sites.
- Si on garde la même disposition et le nombre des voiles ainsi que la même section des portiques le pourcentage repris des charges verticales n'a pas changé.

➤ **Conclusion :**

- Le coefficient de comportement R n'a pas changé dans notre structure car le système utilisé si le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et se système basé sur deux condition ($G + \beta Q > 20\%$) et la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. La première et la deuxième condition sont toujours vérifiées dans ce système dans les quatre sites.
- Si vous utilisez un autre système, il est possible de changer le coefficient de comportement R parce que les voiles des autres systèmes n'ont pas pris toute la sollicitation horizontale.

6) l'effort normal réduit :

Tableau VII.21 : Vérification l'effort normal réduit (tous les sites)

| Etage | Section (cm) | Nrd | Obs | Nouvelle Section |
|-------|--------------|------|-----|------------------|
| 7 (T) | 30 x 30 | 0.10 | CV | 30 x 30 |
| 6 | 30 x 30 | 0.18 | CV | 30 x 30 |
| 5 | 30 x 30 | 0.28 | CV | 30 x 30 |
| 4 | 35 x 35 | 0.27 | CV | 40 x 40 |
| 3 | 35 x 35 | 0.34 | CNV | 40 x 40 |
| 2 | 40 x 40 | 0.29 | CV | 40 x 40 |
| 1 | 40 x 40 | 0.39 | CNV | 50 x 50 |
| RDC | 45 x 45 | 0.43 | CNV | 55 x 55 |

➤ **Analyse des résultats :**

- Dans les résultats représentés dans le **Tableau IV.14**, on observe que l'effort normal réduit restée la même valeur pour tous les sites

➤ **Conclusion :**

Il n'existe aucune relation entre l'effort normal réduit et le changement de site, parce que dans notre structure la valeur maximale de l'effort normal est toujours dans le cas de combinaison de L'ELU.

VII.9. Conclusion :

Le spectre de réponse est lié directement au changement du site, à cet effet, le site à un rôle primordial dans la détermination des paramètres sismique d'un ouvrage. Dans notre cas, le changement des sites donnés par le RPA 99 version 2003 sur notre bâtiment a donné les résultats suivants :

- ✓ La période et la participation massique ne présentent aucune relation avec le changement de site.
- ✓ Le changement du site influe directement sur l'effort tranchant à la base de notre structure.
- ✓ La valeur du déplacement inter-étage, l'effet P- Δ du bâtiment sont liées proportionnellement au changement du site.
- ✓ Le coefficient de comportement R n'a pas changé dans le cas d'une structure contreventée par des voiles porteurs.
- ✓ Il n'y a pas une relation entre l'effort normal réduit et le changement de site.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantages concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Ce projet nous a permis également de comprendre les différentes techniques et mieux d'apprendre les logiciels de calcul, ainsi que les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction.

Ce travail nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul du bâtiment, ainsi que dans la sélection de ces éléments.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✓ L'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, y compris les ouvertures des portes et des fenêtres et les espaces de rotation, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes
- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- ✓ Pour les fondations du bâtiment, la règle générale que nous avons imposée dans notre cas est d'assurer une bonne stabilité de notre bâtiment contre le tassement, gonflement et le renversement.
- ✓ La partie recherche nous a donné une idée sur le comportement sismique d'un bâtiment vis-à-vis le changement des sites d'implantation.

A la fin, espérant que ce modeste travail apporte un plus aux future promotions.

RÉFÉRENCES

1. Règles parasismique Algérienne **RPA99 modifié en 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
2. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.
3. Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2**
4. BAEL 91 modifié 99
5. Cours et TD pendant toute notre formation.
6. Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier (tome1)).
7. Calcul des ouvrages en béton suivent les règles BAEL.91
8. Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

Livre :

- ❖ Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Mr: Jean Pierre Mougins).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
- ❖ Béton armé guide de calcul (Mr : H. Renaud et J.Lamirault).
- ❖ Formulaire de béton armé (Mr : Davidovici).
- ❖ Mémoires

Logiciel :

- ❖ Extended 3D Analysis of Building Systems (ETABS Version 9.7.0)

Annexe

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

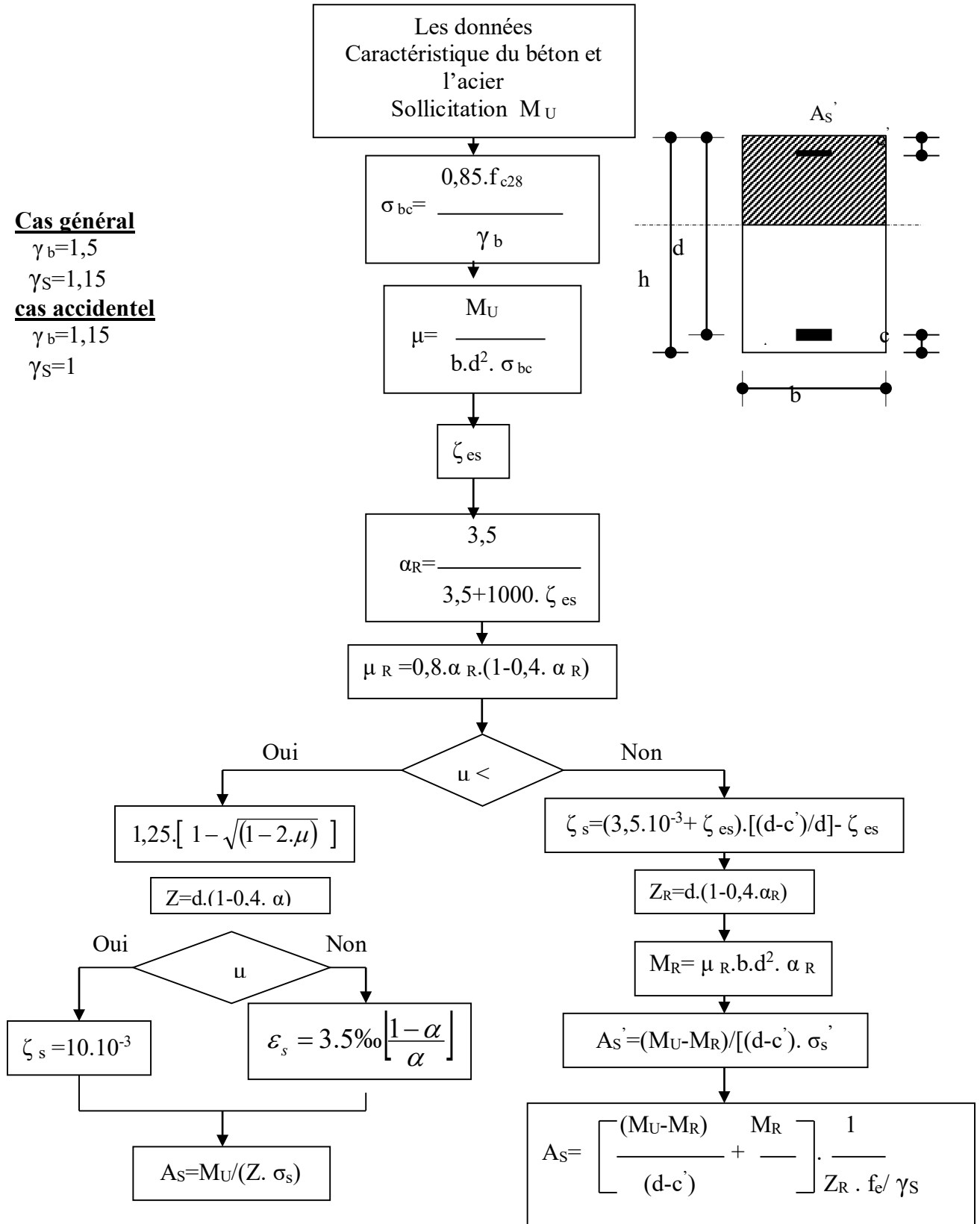
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentel

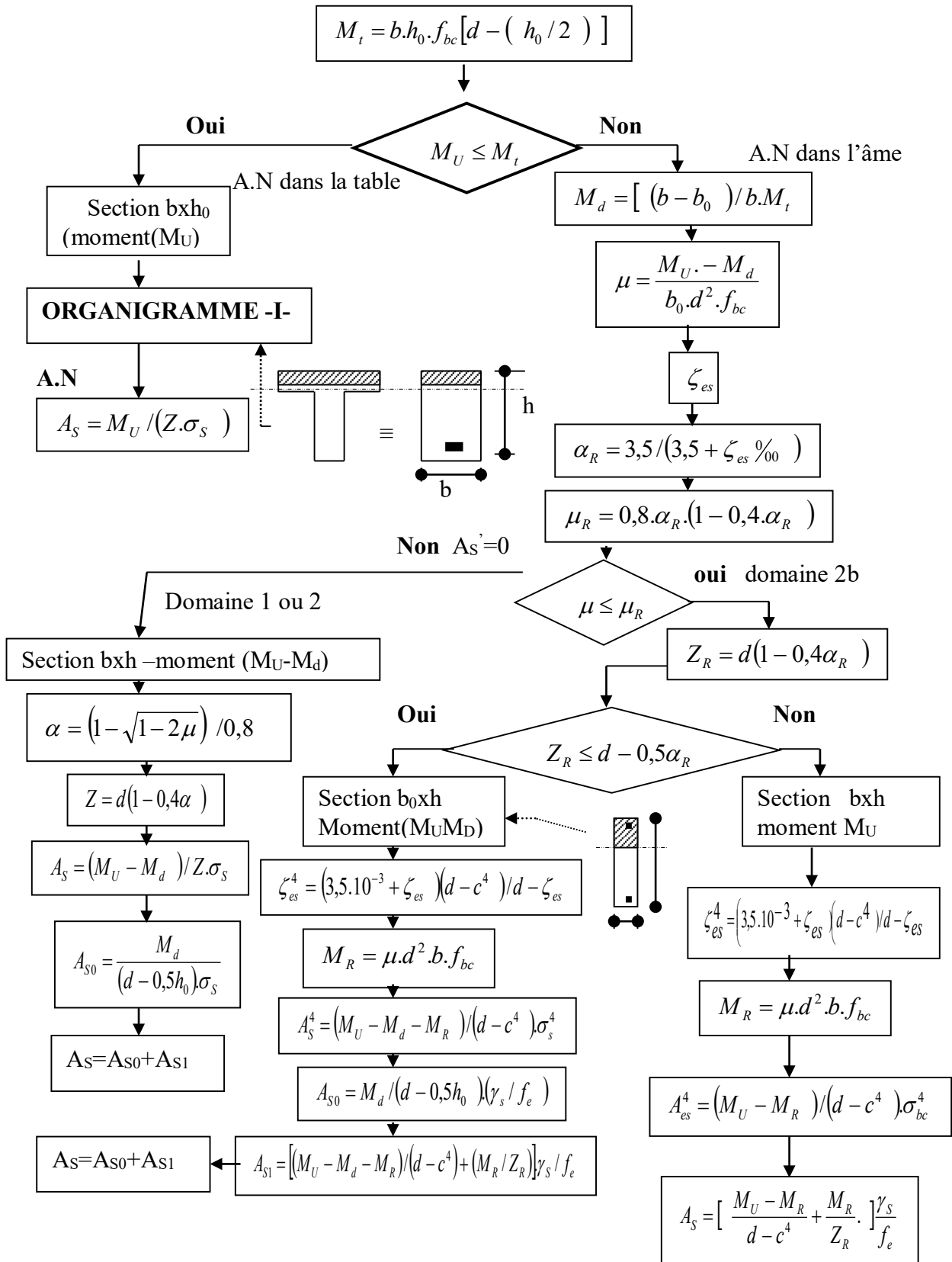
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



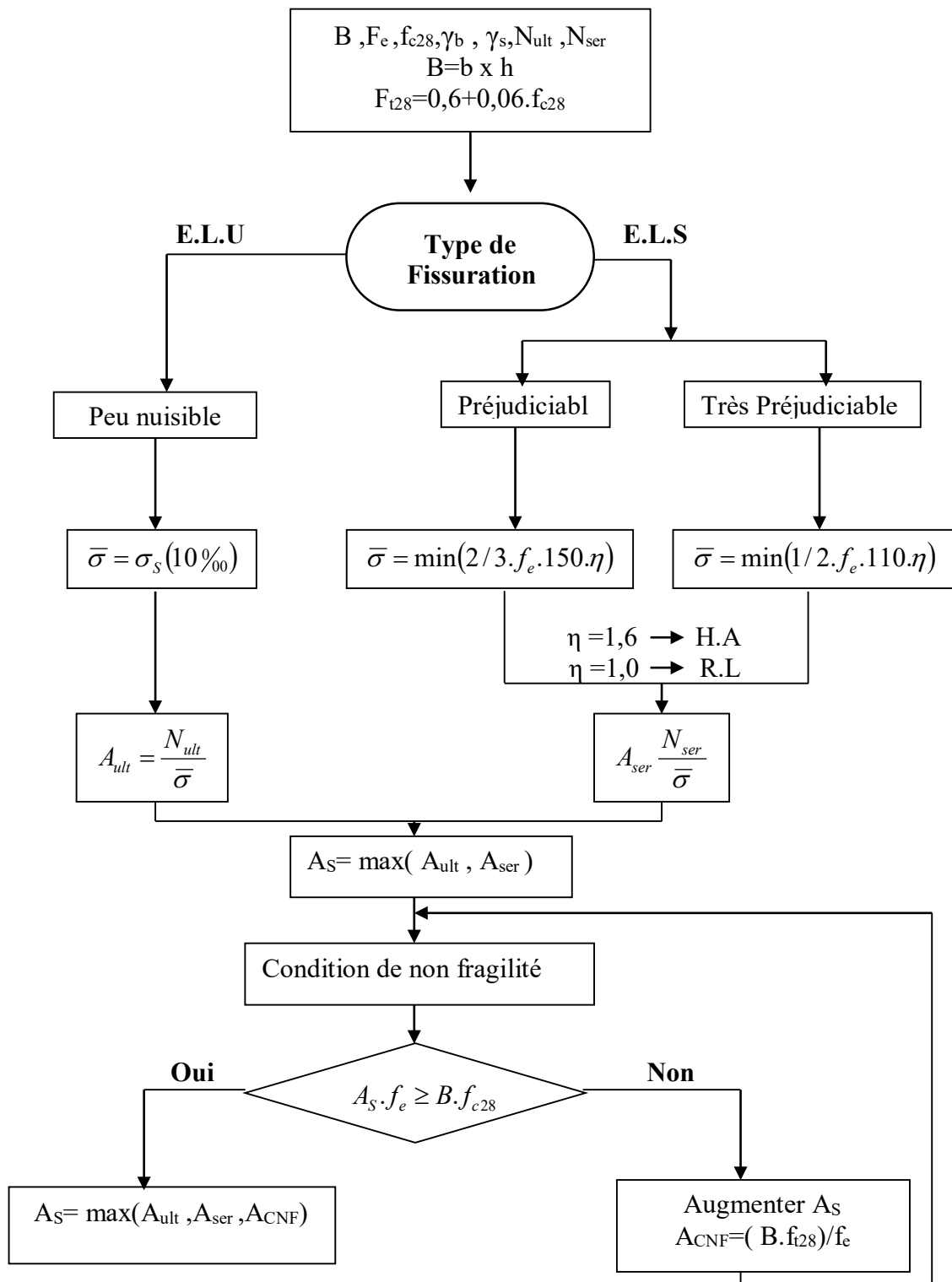
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



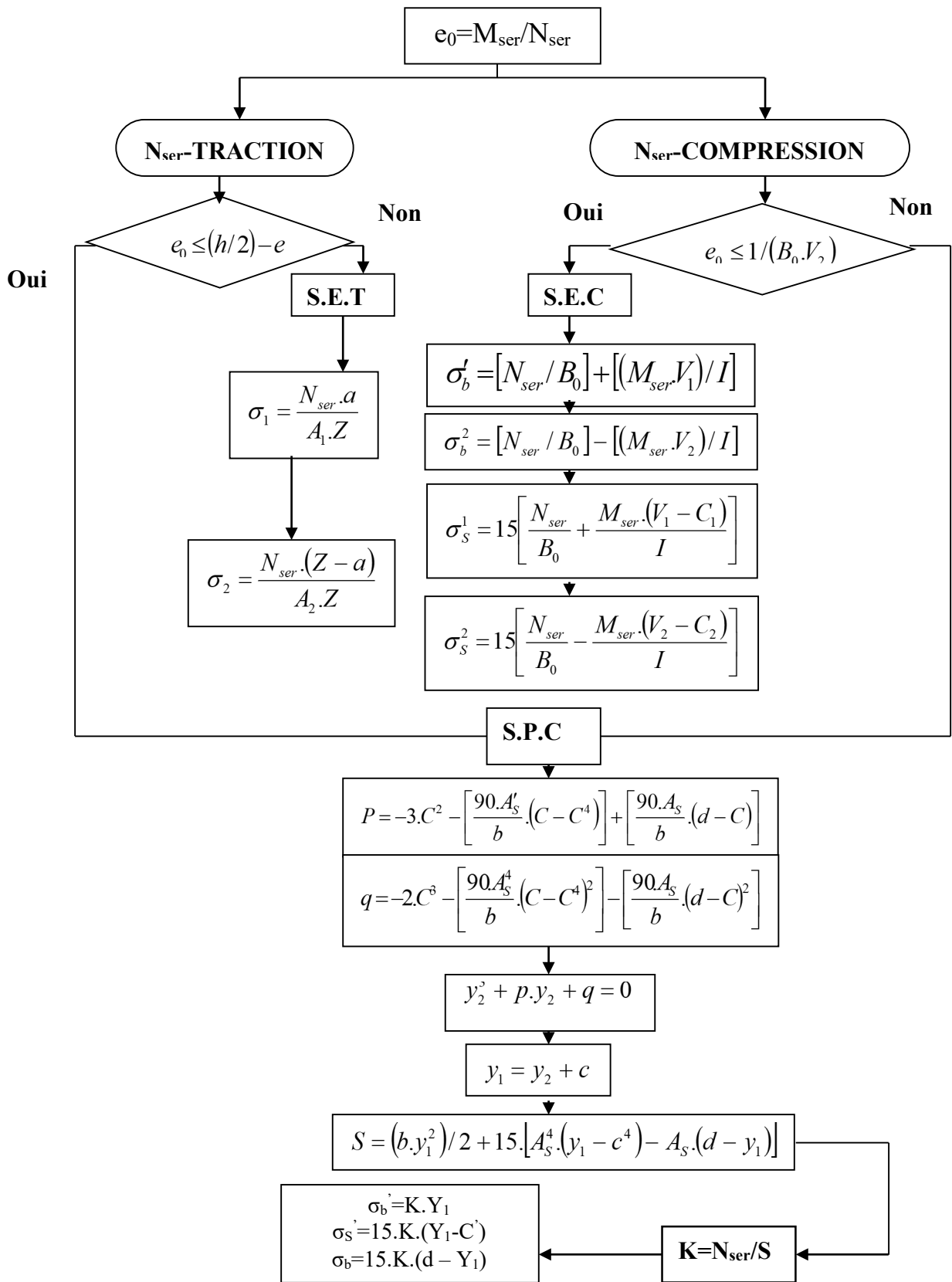
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



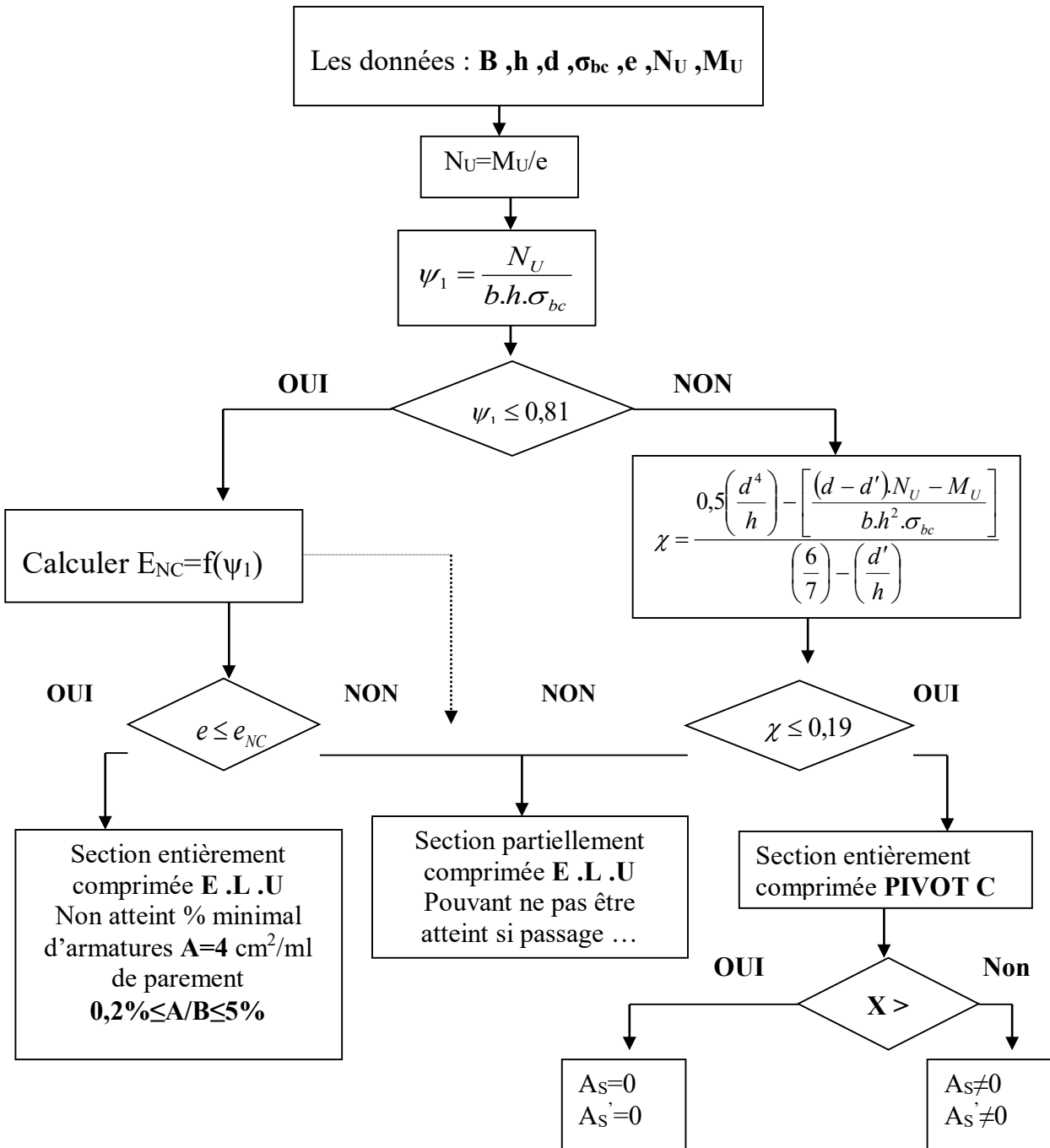
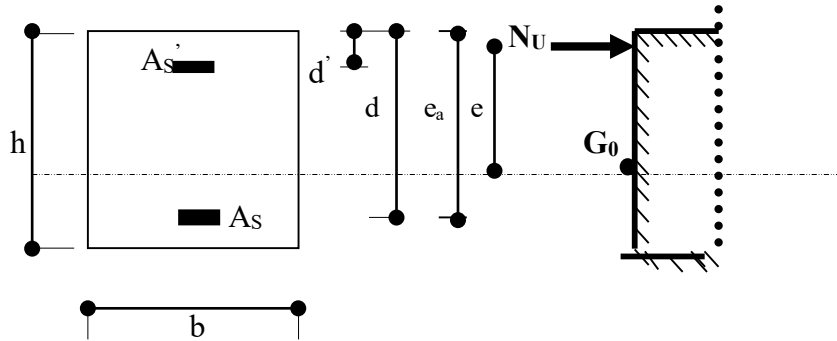
ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.



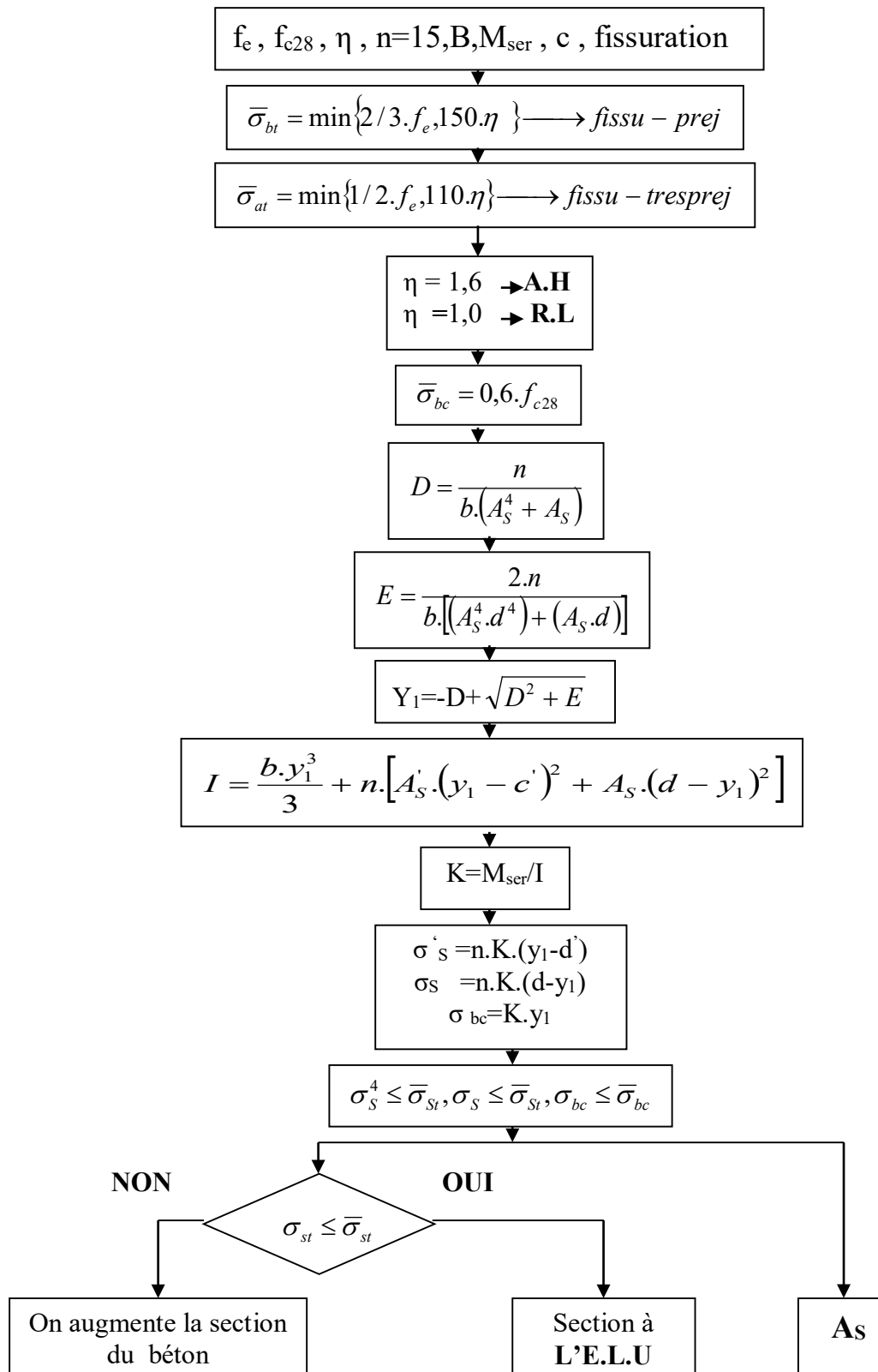
Organigramme -5-

**Calcul d'une section rectangulaire
A l'E.L.U en flexion composée**



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

