

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



- جامعة سعد دحلب - البليدة 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

كلية التكنولوجيا
FACULTE DE TECHNOLOGIE
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN BETON ARME (R+16+Sous-sol) SELON RPA99 V2003 ET RPA 2024

Etudié et réaliser par

ACHOUR Manel

Devant le jury composé de :

Encadreur : Dr. DERBAL Ismail	U.S.D.B-Blida
Co-encadreur : Dr. AOUALI Nawel	U.S.D.B-Blida
Président : Mr. AMELLAL Omar	U.S.D.B-Blida
Examineur : Dr. ABED Mohamed	U.S.D.B-Blida

Blida, Juillet 2025

Remerciements

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné de la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je remercie tout particulièrement mon promoteur, Monsieur DERBAL, ainsi que ma co-promotrice, Madame AOUALI, pour leur accompagnement, leurs conseils avisés, leur disponibilité et leur bienveillance tout au long de ce travail. Leur expertise et leurs encouragements m'ont permis de progresser dans mes réflexions et d'aborder ce projet avec rigueur et méthode.

J'exprime également ma profonde reconnaissance aux membres du jury pour l'effort qu'ils fourniront afin d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi mes camarades de promotion pour leur soutien moral, les discussions constructives et l'ambiance bienveillante qui ont marqué ces deux années de Master.

Je souhaite adresser ma plus sincère reconnaissance à ma famille et à mes proches pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours universitaire.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire de fin d'études. Ce mémoire est le fruit de l'ensemble de ces soutiens, et je leur en suis profondément reconnaissant.

Dédicace

À la mémoire de mon père,

Tu n'es plus là pour partager ce moment si important de ma vie, mais ton amour, tes conseils, ta force et ton exemple continuent de m'accompagner et de me guider chaque jour. Ton absence a laissé un vide immense, mais elle m'a aussi donné la volonté et la détermination de réussir, pour honorer tout ce que tu représentais pour moi.

À ma mère, pour son amour inconditionnel, son soutien sans faille et ses sacrifices constants, source de ma persévérance et de ma réussite.

À mon frère Adel, ma précieuse source de réconfort et de soutien, merci d'avoir été présent à chaque étape de ce parcours.

À toute ma famille, pour leur générosité, leur affection et leur présence bienveillante.

Je vous dédie ce travail, avec tout mon amour et ma profonde reconnaissance.

À mes enseignants et encadrants, pour leur patience, leur disponibilité et leurs conseils précieux qui ont grandement contribué à mon évolution académique.

À mes amis, pour leur soutien, leurs encouragements et les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus agréable et plus humain.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'accomplissement de ce projet, je vous exprime toute ma gratitude.

Résumé

Le présent projet consiste en une étude comparative approfondie de la réponse structurelle d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de seize niveaux, implanté dans la wilaya de Blida, classée parmi les zones à forte sismicité. Cette comparaison s'inscrit dans le cadre de l'évolution du règlement parasismique algérien, en confrontant les exigences de la version RPA 99 (V2003) à celles du nouveau RPA 2024.

L'approche méthodologique adoptée se décline en plusieurs phases : description architecturale du projet, prédimensionnement des éléments porteurs, modélisation numérique, descente des charges et vérification des éléments secondaires. Une analyse dynamique complète a été menée afin d'évaluer les effets des sollicitations sismiques selon les deux référentiels réglementaires.

Le ferrailage des éléments structuraux essentiels (poteaux, poutres, voiles et fondations) a été établi conformément aux normes en vigueur, permettant ainsi une évaluation comparative rigoureuse de l'impact des nouvelles exigences réglementaires sur le dimensionnement et la stabilité de la structure.

Les résultats obtenus mettent en évidence une convergence globale entre les deux versions du règlement en termes de comportement structurel, tout en soulignant certaines différences spécifiques liées aux exigences de ductilité, au dimensionnement des systèmes de contreventement et à la redistribution des efforts. Cette étude contribue ainsi à une meilleure compréhension des évolutions introduites par le RPA 2024 et de leur incidence réelle sur la conception des structures en béton armé en zone sismique.

Mots-clés : Structure en béton armé, zone sismique, règlement parasismique algérien, RPA 99 version 2003, RPA 2024, étude comparative, analyse dynamique, ferrailage.

Abstract

The purpose of this project is to present a comparative study of a residential building, with a basement, a ground floor and 16 floors, implemented at Blida city, which is considered as a high seismic area (III), using the two versions of the Algerian earthquake codes, i.e the last version 1999/2003 and the new one 2024. This study is organized around several parts, including a general description of the project with presentation of the architectural aspect of the building elements, then the pre-dimensioning of the structure and finally the loads evaluation. Next comes a section devoted to the secondary elements in order to compare the results. A dynamic study of the structure was carried out in order to determine the different loads. The reinforcement of the different resistant elements of the structure (poles, beams, wall and foundation) and a comparison of the results were made. In light of our results, it can be said that there is not much difference between the new Algerian seismic regulation 2024 compared to that of the 2003 version.

Keywords: Reinforced concrete Building, Comparative study of the two versions of RPA 99/ version 2003 and the new one 2024.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مقارنة لمبنى سكني يتكون من طابق تحت الأرض، طابق أرضي و16 طوابق علوية. يقع في ولاية البليدة والتي تم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية عالية III باستخدام القانون الجزائري المقاوم، للزلازل 99 طبعة 2003 و صنف VI بالطبعته الجديدة 2024. تستند هذه الدراسة إلى عدة أجزاء، بما في ذلك وصف عام للمشروع مع عرض الجانب المعماري لعناصر المبنى، ثم تحديد الأبعاد الأولية للعناصر المكونة للهيكل وأخيراً حملاتها التالي هو قسم مخصص للعناصر الثانوية. لمقارنة النتائج تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل لتحديد الأحمال المختلفة وتعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل الأساسات، الأعمدة والعرضات. بالإضافة إلى مقارنة النتائج. في ضوء النتائج التي توصلنا إليها، بالإضافة إلى مقارنة النتائج. في ضوء النتائج التي توصلنا إليها، يمكننا القول إنه لا يوجد فرق كبير بين القانون الزلزالي الجزائري الجديد 2024 مقارنة بنسخة عام 3002.

الكلمات المفتاحية: عمارة، خرسانة، دراسة مقارنة بين القانون الجزائري بنسختيه، طبعة 3002 والطبعة الجديدة 2024.

Liste des Figures

Figure I.1 : Plancher à corps creux.	5
Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.	6
Figure I.3 : Les escalier.	6
Figure.I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	8
Figure.I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .	9
Figure.I.6 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELU.	11
Figure.I.7 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.	11
Figure.I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU.	12
Figure.I.9 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	14
Figure II.1 : Plancher à corps creux.	18
Figure II.2 : Le corps creux (entrevous).	19
Figure II.3 : Dimensions de l'acrotère.	22
Figure II.4 : Les dimensions des poteaux d'après l'RPA.	28
Figure II.5 : plan de repérage des poteaux les plus solliciter dans le plan.	29
Figure II.6 : Surface revenant au poteau le plus sollicité.	30
Figure II.7 : Surface revenant au poteau d'angle le plus sollicité.	34
Figure II.8 : Surface revenant au poteau qui existe dans 2 étages seulement.	39
Figure III.1 : L'acrotère	45
Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère	46
Figure III.3 : Positions des charges.	47
Figure III.4 : Schéma statique de l'acrotère.	48
Figure III.7 : La poutrelle en forme de « T »	53
Figure III.8 : Schéma de poutrelle.	53
Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles.	68
Figure III.10. Disposition constructive des armatures de la table de compression.	69
Figure III.11. Les escaliers.	70
Figure III.12 : Vue en plan d'escalier.	71
Figure III.13. Schéma statique de 1 ^{er} volée.	71
Figure III.14. Schéma de chargement d'escalier à l'ELU d'escalier de l'RDC.	74
Figure III.15. Diagramme de l'effort tranchant en ELU d'escalier de l'RDC.	74
Figure III.16. Diagramme de moment fléchissant en ELU d'escalier de l'RDC.	74

Figure III.17. Schéma de chargement d'escalier à l'état limite de service d'escalier de l'RDC.	75
Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant en ELS d'escalier de l'RDC.	75
Figure III.19. Diagramme de moment fléchissant en ELS d'escalier de RDC.	75
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC.	80
Figure III.21. Schéma statique de première volée de l'escalier étudié d'étages courants.	80
Figure III.22. Les diagrammes du moment à l'ELU et ELS d'étages courantes.	83
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étages courant.	85
Figure III.24 : Ferrailage du Balcon.	88
Figure IV.1. Spectre de réponse de model initial.	98
Figure IV.2. Vue en plan de modèle initial.	99
Figure IV.3. Vue en 3D de modèle initial.	99
Figure IV.5. Vue en plan de 2 ^{ème} modèle.	105
Figure IV.6. Vue en 3D de 2 ^{ème} modèle.	105
Figure IV.7. Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).	110
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux	129
Figure V.2 : Ferrailage des poutres porteuses	141
Figure V.3. Ferrailage des poutres non porteuses	142
Figure V.5 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.	147
Figure V.6 : Disposition des voiles	149
Figure V.7 : Les contraintes sur le voile.	150
Figure V.8 : Les schéma de ferrailage des voiles.	156
Figure V.9 : Coupe longitudinale de linteau.	158
Figure V.10 : Coupe transversale de ferrailage de linteau.	159
Figure VI.2. Semelles filantes sous poteaux.	163
Figure VI.3. Radier général nervuré.	166
Figure VI.4. Contraintes sous le radier	171
Figure VI.5. Schéma du radier.	176
Figure VI.6. Ferrailage de la dalle du radier sur travée.	178
Figure VI.7. Ferrailage de la dalle du radier en appuis.	178
Figure VI.8. Ferrailage des nervures sens porteur.	182
Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens non porteur.	182
Figure VI.10. Schéma statique des débords.	183

Figure VI.11. Diagramme des Moments.	183
Figure VI.12. Voiles périphériques.	185
Figure VI.13. Ferrailage de voiles périphérique sens x-x.	187
Figure VI.14. Ferrailage de voiles périphérique sens y-y.	187
Figure VII.1. Spectre de réponse horizontal.	197
Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage des poteaux	218
Figure VIII.2 : Ferrailage de la poutre porteuse de la terrasse.	229
Figure VIII.3 : Ferrailage de la poutre non porteuse de la terrasse	230
Figure VIII.4. Ferrailage du linteau.	233
Figure VIII.5. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	234
Figure VIII.6. Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes a contreventement mixte.	235
Figure VIII.8. Epaisseur minimale des éléments de rive confinés.	236
Figure VIII.9. Coupe longitudinale de linteau.	241
Figure VIII.10. Coupe transversale de ferrailage des linteaux épaisseur 20 et 25.	242
Figure VIII.11. Coupe transversale de ferrailage des linteaux épaisseur 30cm.	242
Figure VIII.12. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens y.	244
Figure VIII.13. La coupe de ferrailage des voile sens y épaisseur 30cm.	247
Figure VIII.14. La coupe de ferrailage des voile 1 sens y.	252
Figure VIII.16. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.	254
Figure VIII.17. La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 30cm.	255
Figure VIII.18. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.	255
Figure VIII.19. La coupe de ferrailage des voiles sens x.	257
Figure IX.1 : Schéma statique de bâtiment.	264
Figure IX.2 : Contraintes sous le radier	266
Figure IX.3. Schéma du radier.	270
Figure IX.5. Ferrailage de la dalle du radier en appuis.	272
Figure IX.6. Ferrailage des nervures sens porteur.	276
Figure IX.7. Ferrailage des nervures sens non porteur.	276
Figure IX.9. Schéma statique des débords.	277
Figure IX.10. Diagramme des Moments.	277
Figure IX.11 : Plan de repérage des voiles.	352
Figure B.1 : La coupe de ferrailage des voile sens y épaisseur 25cm.	354
Figure B.2 : La coupe de ferrailage des voile sens y épaisseur 20cm.	358

Figure B.3 : La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.	360
Figure B.4 : La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 30cm.	362
Figure B.5 : La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.	364
Figure B.6 : La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 30cm.	366
Figure B.7 : La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 25cm.	370
Figure B.8 : La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 20cm.	375

Liste des Tableaux

Tableau II.1. Charges permanentes sur le plancher terrasse (corps creux).	20
Tableau II.2. Charges permanentes sur le plancher terrasse (dalle pleine).	20
Tableau II.3. Charges permanentes sur le plancher courant (corps creux).	21
Tableau II.4. Charges permanentes sur plancher courant (dalle pleine).	21
Tableau II.5. Charges permanentes sur les murs extérieurs à double cloisons.	22
Tableau II.6. Les valeurs des charges d'exploitation selon le « DTR B.C.2.2 » Art7.2.2.	23
Tableau II.7. Récapitulation du pré dimensionnement des poutres.	24
Tableau II.8. Application de la loi de dégression.	26
Tableau II.9. Les Charges et les efforts qui conviennent de poteau central.	31
Tableau II.10. Pré dimensionnement des poteaux central et choix a et b de poteau.	32
Tableau II.11. Vérification des contraintes de poteaux centraux.	33
Tableau II.12. Vérification de flambement de poteaux centraux.	34
Tableau II.13. Les Charges et les efforts qui conviennent de poteau d'angle.	36
Tableau II.14. Pré dimensionnement des poteaux d'angles et choix a et b de poteau.	37
Tableau II.15. Vérification des contraintes de poteaux d'angle.	38
Tableau II.16. Vérification de flambement de poteaux d'angle.	39
Tableau II.17. Les Charges et les efforts qui convient de poteau.	40
Tableau II.18. Pré dimensionnement des poteaux et choix a et b de poteau.	40
Tableau II.19 : Vérification des contraintes de poteaux.	41
Tableau II.20. Vérification de flambement de poteaux.	41
Tableau II.21 : Dimensions des éléments porteurs.	43
Tableau III.1. Evaluation des charges des poutrelles.	58
Tableau III.2 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	63
Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	63
Tableau III.4. Vérification de la contrainte de béton.	65
Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.	67
Tableau III.6. Charge permanente de paillasse de 1 ^{er} partie de l'escalier.	72
Tableau III.7. Charge permanente de palier de 1 ^{er} partie de l'escalier.	73
Tableau III.8. Les chargements pour une bande de 1 m.	73
Tableau III.9 : Sollicitations de calcul pour la 1 ^{ere} et 2 ^{eme} Volée.	76
Tableau III.10 : Résultats de ferraillage .	76

Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.	78
Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.	79
Tableau III.13 : Résumé des données géométriques de l'escalier d'étages courants	81
Tableau III.14 : Charges permanentes et d'exploitation.	81
Tableau III.15 : Résumé des sollicitations internes (bande de 1 m).	82
Tableau III.16 : Résultats de ferraillage.	82
Tableau III.17. Vérification à l'ELS.	84
Tableau III.18 : Vérification de la flèche de l'escalier.	84
Tableau III.19 : Ferraillage de balcon	87
Tableau III.20. Vérification à l'ELS.	88
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.	96
Tableau IV.2. Vérification de la période d'après la recherche publiée par le Dr.TALEB Rafik.	98
Tableau IV.3. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.	100
Tableau IV.4 : Calcul de l'effort tranchant à la base modèle initial.	102
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base modèle initial.	102
Tableau IV.6 : Déplacement inter étage sens X-X modèle initial.	103
Tableau IV.7. Déplacement inter étage sens Y-Y modèle initial.	103
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit modèle initial.	104
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit de 2^{ème} modèle.	107
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit de 2^{ème} modèle après l'augmentation des poteaux.	108
Tableau IV.12 : Les nouvelles sections des poteaux.	108
Tableau IV.13. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.	109
Tableau IV.14 : Calcul de l'effort tranchant à la base de modèle final.	112
Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base de modèle final.	112
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit de modèle final.	112
Tableau IV.17 : Déplacement inter étage sens X-X de modèle final.	113
Tableau IV.18 : Déplacement inter étage sens Y-Y de modèle final.	114
Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens X-X de modèle final.	115
Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y de modèle final.	115
Tableau IV.21 : Justification de choix de R de modèle final.	116
Tableau V.1. Contraintes.	118
Tableau V.2. Les zones des sections.	120

Tableau V.4. Ferrailage des poteaux avec N_{min} et M_{cor} SDT.	121
Tableau V.5. Ferrailage des poteaux avec M_{max} et N_{cor} SDT.	121
Tableau V.6. Ferrailage des poteaux avec N_{max} et M_{cor} SA.	121
Tableau V.7. Ferrailage des poteaux avec N_{min} et M_{cor} SA.	122
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux avec M_{max} et N_{cor} SA.	122
Tableau V.9. Choix des armatures pour les poteaux.	123
Tableau V.10. Vérification à ELS avec N^{max} et M^{cor} .	124
Tableau V.11. Vérification à ELS avec N^{min} et M^{cor} .	124
Tableau V.12. Vérification des poteaux à ELS avec $(M^{max} ; N^{cor})$.	124
Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	126
Tableau V.14. Espacements maximaux selon RPA99.	128
Tableau V. 15. Choix des armatures transversales des poteaux	128
Tableau V.16. Calcul les sections d'armature de service les P.P (sans voile).	131
Tableau V.17. Calcul les sections d'armature de service les P.P (avec voile).	131
Tableau V.18. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (sans voile).	131
Tableau V.19. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (avec voile).	131
Tableau V.20. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.P (sans voile).	132
Tableau V.21. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.P (avec voile).	132
Tableau V.22. Calcul les sections d'armature de service les P.N.P (sans voile).	132
Tableau V.23. Calcul les sections d'armature de service les P.N.P (avec voile).	132
Tableau V.24. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.N.P (sans voile).	133
Tableau V.25. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.N.P (avec voile).	133
Tableau V.26. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.N.P (sans voile).	133
Tableau V.27. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.N.P (avec voile).	133
Tableau V.28. Choix de ferrailage des poutres.	134
Tableau V.29. Vérification des contraintes des P.P (sans voile).	135
Tableau V.30. Vérification des contraintes des P.P (avec voile).	135
Tableau V.31. Vérification des contraintes des P.N.P (avec voile).	135
Tableau V.32. Vérification des contraintes des P.N.P (sans voile).	136
Tableau V.33. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	136
Tableau V.34. Calcul des armatures transversales.	137
Tableau III.35. Vérification de la flèche des poutres.	140
Figure V.4 : Ferrailage du linteau.	146
Tableau V.36. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y (e=20cm) V ₁ .	152

Tableau V.37. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y ($e=25\text{cm}$) V_1 .	152
Tableau V.38. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y d'RDC ($e=25\text{cm}$) V_1 .	153
Tableau V.39. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x avec ouverture ($e=20\text{cm}$) V_7 .	153
Tableau V.40. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x avec ouverture	153
Tableau V.41. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x sans ouverture ($e=25\text{cm}$) V_7 .	153
Tableau V.42. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x d'RDC ($e=25\text{cm}$)	153
Tableau V.43. Choix de ferrailage des voiles.	154
Tableau V.44. Tableaux des Armatures Transversales.	154
Tableau V.45. Calcul de ferrailage des linteaux	158
Tableau V.46. Choix de ferrailage des linteaux	158
Tableau VI.1. Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux sens longitudinal.	164
Tableau VI.3. Contrainte sous le radier à l'ELU.	172
Tableau VI.4. Contrainte sous le radier à l'ELS	172
Tableau VI.5. Contrainte sous le radier à l'ELU	173
Tableau VI.6. Contrainte sous le radier à l'ELS	174
Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU.	176
Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.	176
Tableau VI.9. Ferrailage des panneaux du radier.	177
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.	177
Tableau VI.11. Redimensionnement des armatures.	178
Tableau VI.12. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.	178
Tableau VI.13. Ferrailage des nervures (sens non porteur).	179
Tableau VI.14. Ferrailage des nervures (sens porteur).	179
Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.	180
Tableau VI.16. Redimensionnement des armatures.	180
Tableau VI.17. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.	181
Tableau VI.18. Choix des armatures transversales.	182
Tableau VI.19. Ferrailage de débords.	183
Tableau VII.20. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.	184
Tableau VI.21. Ferrailage de voiles périphérique.	186

Tableau VI. 22. Vérification des Contraintes à l'ELS.	187
Tableau VII.1. Vérification de condition a_2 de la régularité en plan.	190
Tableau VII.2. Vérification de condition a_3 de la régularité en plan.	190
Tableau VII.3. Vérification de condition b_2 variation de masse (la régularité en élévation).	191
Tableau VII.4. Vérification de condition b_2 variation de la rigidité (la régularité en élévation).	192
Tableau VII.5. Vérification de condition b_3 de la régularité en élévation.	193
Tableau VII.6. Facteur de qualité.	193
Tableau VII.7. Valeurs du coefficient de pondération Ψ [2].	195
Tableau VII.8. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.	198
Tableau VII.9 : Vérification de l'effort tranchant a la base avant la majoration.	200
Tableau VII.10 : Vérification de l'effort tranchant a la base après la majoration.	200
Tableau VII.11. Vérification de déplacements inter-étage de non effondrement.	201
Tableau VII.12. Vérification de déplacements inter-étage de limitation des dommages.	202
Tableau VII.13. Vérification de l'effet P- Δ .	203
Tableau VII.14 : Vérification de l'effort normale réduit.	204
Tableau VII.15 : Vérification vis-à-vis le système à effet noyau.	205
Tableau VII.16. Vérification de forces latérales reprises par les voiles.	206
Tableau VIII.1. Contraintes.	208
Tableau VIII.2. Les zones des sections.	209
Tableau VIII.3. Ferrailage des poteaux avec N_{max} et M_{cor} SDT.	210
Tableau VIII.4. Ferrailage des poteaux avec N_{min} et M_{cor} SDT.	210
Tableau VIII.5. Ferrailage des poteaux avec M_{max} et N_{cor} SDT.	211
Tableau VIII.6. Ferrailage des poteaux avec N_{max} et M_{cor} SA.	211
Tableau VIII.7. Ferrailage des poteaux avec N_{min} et M_{cor} SA.	211
Tableau VIII.8. Ferrailage des poteaux avec M_{max} et N_{cor} SA.	212
Tableau VIII.9. Choix des armatures pour les poteaux.	212
Tableau VIII.10. Vérification à ELS avec N^{max} et M^{cor} .	213
Tableau VIII.11. Vérification à ELS avec N^{min} et M^{cor} .	213
Tableau VIII.12. Vérification des poteaux à ELS avec $(M^{max} ; N^{cor})$.	214
Tableau VIII.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	215
Tableau VIII.14. Espacements maximaux selon RPA 2024.	217
Tableau VIII.15. Choix des armatures transversales des poteaux	217

Tableau VIII.16. Calcul les sections d'armateur de service les P.P (sans voile).	220
Tableau VIII.17. Calcul les sections d'armateur de service les P.P (avec voile).	220
Tableau VIII.18. Calcul les sections d'armateur de l'habitation les P.P (sans voile).	220
Tableau VIII.20. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.P (sans voile).	221
Tableau VIII.21. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.P (avec voile).	221
Tableau VIII.22. Calcul les sections d'armateur de service les P.N.P (sans voile).	221
Tableau VIII.23. Calcul les sections d'armateur de service les P.N.P (avec voile).	221
Tableau VIII.24. Calcul les sections d'armateur de l'habitation les P.N.P (sans voile).	222
Tableau VIII.25. Calcul les sections d'armateur de l'habitation les P.N.P (avec voile).	222
Tableau VIII.26. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.N.P (sans voile).	222
Tableau VIII.27. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.N.P (avec voile).	222
Tableau VIII.28. Choix de ferrailage des poutres.	223
Tableau VIII.29. Vérification des contrainte des P.P (sans voile).	224
Tableau VIII.30. Vérification des contrainte des P.P (avec voile).	224
Tableau VIII.31. Vérification des contrainte des P.N.P (avec voile).	224
Tableau VIII.32. Vérification des contrainte des P.N.P (sans voile).	225
Tableau VIII.33. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	225
Tableau VIII.34. Calcul des armatures transversales.	226
Tableau VIII.35. Vérification de la flèche des poutres.	228
Tableau VIII.36. Calcul de ferrailage des linteaux.	241
Tableau VIII.37. Choix de ferrailage des linteaux.	241
Tableaux VIII.38 : Les dimensions des voiles.	243
Tableaux VIII.39 : Calcul de ferrailage les éléments de rive de voile sens Y-Y.	250
Tableaux VIII.40 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive de voile sens Y-Y.	251
Tableaux VIII.41 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme de voile sens Y-Y.	251
Tableaux VIII.42 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme de voile sens Y-Y.	251
Tableaux VIII.43 : Vérification de ductilité local de voile sens Y-Y.	253
Tableaux VIII.45 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive voile complet	254
Tableaux VIII.46 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile complet sens X-X.	254
Tableau VIII.47 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile complet sens X-X.	254
Tableaux VIII.48 : Vérification de ductilité local voile complet sens X-X.	255

Tableaux VIII.49 : Calcul de ferrailage les éléments de rive voile avec ouverture sens X-X.	256
Tableaux VIII.50 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive voile avec ouverture sens X-X.	256
Tableaux VIII.51 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile avec ouverture sens X-X.	256
Tableau VIII.53 : Vérification de ductilité local voile avec ouverture sens X-X cote gauche.	258
Tableau VIII.54 : Vérification de ductilité local voile avec ouverture sens X-X cote droit	258
Tableau IX.1. Contrainte sous le radier à l'ELU.	266
Tableau IX.1. Contrainte sous le radier à l'ELS	267
Tableau IX.3. Contrainte sous le radier à l'ELU	268
Tableau IX.4. Contrainte sous le radier à l'ELS	268
Tableau IX.5. Calcul des moments à l'ELU.	270
Tableau IX.6. Calcul des moments à l'ELS.	270
Tableau IX.7. Ferrailage des panneaux du radier.	271
Tableau IX.8. Vérification des contraintes à l'ELS.	271
Tableau IX.9. Redimensionnement des armatures.	272
Tableau IX.10. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier	272
Tableau IX.11. Ferrailage des nervures (sens non porteur).	273
Tableau IX.12. Ferrailage des nervures (sens porteur).	273
Tableau IX.13. Vérification des contraintes à l'ELS.	274
Tableau IX.14. Redimensionnement des armatures.	274
Tableau IX.15. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.	275
Tableau IX.16. Choix des armatures transversales.	276
Tableau IX.17. Ferrailage de débords.	277
Tableau IX.18. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.	278
Tableaux X.1. Les zones sismiques des deux réglementent.	283
Tableaux X.2. Valeur de coefficient de comportement R.	283
Tableaux X.3. Les facteurs de qualité selon le type de système.	284
Tableaux X.4. Classification des sites.	285
Tableau X.5. Valeurs de ce coefficient dépendent du type d'ouvrage considér.	288
Tableaux X.6. Période et facteur de participation massique du modèle final.	289

Tableaux X.7. Les paramètres utilisés pour l'étude sismique.	290
Tableaux X.8. Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.	294
Tableaux X.9. Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.	295
Tableaux X.10. Vérification de l'effort normal réduit.	300
Tableaux X.11. Vérification de effets P- Δ Sens X-X.	304
Tableaux X.12. Vérification de effets P- Δ Sens Y-Y.	305
Tableaux X.13. Critères de coffrage des poteaux.	311
Tableaux X.14. Les sections de coffrage des poteaux	312
Tableaux X.15 : Volume de béton dans les poteaux en mètre cube.	312
Tableaux X.16. Critères de ferrailage des poteaux.	313
Tableaux X.17 : La section de ferrailage des poteaux.	313
Tableaux X.18 : Le choix de ferrailage des poteaux	313
Tableaux X.19 : Quantité des aciers dans les poteaux de section 65x65 d'après le calcul avec RPA 2024	314
Tableaux X.20 : Quantité des aciers dans les poteaux de section 65x65 d'après Calcul avec RPA99 V 2003	315
Tableaux X.21 : Quantité des aciers dans les poteaux d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024	316
Tableaux X.22 : Le rapport aciers béton dans les poteaux d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024	316
Tableaux X.23 : Critères de coffrage des poutres.	317
Tableaux X.24 : Volume de béton dans les poutres non porteuses en mètre cube.	318
Tableaux X.25 : Volume de béton dans les poutres porteuses en mètre cube.	318
Tableaux X.26 : Critères de ferrailage des poutres.	319
Tableaux X.27 : Les sections de ferrailage des poutres	319
Tableaux X.28 : Le choix de ferrailage des poutres	320
Tableaux X.29 : Quantité des aciers dans la P.P de plancher terrasse d'après Calcul avec RPA99V 2003.	321
Tableaux X.30 : Quantité des aciers dans la P.P de plancher terrasse d'après Calcul avec RPA 2024.	322
Tableaux X.31 : Quantité des aciers dans les poutres d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.	323
Tableaux X.32 : Le rapport aciers béton dans les poutres d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.	323

Tableaux X.33. Critère de coffrage des voiles.	325
Tableaux X.33. Critère de coffrage des voiles.	325
Tableaux X.35 : Volume de béton dans les voiles en mètre cube (RPA99 V2003).	325
Tableaux X.36 : Volume de béton dans les voiles en mètre cube (RPA 2024).	326
Tableaux X.36 : Quantité des aciers dans les voiles d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.	329
Tableaux X.37 : Le rapport aciers béton dans les voiles d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.	330
Tableaux X.34 : La section de coffrage de radier.	331
Tableaux X.35 : Volume de béton dans le radier en mètre cube.	331
Tableaux X.36 : Volume de béton dans les nervures en mètre cube.	331
Tableaux X.37 : Les section de ferrailage dans le radier et les nervures en mètre cube.	332
Tableaux X.38 : Le rapport acier béton dans les fondations d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.	332

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles	
Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	3
I.1. INTRODUCTION	4
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	4
I.3. COMPOSITION DE L'OUVRAGE	4
I.4. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE	4
I.4.1. Dimension en plan	4
I.4.2. Dimension en élévation	4
I.5. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE	5
I.5.1. Ossature	5
I.5.2. Plancher	5
I.5.3. Escaliers	6
I.5.5. Revêtement	6
I.5.6. L'acrotère	7
I.5.7. Terrasse	7
I.5.8. Ascenseurs	7
I.5.9. Infrastructure	7
I.6. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	7
I.6.1. Béton	7
I.6.1.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	8
I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression	8
I.6.1.3. Résistance caractéristique à la traction	9
I.6.1.4. Contrainte admissible de cisaillement	9
I.6.1.5. Déformations longitudinales du béton	9
I.6.1.5. Les contraintes limitent de calcul	10
I.6.2.1. Définition	11
I.6.2.2. Caractéristiques mécaniques	12
I.6.2.3. Les contraintes limites de calcul	12
I.6.2.4. Le coefficient d'équivalence	13
I.6.2.5. Hypothèses de calcul des sections en béton arme	13
I.7. CONCLUSION	15
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux	16
II.1. INTRODUCTION	17

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	17
II.2.1. Introduction.....	17
II.2.2. Plancher à corps creux	17
II.2.3. Dalle pleine - balcons	19
II.2.4. Evaluation des charges (permanentes et exploitation).....	19
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	23
II.3.1. Détermination des dimensions (h et b)	23
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	24
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement	25
II.4.2. Application de la loi dégression.....	25
II.4.3. Le pré dimensionnement des poteaux.....	26
II.5. Les Voiles	42
II.6. Conclusion.....	43
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. INTRODUCTION.....	45
III.2. L'ACROTERE.....	45
III.2.1. Introduction	45
III.2.2. Evaluation des charges	46
III.2.3. Combinaisons	47
III.2.5. Calcul de ferraillage à ELU	48
III.2.6. Vérification à ELS	50
III.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	51
III.3. ETUDE DES PLANCHERS.....	52
III.3.1. Introduction	52
III.3.2. Etude des poutrelles.....	53
III.3.2.1. Introduction	53
III.3.2.2. Dimensions de la poutrelle	54
III.3.2.3. Calcul des moments	54
III.3.2.4. Effort tranchant :	61
III.3.2.5. Calcul du ferraillage :	62
III.3.2.5.1. Ferraillage en travée :	62
III.3.2.5.2. Ferraillage sur appuis :	63
III.3.2.6. Vérification d'effort tranchant	63
III.3.2.7. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales.....	64
III.3.2.8. Vérification des contraintes	64
III.3.2.9. Vérification de la flèche	65
III.3.2.11. Ferraillage de la dalle de compression.....	68
III.4. LES ESCALIERS	69
III.4.1. Introduction	69
III.4.3. Principe de calcul	72
III.4.4. Pré dimensionnement des escaliers (Les escaliers d'étages courants)	80
III.5. BALCONS	85
III.5.1. Introduction	85
III.5.2. Evaluation des charges	85

III.5.3. Déterminations des efforts.....	86
III.5.4. Calcul de ferrailage	86
III.5.5. Vérifications (ELU).....	87
III.5.6. Schéma de Ferrailage	88
III.6. CONCLUSION	89
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique d’RPA99 v2003	
IV.1. INTRODUCTION	91
IV.2. OBJECTIF DE L’ETUDE DYNAMIQUE	91
IV.3. MODELISATION	92
IV.3.1. Modélisation de la structure	92
IV.3.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS	93
IV.3.3. Modélisation de la rigidité.....	93
IV.3.4. Modélisation de la masse	94
IV.4. Etude Sismiques.....	94
IV.4.1. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	94
IV.4.5. ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE «T»	97
IV.4.6. RESULTAT DE L’ANALYSE SISMIQUE de Modèle initial (sans voile)....	98
IV.4.6.2. Résultante des forces sismiques de calcul	100
IV.4.6.3. Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 V 2003	102
IV.4.6.4. Vérification de l’effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003)	104
IV.4.7. 1 ^{er} Modèle (Modèle contreventé avec des voiles).....	105
IV.4.7.1. L’analyse dynamique de la structure a conduit à	106
IV.4.7.2. Vérification de l’effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003)	107
IV.4.8. Modèle final	109
IV.4.8.2. Choix de système de contreventement “ système 2, 4a et 4b ”	109
IV.4.8.3. Résultante des forces sismiques de calcul	111
IV.4.8.4. Vérification de l’effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003)	112
IV.4.8.5. Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 v 2003	113
IV.4.8.6. L’effet p-delta (Art 5.9 RPA99 V 2003)	114
IV.4.8.7. Justification de choix de coefficient de comportement R.....	116
IV.9. CONCLUSION.....	116
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003	
V.1. INTRODUCTION.....	118
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	118
V.2.1. Combinaison d'action	118
V.2.2. Le ferrailage des poteaux s’effectue suivant trois cas suivants.....	119
V.2.2.1. Ferrailage longitudinale des poteaux	120
V.2.2.1.1. Situation durable :	120
V.2.2.1.2. Situation accidentelle	121
V.2.2.2. Choix des armatures.....	122
V.2.2.3. Vérifications à l’ELS	123
V.2.2.4. Vérification de l’effort tranchant	125
V.2.2.5. Ferrailage transversale des poteaux	126

V.2.2.6. Longueur de recouvrement	129
V.3. Ferrailage des poutres	130
V.3.1. Recommandation du « RPA99/Version 2003 »	130
V.3.2. Calcul du ferrailage	130
V.3.2.1. Sens porteur $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$	131
V.3.2.2. Sens non porteur $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$	132
V.3.3. Choix de ferrailage	134
V.3.4. Vérifications à l'ELS	134
V.3.5. Vérification de l'effort tranchant	136
V.3.6. Calcul des armatures transversales	137
V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales	138
V.3.2.8. Arrêt des barres	138
V.3.8. Vérification de la flèche	138
V.3.9. Schéma de ferrailage	140
V.3.9.1 Schéma de ferrailage des poutres porteuses	141
V.3.9.2 Schéma de ferrailage des poutres non porteuses	142
V.4. Ferrailage des voiles.....	143
V.4.1. Introduction	143
V.4.4. Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003	144
V.4.4.1. Les linteaux (RPA99 version2003 (article 7.7.3))	144
V.4.4.1.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$	144
V.4.4.1.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$	145
V.4.4.2. Les trumeaux (voiles pleines) (RPA99 version2003 (articles 7.7.4))	146
V.4.4.2.1. Aciers verticaux.....	146
V.4.4.2.2. Aciers horizontaux	147
V.4.4.2.3. Règles communes : (article 7.7.4.3).....	147
V.4.6. Vérifications de la contrainte de cisaillement.....	148
V.4.6.1. D'après (BAEL 91).....	148
V.4.7. Ferrailage vertical	149
V.4.8. Calcul les voiles (Exemple de calcul pour les voiles sens y)	149
V.4.8.1. Détermination des sollicitations.....	149
V.4.8.2. Armatures verticales	149
V.4.8.3. Armature minimale de RPA99	151
V.4.8.4. Le pourcentage minimal	151
V.4.8.5. Espacement	151
V.4.8.6. Armatures horizontales	152
V.4.8.7. Armatures de coutures	152
V.4.8.7. Les tableaux de ferrailage des voiles	152
V.4.8.8. Choix de ferrailage.....	154
V.4.8.9. Vérification de la contrainte de cisaillement	154
V.4.8.10. Schéma de ferrailage :.....	155
V.4.9. Ferrailage des linteaux.....	157
V.4.9.1. Calcul des contraint.....	157
V.4.9.2. Armatures diagonales.....	157

V.4.9.3. Armature longitudinale	157
V.4.9.4. Armature transversal	157
V.4.9.5. Armatures de peau	158
V.4.9.6. Schéma de ferrailage.....	159
V.5. Conclusion.....	159
Chapitre VI : Etude d'infrastructure RPA99 v2003.	
VI.1. Introduction.....	161
VI.2. Fonctions assurées par les fondations	161
VI.3. Choix de type de fondations	161
VI.4. Calcul des fondations.....	162
VI.4.1. Semelles isolées :	162
VI.4.2. Semelles filantes :.....	163
VI.4.2.1. Hypothèse de Calcul	163
VI.4.2.2. Étapes de Calcul	164
VI.4.2.2.1. Sens longitudinal.....	164
VI.4.2.2.1. Sens transversal.....	165
VI.4.3. Radier général	166
VI.4.3.1. Surface nécessaire.....	166
VI.4.3.2. Pré dimensionnement du radier	167
VI.4.3.2.1. Epaisseur de la dalle.....	167
VI.4.3.2.2. Dimensionnement des nervures	168
VI.4.3.2.3. CONCLUSION.....	169
VI.4.5.1. Vérifications Nécessaires	170
VI.4.5.1. Vérification de la stabilité du radier.....	170
VI.4.5.2. Vérification des contraintes sous le radier.....	170
VI.4.5.2.1. Sollicitation du premier genre.....	171
VI.4.5.2.2. Sollicitation du second genre	171
VI.4.7. Ferrailage du radier	174
VI.4.7.1. Ferrailage de la dalle du radier	174
VI.4.7.2. Méthode de calcul	174
VI.4.7.3. Calcul du ferrailage	176
VI.4.7.3.1. Ferrailage du radier	176
VI.4.7.3.2. Vérification à l'E.L. S	177
VI.4.7.3.3. Schéma de ferrailage.....	178
VI.4.7.3.2.3. Vérifications nécessaires	179
VI.4.7.3.2.4. Armatures transversales	181
VI.4.7.3.2.5. Armatures de peau.....	182
VI.4.7.3.3. Ferrailage du Débord	183
VI.4.7.3.2.3. Vérifications nécessaires	183
VI.5. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	184
VI.5.1. Introduction	184
VI.5.2. Pré dimensionnement du voile périphérique.....	184
VI.5.3. Evaluation des charges	184
VI.5.4. Effort dans la Dalle :	185

VI.5.6. Vérification de l'effort tranchant.....	186
VI.5.7. Vérification à l'ELS :	186
VI.5.8. Schéma Ferrailage du Voile Périphérique.....	187
Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.	188
VII.1. INTRODUCTION	189
VII.2. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE.....	189
VII.3. Choix de la méthode de calcul.....	194
VII.3.1. Modélisation de rigidité	194
VII.3.2. Modélisation de masse	195
VII.3.3. Nombre de modes à considérer	195
VII.4. Spectre de calcul	196
VII.5. Combinaisons de calcul	197
VII.6. Analyse du modèle final	198
VII.6.1. Taux de participation massique	198
VII.6.2. L'analyse dynamique de la structure a conduit à.....	199
VII.6.3. La force sismique totale	199
VII.6.4. Vérification de l'effort tranchant a la base	199
VII.6.5. Vérification de déplacements inter-étage	200
VII.6.5.1. Justification de non effondrement	200
VII.6.5.2. Justification de limitation des dommages	201
VII.6.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ	202
VII.6.7. Vérification de l'effort normale réduit	204
VII.6.8. Justification du coefficient de comportement	204
VII.6.8.1. Vérification vis-à-vis le système à effet noyau	204
VII.6.8.2. Vérification de forces latérales reprises par les voiles	206
VII. 7 CONCLUSION	206
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024	
VIII.1. Introduction	208
VIII.2. Ferrailage des poteaux.....	208
VIII.2.1. Combinaison d'action	208
VIII.2.2. Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants	209
VIII.2.2.1. Ferrailage longitudinale des poteaux	210
VIII.2.2.2. Vérifications à l'ELS	212
VIII.2.2.3. Vérification de l'effort tranchant	214
VIII.2.2.4. Ferrailage transversale des poteaux	215
VIII.2.2.5. Longueur de recouvrement	218
VIII.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	219
VIII.3.1. Recommandation du « RPA 2024 »	219
VIII.3.2. Calcul du ferrailage :	219
VIII.3.2.1. Sens porteuse $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$	220
VIII.3.3. Choix de ferrailage	223
VIII.3.4. Vérifications à l'ELS	223
VIII.3.5. Vérification de l'effort tranchant	225
VIII.3.6. Calcul des armatures transversales	226

VIII.3.8. Vérification de la flèche	227
VIII.3.9. Schéma de ferrailage	229
VIII.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	231
VIII.4.1. Introduction	231
VIII.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	231
VIII.4.3. Prescriptions imposées par RPA 2024.....	231
V.4.3.1. Les linteaux (RPA 2024 (article 7.7.3)).....	231
V.4.3.1.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$	232
V.4.3.1.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$	233
VIII.4.3.2. Les trumeaux (voiles pleines) :	234
VIII.4.3.2.1. Introduction (RPA99 version2024 (articles 7.7.4)).....	234
VIII.4.3.2.2. Calcul de ferrailage	236
VIII.4.3.2.3. Ferrillages des linteaux.....	240
VIII.4.3.2.4.2. Calcul de voile V_1 sens y-y d'épaisseur 25cm et épaisseur 20cm	250
VIII.4.3.2.4.3. Calcul de voile V_8 sens x-x épaisseur 30cm.....	253
Chapitre IX : Etude d'infrastructure RPA 2024.	
IX.1. Radier général	260
IX.3. Pré dimensionnement du radier	261
IX.3.1. Epaisseur de la dalle	261
IX.3.2. Dimensionnement des nervures	262
IX.3.3. CONCLUSION	263
IX.4. Vérifications Nécessaires.....	263
IX.4.1. Vérification de la stabilité du radier	263
IX.4.2. Vérification des contraintes sous le radier	265
IX.4.2.1. Sollicitation du premier genre	265
IX.4.2.2. Sollicitation du second genre.....	265
IX.5. Détermination des sollicitations les plus défavorables	268
IX.6. Ferrailage du radier	269
IX.6.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	269
IX.6.2. Méthode de calcul	269
IX.6.3. Calcul du ferrailage	270
IX.6.3.1. Ferrailage du radier.....	270
IX.6.3.3. Schéma de ferrailage :	272
IX.7. Ferrailage des nervures	273
IX.7.1. Calcul des efforts.....	273
IX.7.2. Calcul des armatures	273
IX.7.3. Vérifications nécessaires	273
IX.7.3.1. Condition de non fragilité	273
IX.7.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS	274
IX.7.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	275
IX.7.4. Armatures transversales	275
IX.7.5. Armatures de peau.....	276
IX.7.6. Schéma de Ferrailage des Nervures	276

IX.8. Ferrailage du Débord	277
IX.8.2. Vérifications nécessaires	277
IX.8.2.1. Condition de non fragilité	277
IX.8.2.2. Armature de répartition	277
IX.8.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS	278
ChapitreX : Etude comparative	
X.1. INTRODUCTION	280
X.2 OBJECTIF DE L'ÉTUDE COMPARATIVE.....	280
X.3. ÉTUDE COMPARATIVE DES DONNEES SISMIQUES REGLEMENTAIRES (RPA2003 VS RPA2024)	281
X.3.1. Comparaison des paramètres sismiques selon le RPA99 (2003) et le RPA2024	282
X.3.2. Comparaison entre le spectre de réponse (horizontal et vertical) du RPA2024 et le spectre du RPA99 (2003)	286
X.3.3. COMBINAISON D'ACTIONS SISMIQUES	287
X.3.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final	289
X.3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	289
X.3.6. Déplacements.....	293
X.3.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	300
X.3.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	304
X.3.9. Vérification de l'interaction voiles-portiques	309
X.3.9. Coefficients partiels de sécurité.....	311
X.3.10 Critères de coffrage	311
X.3.10.1 Critères de coffrage des poteaux	311
X.3.11. Critères de ferrailage des poteaux	313
X.3.11.1 Quantité des aciers dans les poteaux.....	314
X.3.12. Critères de coffrage des poutres	317
X.3.12.1 Quantité des aciers dans les poutres.....	317
X.3.13. Critères de ferrailage des poutres	318
X.3.13.1 Quantité des aciers dans les poutres porteuses de plancher terrasse.....	320
X.3.14. Critères de coffrage des voiles :	325
X.3.15.1 Rapport aciers béton dans les voiles	330
X.3.16. Critères de coffrage de fondation	331
X.3.17. Critères de ferrailage de fondation	332
X.3.18. Les quantités totales d'Acier et de Béton	333
X.3.18.1 Interprétation des graphiques : Quantités Totales de Béton et d'Acier – Comparaison RPA99 V2003 et RPA 2024.....	335
Conclusion générale	337
BIBLIOGRAPHIE	339
Règlements	339
ANNEXES	340
.....	340
ANNEXE A	341
.....	341

ANNEXE B.....351
.....**351**
ANNEXE C.....378
.....**378**

Liste des Symboles

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- G : Charge permanente.
- 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.
- A : coefficient d'accélération.
- D : facteur d'amplification dynamique.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids de la structure.
- g : accélération de la pesanteur.
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier.
- D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.
- N_d : l'effort normal maximal au l'effet de séisme.
- **B_c : l'air la de section brute.**
- δ_K : déplacement dû aux forces sismiques.
- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K."
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1."
- 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, Période.
- S_t : Espacement.

- λ : Elancement.
- λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- $\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.
- $\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : rayon de giration.
- 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.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- 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.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, Y_1 : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- LT : Longueur de la Zone Tendue.
- LC : Longueur de la Zone Comprimée.
- E_p : Epaisseur du voile.
- M_3 : Moment Fléchissant.
- P_{LT} : Effort de Traction équivalent sur LT.
- P_{LC} : Effort de Compression équivalent sur LC.
- s_{max} , s_{min} : Contrainte max et min sur les extrémités.
- SEC : Section Entièrement Comprimée.
- SPC : Section Partiellement Comprimée.
- SET : Section Entièrement Tendue.
- A_{ST} : Max(Calcul Armatures Longitudinales sur LT, Amin sur LT).

- A_{SC} : Max(Calcul Armatures Longitudinales sur LC, Amin sur LC).
- $A_{ST,extrémité}$: Max(Calcul Armatures sur l'extrémité tendue, Amin sur l'extrémité tendue).
- $A_{SC,extrémité}$: Max(Calcul Armatures sur l'extrémité comprimée, Amin sur l'extrémité comprimée).
- $A_{SMAX,extrémité}$: Maximum des Sections d'Armatures sur les extrémités Tendue et Comprimée.
- V_2 : Effort Tranchant.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- I: coefficient d'importance.
- S : coefficient de site.
- QF : facteur de qualité.
- L_c : la hauteur critique.
- b_w : Épaisseur de linteaux ou de voile.
- μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
- ϵ_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier.
- E_s : module d'élasticité de l'acier.
- v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.
- w_v : pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes.
- A_{sv} : section de ferrailage correspondant a la section de l'âme du voile.
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton a la compression.
- α : coefficient d'efficacité du confinement.
- b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.
- b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

Introduction Générale

Le génie civil constitue un domaine fondamental du développement des sociétés modernes. Il regroupe l'ensemble des techniques liées à la conception, la réalisation, la réhabilitation et la gestion des ouvrages de construction et des infrastructures urbaines. L'ingénieur civil occupe un rôle clé dans ce processus, en concevant des structures capables de répondre aux besoins croissants de la population tout en garantissant la sécurité du public, la fonctionnalité des ouvrages et la protection de l'environnement.

Parmi les nombreux défis que rencontre l'ingénieur en génie civil, la prise en compte du risque sismique reste l'un des plus critiques, en particulier dans un pays comme l'Algérie, classée parmi les zones à forte sismicité. Quelle que soit la nature de l'ouvrage (bâtiments à usage d'habitation, administratif ou industriel), l'étude parasismique impose un choix rigoureux du modèle de comportement, des hypothèses de calcul, et des systèmes de contreventement. Les règlements parasismiques algériens jouent à cet effet un rôle fondamental, car ils définissent les modèles, les méthodes et les exigences de vérification à respecter pour assurer une résistance adéquate aux actions sismiques.

L'action sismique engendre des forces dynamiques directement proportionnelles à la masse de la structure et à l'accélération du sol. Sous l'effet d'un séisme, la structure est soumise à des oscillations complexes qui nécessitent une conception structurée, capable de dissiper efficacement l'énergie vibratoire. L'ingénieur se doit ainsi de concevoir des bâtiments parasismiques, en tenant compte de multiples critères : la hauteur de la structure, sa régularité, l'usage, le type de sol, ainsi que les contraintes architecturales.

Historiquement, l'Algérie s'est dotée du Règlement Parasismique Algérien (RPA) dont la version la plus largement utilisée jusqu'à récemment est le RPA99 version 2003. Cependant, les avancées scientifiques, les retours d'expérience post-sismique et la nécessité d'alignement avec les standards internationaux ont conduit à la publication du nouveau RPA 2024. Ce dernier introduit des mises à jour majeure : une nouvelle classification des sols et des structures, des spectres de réponse révisés et plus représentatifs des réalités régionales, une redéfinition des coefficients de comportement et des exigences de performance et l'introduction d'approches plus fines dans la prise en compte des effets dynamiques.

C'est dans ce contexte de transition réglementaire que s'inscrit le présent travail. Il a pour objectif principal de comparer les effets des deux règlements RPA2003 et RPA2024 sur la modélisation,

l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé de type R+16 avec un sous-sol. L'étude comparative permettra de mettre en évidence les changements introduits par le nouveau règlement, d'en évaluer l'impact sur les résultats structuraux (forces sismique, déplacements, efforts internes, etc.), et de formuler des recommandations de conception actualisées.

Au-delà de l'aspect normatif, ce travail vise à : réactiver et consolider les compétences acquises en calcul des structures, s'initier à une démarche professionnelle rigoureuse de modélisation parasismique et contribue à une meilleure compréhension de la portée pratique du RPA2024, tant pour les concepteurs que pour les organismes de contrôle technique.

Pour ce faire, l'étude s'appuie sur les normes et documents en vigueur en Algérie, à savoir : RPA99 version 2003, RPA 2024, CBA93, ainsi que les Documents Techniques Règlementaires (D.T.R.), en particulier le D.T.R. BC 2.33.2.

Notre étude suit un plan méthodologique structuré comme suit :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et de caractéristique des matériaux.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Chapitre IV : Etude dynamique RPA99 V2003.

Chapitre V : Calcul ferrailage des éléments principaux RPA99 V2003.

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure RPA99 V2003.

Chapitre VII : Etude dynamique RPA 2024.

Chapitre VII : Calcul ferrailage des éléments principaux RPA 2024.

Chapitre IX : l'étude de l'infrastructure RPA 2024.

Chapitre X : Etude Comparative entre les deux version d'RPA.

Enfin cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelque perspective.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre comporte des descriptions générales concernant notre étude, telle que les dimensions de l'ouvrage et les éléments composant de ce dernier, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003 et la version 2024, ainsi que les matériaux utilisés et ses caractéristiques, et les différentes principales hypothèses de calcul en béton armé.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet en cours d'étude concerne la conception d'un bâtiment en béton armé en R+16+ sous-sol, est situé dans la Wilaya de Blida, Ce dernier est implanté en zone de forte sismicité (zone III) selon le RPA 99 version 2003, et en zone VI selon la version 2024 du même règlement.

Le sol du site, identifié comme un sol meuble de catégorie S3 selon le RPA99/VERSION 2003 et la VERSION 2024, servira de support à la structure.

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance (groupe 1B) car sa hauteur dépasse 48 m.

I.3. COMPOSITION DE L'OUVRAGE

Parking aux niveaux de sous-sol.

Des locaux commerciaux au niveau de rez-de-chaussée.

1^{er} étages de services.

Les étages supérieurs sont des habitations.

La terrasse est une terrasse inaccessible.

I.4. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

I.4.1. Dimension en plan

La structure présente une forme en plan irrégulière ayant les dimensions suivantes :

- $Lx = 23,10m$
- $Ly = 27,70m$.

I.4.2. Dimension en élévation

- La hauteur totale $H = 54,91m$.
- La hauteur de RDC $= 5,95m$.
- La hauteur des autres étages $= 3,06m$.
- La hauteur de sous-sol $= 3,06m$.

I.5. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

I.5.1. Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

I.5.2. Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux, et son épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles). On distingue :

- Plancher à corps creux.
 - Planchers à dalle pleine.
 - **Plancher corps-creux** : ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - La facilité de la mise en œuvre.
 - Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- La réduction du poids propre de la structure, ce qui diminue la force sismique transmise à l'ossature.

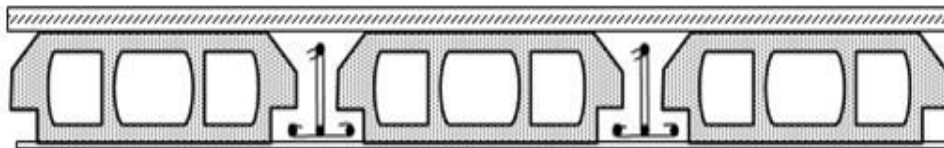


Figure I.1 : Plancher à corps creux.

- **Planchers Dalle Plein** : Ils sont utilisés généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le cout et le temps nécessaire pour la réalisation. Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon.

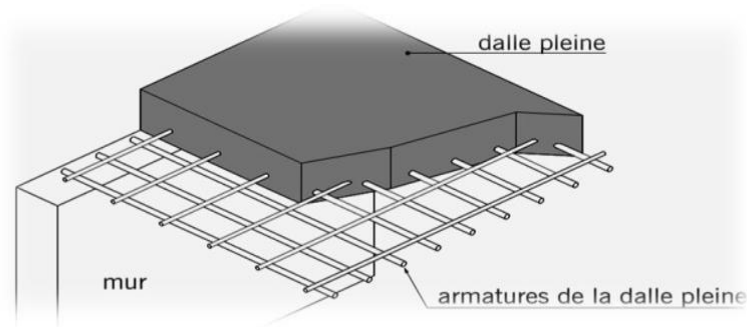


Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.

I.5.3. Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place, la structure comporte un seul type d'escalier.

Type d'escalier a été utilisé : Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

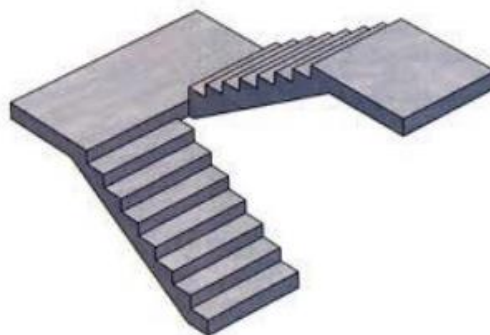


Figure I.3 : Les escalier.

I.5.4. Maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** ils seront constitués par des cloisons de 10 cm.

I.5.5. Revêtement : Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5.6. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

I.5.7. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.5.8. Ascenseurs :

La structure comporte deux cages d'ascenseur du RDC jusqu'au 16ème étage.

I.5.9. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site S3 : site meuble (d'après le rapport de sol).

I.6. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulat (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction.

La composition courant de 1 m³ de béton est :

- 350 kg de ciment CPA325.
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- 800 L de gravillons $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$.
- 75 L d'eau de gâchage.

I.6.1.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m, Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$.
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression [3]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance a la compression a 28 jours : $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

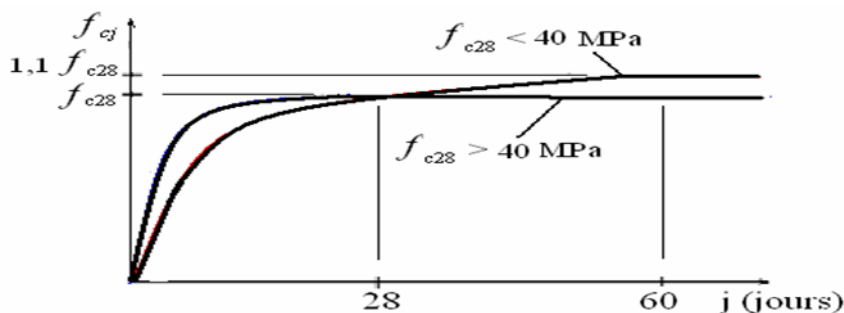


Figure.I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.6.1.3. Résistance caractéristique a la traction [3]

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

Traction directe sur les éprouvettes 16 x 32 précédents en collant des têtes de traction.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

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

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,4\text{MPa}.$$

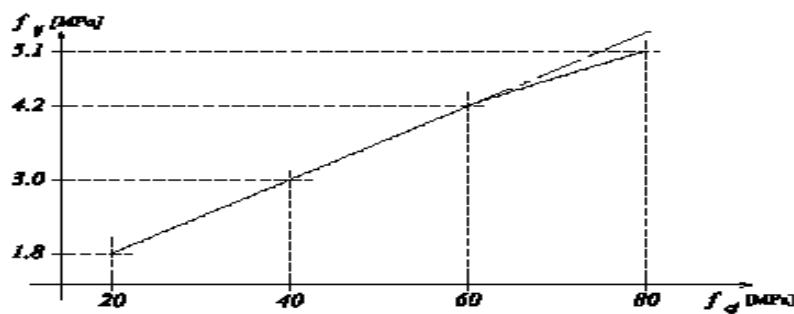


Figure.I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I.6.1.4. Contrainte admissible de cisaillement [3]

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 : largeur de la section.

d : hauteur utile.

En tenant en compte des relations suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.6.1.5. Déformations longitudinales du béton [3]

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 99.

-Le module de déformation instantanée [3] :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

-Le module de déformation différée [3] :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

-Module de déformation transversale [3] :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

- **Coefficient de poisson** : le coefficient de poisson du béton est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{reccourcissement relatif longitudinal}}$$

E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.6.1.5. Les contraintes limitent de calcul

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) [3] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont :

Si $t > 24 \text{ h} \Rightarrow \theta = 1$

Si $1 \text{ h} \leq t < 24 \text{ h} \Rightarrow \theta = 0.9$

Si $t < 1 \text{ h} \Rightarrow \theta = 0.85$

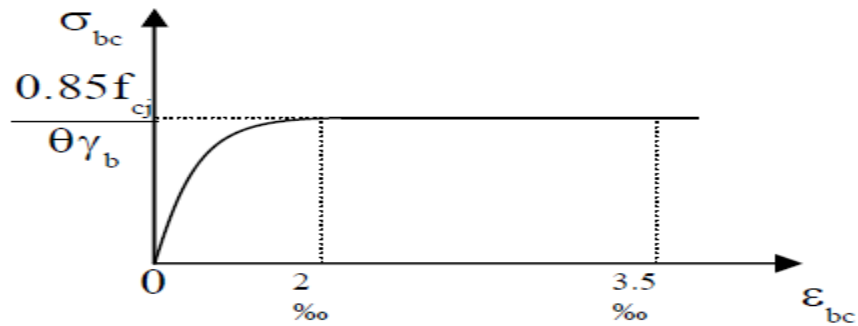


Figure.I.6 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELU.

b. Contraintes limites à état limite de service (E.L.S) [3] :

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 : $\sigma_{bc}=0,6f_{c28}=18\text{MPa}$

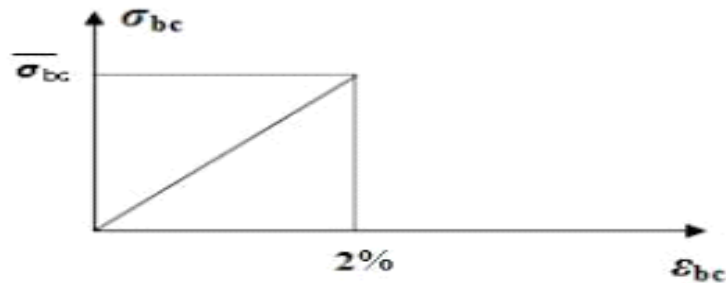


Figure.I.7 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.

I.6.2. Acier

I.6.2.1. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.6.2.2. Caractéristiques mécaniques [3]

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on distingue :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50
- Treillis soudés (TS) : TLE52 = 6 mm pour les dalles.

-Module d'élasticité des aciers : $E_s = 210.000 \text{ Mpa}$.

I.6.2.3. Les contraintes limites de calcul [3]

a. Contrainte limites à l'état limite ultime :

On adopte le diagramme contrainte déformation suivant :

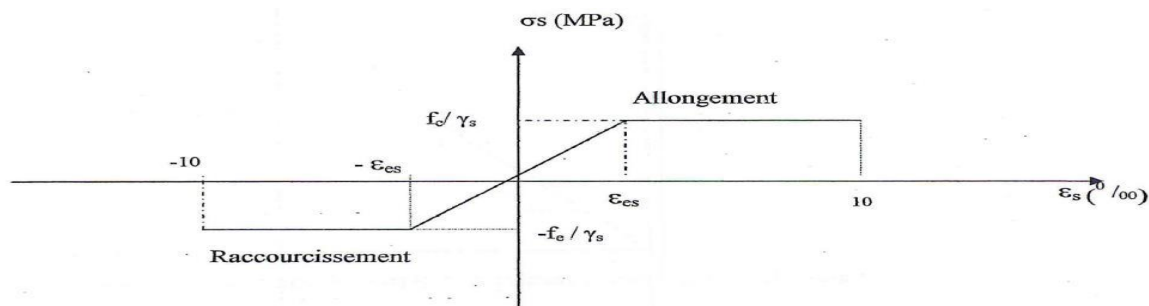


Figure.I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU.

Avec f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow$ situation durable.

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$ situation accidentelle.

Pour les aciers FeE500 on a : $\epsilon_s = \frac{500}{1.15 \times 2,1 \times 10^5} = 2.07\text{‰}$

b. Etat limite de service ELS [3] :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \epsilon = \min [2/3 f_e ; \max (f_e/2 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0.8 \epsilon$

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence

I.6.2.4. Le coefficient d'équivalence [3]

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de l'acier –béton : $E_s/E_b = 15$

- n: Coefficient d'équivalence.
- E_s : Module de déformation de l'acier.
- E_b : Module de déformation du béton.

I.6.2.5. Hypothèses de calcul des sections en béton armé

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

a. A L'ELU

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15.

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous :

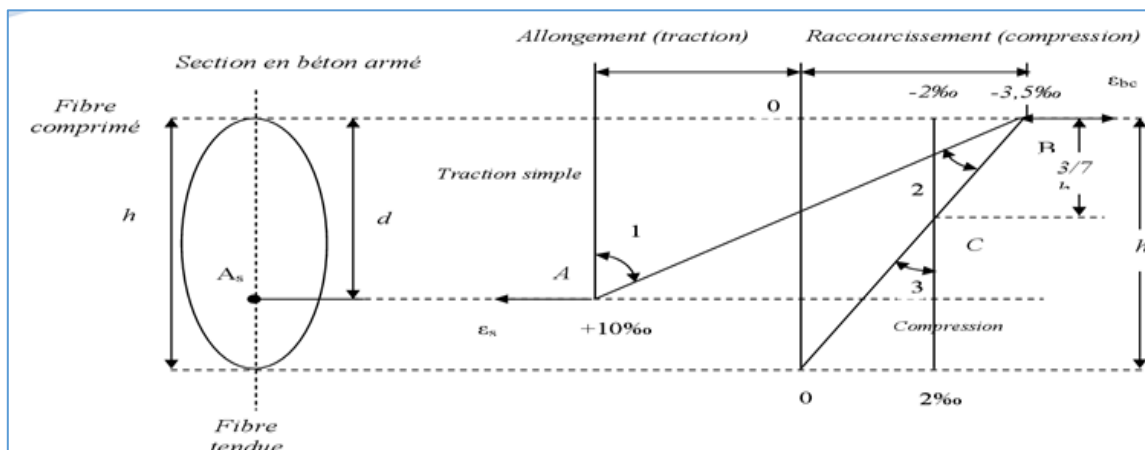


Figure.I.9 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- **Pivot A région 1 :** Allongement de l'acier le plus tendus = 10×10^{-3} ; pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **Pivot B région 2 :** Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \times 10^{-3}$ pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C région 3 :** Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $(3/7)h$ de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$ Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

b. A L'ELS :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.7. CONCLUSION

Ce premier chapitre a permis de présenter de manière générale le projet étudié. L'ensemble des éléments constitutifs de l'ouvrage, tels que le système de contreventement, les types de planchers utilisés, ainsi que la classification du sol et de la structure selon les versions 2003 et 2024 du Règlement Parasismique Algérien (RPA), ont été détaillés.

Cette première approche constitue une base essentielle pour la suite du travail, notamment pour l'étude du comportement sismique de la structure, les choix de modélisation et les hypothèses de calcul.

Les éléments définis dans ce chapitre guideront ainsi l'ensemble des étapes de conception, de dimensionnement et de vérification réglementaire développées dans les chapitres suivants.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments structuraux est une étape cruciale de la conception des structures. Il s'agit de déterminer les dimensions approximatives des éléments en fonction des charges qui leur seront appliquées.

Cette étape permet d'évaluer rapidement la faisabilité du projet et d'estimer le coût de construction. Cependant, il convient de souligner que le pré dimensionnement ne remplace pas le dimensionnement précis qui doit être effectué ultérieurement. Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions initiales des éléments. Il est basé sur le RPA 99 version 2003 [1] et le CBA93 [3].

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

II.2.1. Introduction

Le plancher est une séparation entre deux niveaux tout en assurant des fonctions de confort Comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux terrasse.

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction de :

- De leur forme géométrique.
- De l'intensité des charges.

Résistance : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Confort : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de plancher vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courant.
- Dalle pleine pour les balcons.

II.2.2. Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur 'e' faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et voiles, Les plancher à corps creux sont les plus utilisés dans les constructions en béton armé grâce à la facilité de leurs mises en œuvre, leurs coûts relativement bas et leurs isolations thermiques et acoustiques.

Ils sont composés de : - poutrelles.

- Eléments en corps creux.
- Table de compression.

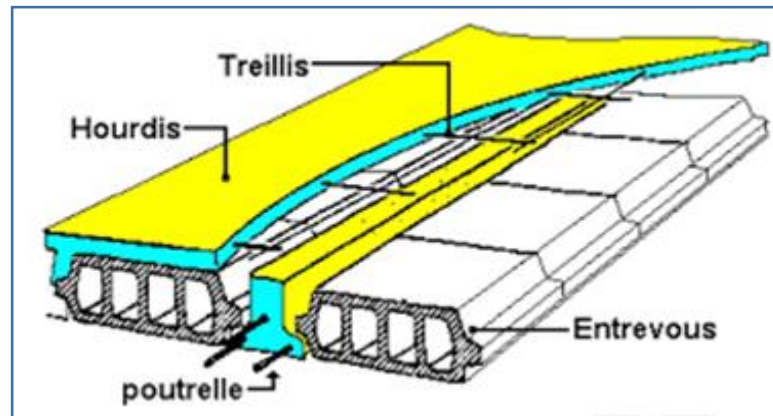


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

- a. Poutrelles : éléments résistants du plancher supportant T.C et C.C.
- b. Table de compression (T.C) : en béton armée généralement de treillis soudé, dont l'épaisseur h_0 varie comme suit : $4 \text{ cm} \leq h_0 \leq 6 \text{ cm}$.
- c. Corps creux

Ce sont des éléments préfabriqués et prêts à l'emploi qui sont placés en tant que fond de coffrage afin de créer un plancher. Ils transmettent les charges aux poutrelles et s'appuient sur ces dernières sans aucun dispositif extérieur. Ils servent aussi de remplissage horizontal et de coffrage perdu une fois la dalle est coulée.

L'épaisseur à donner à la dalle en corps creux dépend de la condition suivante :

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

D'où :

- h_t : épaisseur du plancher.
- L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles (entre nus d'appuis).

$$\text{Dans notre cas } L = 3,95 - 0,3 = 3,65 \text{ m} \Rightarrow \frac{365}{25} \leq h_t \leq \frac{365}{20}$$

$$14,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 18,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h_t = 16 \text{ cm.}$$

Nous adoptons pour $h_t = 16 \text{ cm}$ un plancher de **(16+5 cm)**.

Avec hauteur du corps creux : 16 cm.

La hauteur de la dalle de compression : 5 cm.

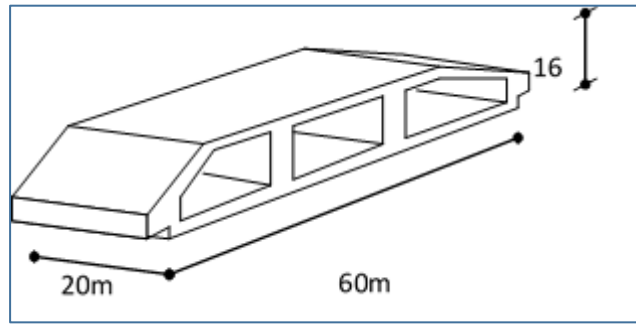


Figure II.2 : Le corps creux (entrevous).

II.2.3. Dalle pleine - balcons

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des trois conditions suivantes :

a. Résistance à la flexion [3]

- Pour dalle reposant sur 2 appuis $\Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.
- Pour dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$.

L_x = la petite portée du panneau le plus sollicité.

b. Sécurité en matière d'incendie [3]

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feux.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feux.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe feux.

c. Isolation phonique [3]

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie ; l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale 13 cm.

Pour le projet ($L_x=1,65m$)

$$\frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30}$$

$$4,71cm \leq e \leq 5,50cm \Rightarrow \text{on choisi : } e=15cm.$$

II.2.4. Evaluation des charges (permanentes et exploitation)

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

1. Charges permanentes

a. Plancher terrasse inaccessible [4]

- *Dalle en corps creux (16+5)*

Tableau II.1. Charges permanentes sur le plancher terrasse (corps creux).

	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle à corps creux	0,21	-	3,05
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
	$\Sigma G=0,85+0,12+2,2+0,16+3,05+0,2$			6,58

- *Dalle pleine [4]*

Tableau II.2. Charges permanentes sur le plancher terrasse (dalle pleine).

	Matériaux	Ep(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	-	-	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	-	3,75
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
	$\Sigma G=0,85+0,12+2,2+0,16+3,75+0,2$			7,33

b. Plancher courants [4] :

- *Dalle en corps creux (16+5)*

Tableau II.3. Charges permanentes sur le plancher courant (corps creux).

	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage Céramique	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalles à corps creux	0,21	-	3,05
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons légères	-	-	1,00
$\Sigma G=0,4+0,4+0,54+3,05+0,2+1$				5,59

- *Dalle pleine [4]*

Tableau II.4. Charges permanentes sur plancher courant (dalle pleine).

	Matériaux	Epaisseur(m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage Céramique	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalles pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	12	0,24
6	Cloisons légères	-	-	1,00
$\Sigma G=0,4+0,4+0,36+3,75+0,24+1$				6,15

c. Maçonnerie [4] :

- Mur extérieur à double cloison

Tableau II.5. Charges permanentes sur les murs extérieurs à double cloisons.

	Matériaux	e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2.	Briques creuses	0,10	9	0,90
3.	Lame d'air	0,05	-	00
4.	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
5.	Briques creuses	0,15	9	1,35
$\Sigma G=0,20+0,90+0,36+1,35$				2,81

d. Acrotère :

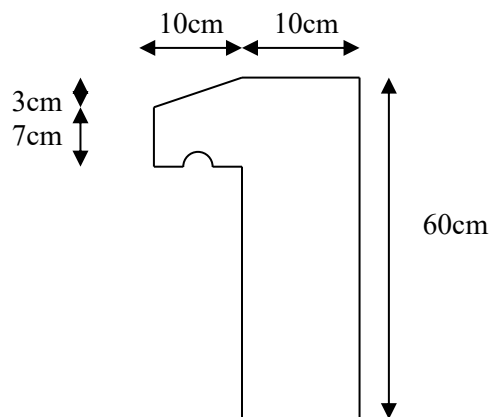


Figure II.3 : Dimensions de l'acrotère.

La charge permanente :

La console verticale est soumise à une charge permanente G.

G : poids propre de l'acrotère.

$G = \gamma_{BA} \times S +$ poids de revêtements (enduit en ciment).

γ_{BA} : Le poids volumique du béton tel que $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface transversale de l'acrotère.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,07 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/m}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 2\text{cm}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_2 = 0,02 \times [2 \times (0,60 + 0,10)] \times 18 = 0,504 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 1,7125 + 0,504 = 2,22 \text{ KN/m.}$$

2. Charges d'exploitations [4] :

Les valeurs nominales des charges d'exploitation dans notre ouvrage qui est un ouvrage à usage bureaux sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.6. Les valeurs des charges d'exploitation selon le « DTR B.C.2.2 » Art 7.2.2.

Niveau	Nature du local	Q (KN/m ²)
RDC	Locaux commerciaux	5
1 ^{er} étage	Bureaux	2,5
2 à 16 ^{ème} étage	Habitation	1,5
/	Terrasse inaccessible	1
/	Balcon	3,5
/	Escalier	2,5

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; leur pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

II.3.1. Détermination des dimensions (h et b)

Selon les règles CBA93 [3] :

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

- La largeur de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : **L_{max}** : la plus grande portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III [1] :

- La hauteur 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$
- Vérification de la rigidité : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

1. Pré dimensionnement des poutres principales (P.P)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour reprendre les charges provenant du plancher.

Avec : L=la portée de la poutre entre nus d'appuis = 4,0 – 0,3 = 3,7 m

$$\frac{370}{15} < h < \frac{370}{10} \rightarrow 24,66 < h < 37 \text{ on adopt } h = 40\text{cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ on adopt } b = 30\text{cm}$$

$$\text{Vérification de la rigidité : } \frac{h}{b} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V}$$

2. Pré dimensionnement des poutres non porteuses (P.N.P)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 3,95 - 0,3 = 3,65\text{m}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm on adopt : } h=40\text{cm.}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ on adopt : } b=30 \text{ cm.}$$

$$\text{Vérification de la rigidité : } \frac{h}{b} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V}$$

3. Vérification des conditions imposées par le RPA [1]

Les poutres doivent respecter les dimensions : $b \geq 20 \text{ cm}$; $h \geq 30 \text{ cm}$; $\frac{h}{b} \leq 4$.

Récapitulation :

Tableau II.7. Récapitulation du pré dimensionnement des poutres.

P.P	P.N.P	Condition	Vérification
h=40cm	h=40cm	$h \geq 30 \text{ cm}$	Vérifier
b=30cm	b=30 cm	$b \geq 20 \text{ cm}$	Vérifier
$\frac{40}{30} = 1,33$	$\frac{40}{30} = 1,33$	$\frac{h}{b} \leq 4$	Vérifier

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation) pour les

acheminer vers la base (les fondations).

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.

Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 V2003 ».

II.4.2. Application de la loi dégression [4]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3,....., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Selon le « DTR B.C.2.2 » Art6.3 on adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage (étage 1) : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieure

Etage 2 : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 3 : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4 : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ avec : $n > 5$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.8. Application de la loi de dégression.

Niveau de plancher	Surcharges	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
P 16	Q ₀	$\Sigma = Q_0$	1
P15	Q ₁	$\Sigma = Q_0 + Q_1$	2,5
P14	Q ₂	$\Sigma = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P13	Q ₃	$\Sigma = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P12	Q ₄	$\Sigma = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P11	Q ₅	$\Sigma = Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
P10	Q ₆	$\Sigma = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P9	Q ₇	$\Sigma = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,455
P8	Q ₈	$\Sigma = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
P7	Q ₉	$\Sigma = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10,045
P6	Q ₁₀	$\Sigma = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10,75
P5	Q ₁₁	$\Sigma = Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	11,56
P4	Q ₁₂	$\Sigma = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	12,34
P3	Q ₁₃	$\Sigma = Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$	13,09
P2	Q ₁₄	$\Sigma = Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})$	13,81
P1	Q ₁₅	$\Sigma = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})$	14,5
PRDC	Q ₁₆	$\Sigma = Q_0 + 0,59 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16})$	15,75
P sous-sols	Q ₁₇	$\Sigma = Q_0 + 0,58 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16} + Q_{17})$	18,70

II.4.3. Le pré dimensionnement des poteaux [3]

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow \text{[CBA93] [3]}$$

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

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

$$\lambda : \text{élancement d'EULER } \lambda = \frac{L_f}{i}.$$

- L_f : longueur de flambement.
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.
- I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{bh^3}{12}$.
- B : surface de la section du béton ($a \times b$).
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton :

$$\gamma_b = 1,50 \quad \dots\dots\dots \text{situation durable.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.}$$

- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad \dots\dots\dots \text{situation durable.}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.}$$

- f_e : limite élastique de l'acier.
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours.
- A_s : section d'acier comprimée.
- B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur surtout son périphérique tel que :
Poteaux rectangulaire $\dots\dots\dots B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$.

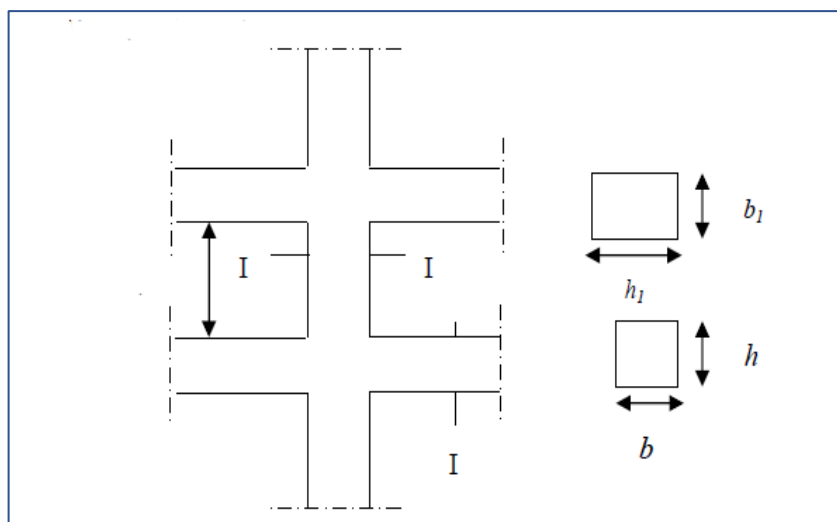


Figure II.4 : Les dimensions des poteaux d'après l'RPA.

Selon le « CBA 93 » [3] :

$$0,2\% < \frac{A_s}{Br} < 5\%$$

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

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

Avec : $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$ et situation durable ($\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$)

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

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \cdot \gamma_s} \right)} = \frac{1}{0,708 \cdot \left(\frac{30}{0,9 \times 1,5} + \frac{1}{100} \cdot \frac{500}{1,15} \right) \cdot 10^{-3} \times 10^2} \cdot Nu = 0,532 \cdot Nu$$

Avec : N_u : effort normal ultime en (KN).

$Br=(a-2)(b-2)$ (cm²) ; et on prendre que $a=b$.

D'où : $a=b= Br^{1/2} + 2$

Pour le pré dimensionnement d'un poteau rectangulaire, on a : $Br \geq 0,532Nu$

Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » [1] :

- Pour une zone sismique I et IIa on doit avoir au minimum : $\min(a, b) \geq 25\text{cm}$.
- Pour une zone sismique IIb et III on doit avoir au minimum : $\min(a, b) \geq 30\text{cm}$.
- $\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e est la hauteur entre nu d'étage).

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

- *Calcul de prédimensionnement des poteaux :*

Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau de centre

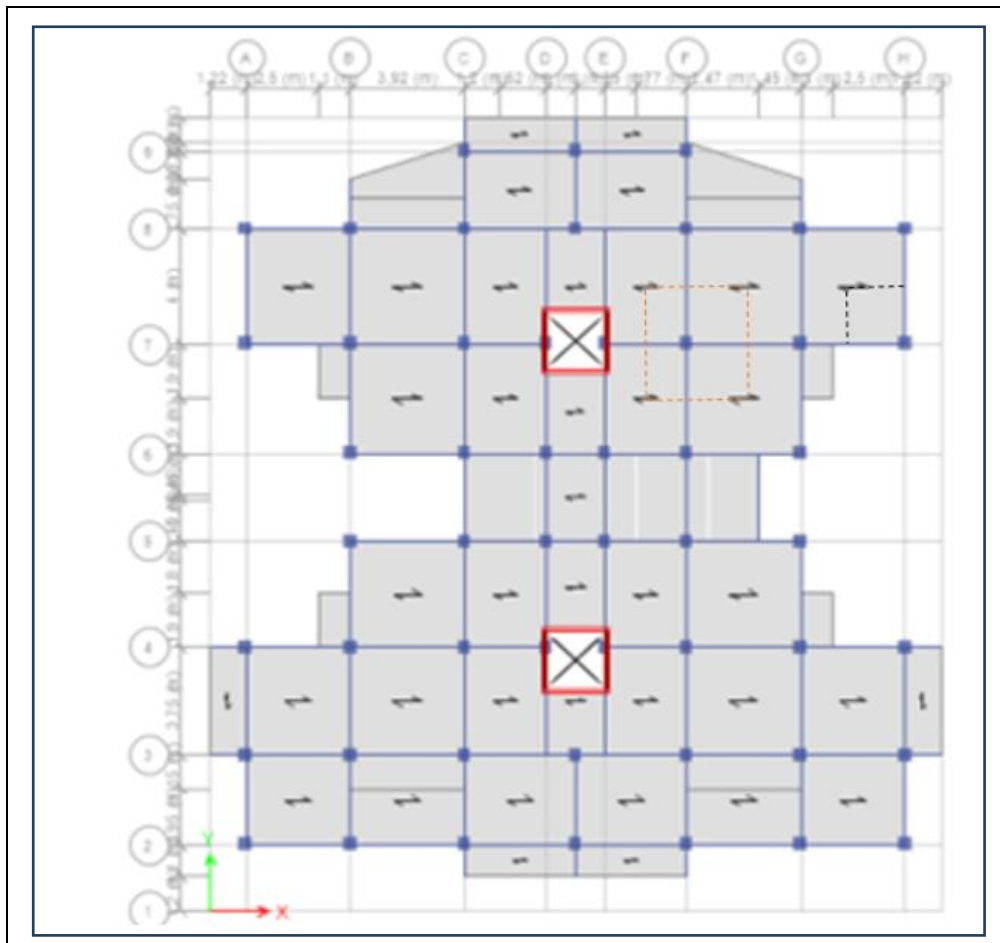


Figure II.5 : plan de repérage des poteaux les plus sollicités dans le plan.

1. La pré dimensionnement de Poteau central :

a. Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité c'est le poteau F9.

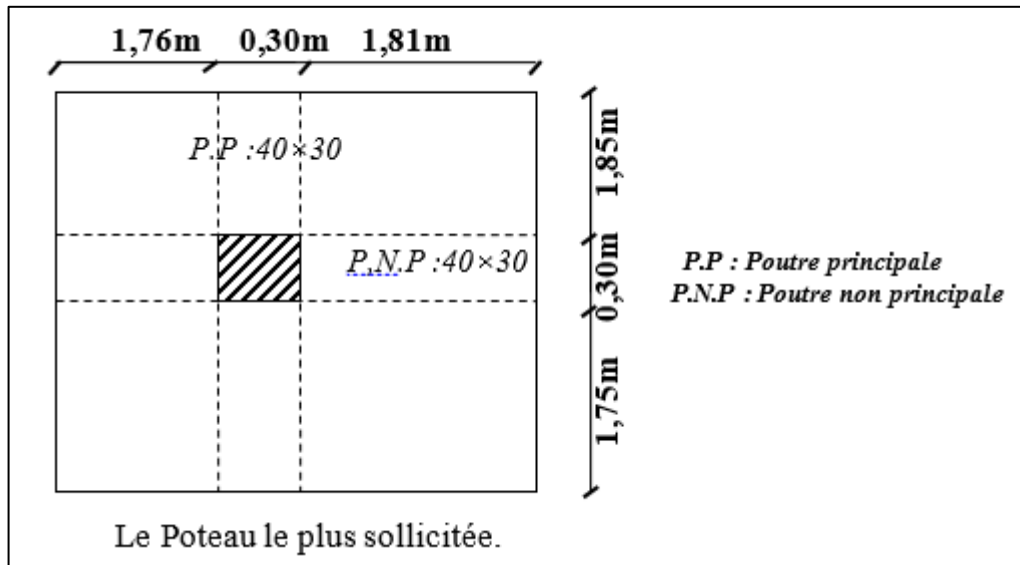


Figure II.6 : Surface revenant au poteau le plus sollicité.

• La surface de plancher :

$$S = 1,76 \times (1,85 + 1,75) + 1,81 (1,85 + 1,75) = 12,85\text{m}^2.$$

b. Les charges permanentes revenant à chaque plancher :

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} = 6,58\text{KN/m}^2$$

$$\text{Plancher étage courant : } G_{pc} = 5,59\text{KN/m}^2$$

$$\text{Plancher dalle pleine : } G_{pc} = 6,15\text{KN/m}^2$$

• Poids revenant a chaque plancher

$$\text{Poids de plancher : } P = G_{\text{plancher}} \times S_T$$

• Plancher terrasse

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 12,85 \times 6,58 = 84,55\text{KN}$$

• Plancher étage courant

$$G_{\text{dalle}} = 12,85 \times 5,59 = 71,83\text{KN}$$

• Plancher RDC :

$$G_{\text{dalle RDC}} = 12,85 \times 6,15 = 79,03\text{KN}$$

• Poids propre revenant à chaque poutre :

Poutre porteuse :

$$G_{pp} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 3,90 = 11,70\text{KN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Poutre non porteuse :

$$G_{pnp} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (3,87 - 0,3) = 10,71 \text{KN}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$G_{poutre} = 11,70 + 10,71 = 22,41 \text{KN}$$

- **Le poids de poteau est :**

$$G_{poteaux} = 10\% (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{poutre}) = 10,70 \text{KN}$$

$$G_{poteaux} = 10\% (G_{dalle} + G_{poutre}) = 9,42 \text{KN}$$

$$G_{poteaux} = 10\% (G_{RDC} + G_{poutre}) = 10,14 \text{KN}$$

c. La surcharge revenant à chaque plancher

$$\text{Poids de plancher : } Q = Q_{\text{plancher}} \times S_T = 12,85 \times Q_{\text{plancher}}$$

Tableau II.9. Les Charges et les efforts qui conviennent de poteau central.

Les Niveau	G _{pot} (KN)	G _{poutre} (KN)	G _{plancher} (KN)	G _{TOT} (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
16 ^{eme}	10,70	22,41	84,55	117,66	117,66	12,85	178,12	130,51
15 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	221,32	32,13	346,98	253,45
14 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	324,98	49,47	512,93	374,45
13 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	428,64	64,89	676,00	493,53
12 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	532,30	78,39	836,19	610,69
11 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	635,96	89,95	993,47	725,91
10 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	739,62	99,59	1147,87	839,21
9 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	843,28	108,65	1301,40	951,93
8 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	946,94	119,25	1457,24	1066,19
7 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1050,60	129,08	1611,93	1179,68
6 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1154,26	138,14	1765,46	1292,40
5 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1257,92	148,55	1921,02	1406,47
4 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1361,58	158,57	2075,99	1520,15
3 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1465,24	168,21	2230,39	1633,45
2 ^{eme}	9,42	22,41	71,83	103,66	1568,90	177,49	2384,25	1746,39
1 ^{er}	9,42	22,41	71,83	103,66	1672,56	186,32	2537,44	1858,88
RDC	9,42	22,41	71,83	103,66	1776,22	202,39	2701,48	1978,61
Sous sols	10,14	22,41	79,03	111,58	1887,80	240,29	2908,96	2128,09

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.10. Pré dimensionnement des poteaux central et choix a et b de poteau.

Le Niveaux	Nu (KN)	Br (cm)	a (cm)	b (cm)	axb (cm ²)	a=b (cm)	axb (cm)	Hauteur l'étage (cm)
16 ^{eme}	178,12	94,76	21,42	6,88	147,37	11,73	30x30	306
15 ^{eme}	346,98	184,59	21,42	11,51	246,54	15,59	30x30	306
14 ^{eme}	512,93	272,88	21,42	16,05	343,79	18,52	30x30	306
13 ^{eme}	676,00	359,63	21,42	20,52	439,54	20,96	30x30	306
12 ^{eme}	836,19	444,85	21,42	24,91	533,57	23,09	30x30	306
11 ^{eme}	993,47	528,53	21,42	29,22	625,89	24,99	35x35	306
10 ^{eme}	1147,87	610,67	21,42	33,44	716,28	26,71	35x35	306
9 ^{eme}	1301,40	692,35	21,42	37,65	806,46	28,31	35x35	306
8 ^{eme}	1457,24	775,25	21,42	41,92	897,93	29,84	35x35	306
7 ^{eme}	1611,93	857,55	21,42	46,16	988,75	31,28	40x40	306
6 ^{eme}	1765,46	939,23	21,42	50,36	1078,71	32,65	40x40	306
5 ^{eme}	1921,02	1021,98	21,42	54,62	1169,96	33,97	40x40	306
4 ^{eme}	2075,99	1104,43	21,42	58,87	1260,99	35,23	40x40	306
3 ^{eme}	2230,39	1186,57	21,42	63,10	1351,60	36,45	45x45	306
2 ^{eme}	2384,25	1268,42	21,42	67,31	1441,78	37,61	45x45	306
1 ^{er}	2537,44	1349,92	21,42	71,51	1531,74	38,74	45x45	306
RDC	2701,48	1437,19	41,65	38,25	1593,11	39,91	45x45	595
Sous sols	2908,96	1547,57	21,42	81,69	1749,80	41,34	45x45	306

d. Vérification de la section à ELS

$$\sigma_{ser} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{SER} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s}$$

Avec : n : coefficient d'équivalence = 15

On à supposer que :

$$A_s = 1\%B \Rightarrow A_s = 0,01B.$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = (0,6 \times 30) = 18\text{MPa}.$$

Tableau II.11. Vérification des contraintes de poteaux centraux.

Les Niveau	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
16 ^{eme}	130,51	1,26	18	Oui
15 ^{eme}	253,45	2,45	18	Oui
14 ^{eme}	374,45	3,62	18	Oui
13 ^{eme}	493,53	4,77	18	Oui
12 ^{eme}	610,69	5,90	18	Oui
11 ^{eme}	725,91	5,15	18	Oui
10 ^{eme}	839,21	5,96	18	Oui
9 ^{eme}	951,93	6,76	18	Oui
8 ^{eme}	1066,19	7,57	18	Oui
7 ^{eme}	1179,68	6,41	18	Oui
6 ^{eme}	1292,40	7,02	18	Oui
5 ^{eme}	1406,47	7,64	18	Oui
4 ^{eme}	1520,15	8,26	18	Oui
3 ^{eme}	1633,45	7,01	18	Oui
2 ^{eme}	1746,39	7,50	18	Oui
1 ^{er}	1858,88	7,98	18	Oui
RDC	1978,61	8,49	18	Oui
Sous sols	2128,09	9,14	18	Oui

e. Vérification au flambement [3]

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (CBA 93)}$$

Avec λ : élancement du Poteau.

L_f: longueur de flambement L_f = 0.7 L₀.

- L₀: distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

- I: Moment d'inertie Avec : $I = \frac{bh^3}{12}$.

Tableau II.12. Vérification de flambement de poteaux centraux.

Section de poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	i (m)	λ	Condition : λ ≤ 35
12 ^{ème} _16 ^{ème} étage (30x30)	3,06	2,142	0,0866	24,73	Vérifié
8 ^{ème} _11 ^{ème} étage (35x35)	3,06	2,142	0,1010	21,21	Vérifié
4 ^{ème} _7 ^{ème} étage (40x40)	3,06	2,142	0,1155	18,54	Vérifié
1 ^{er} _3 ^{ème} étage et sous-sol (45x45)	3,06	2,142	0,1299	16,49	Vérifié
RDC (45x45)	5,95	4,165	0,1299	32,06	Vérifié

2. La pré dimensionnement de Poteau d'angle

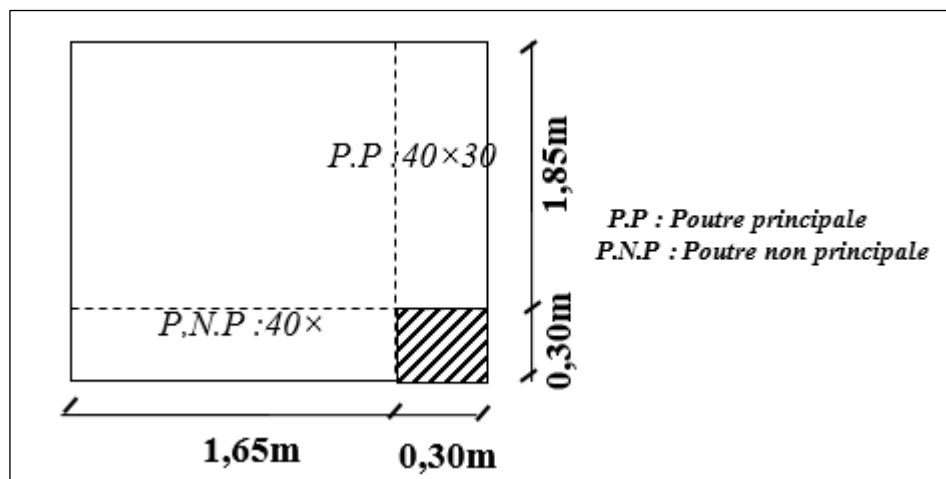


Figure II.7 : Surface revenant au poteau d'angle le plus sollicité.

a. La surface de plancher :

$$S = 1,85 \times 1,65 = 3,05 \text{ m}^2.$$

b. Les charges permanentes revenant à chaque plancher

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plancher étage courant : } G_{pc} = 5,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plancher dalle pleine : } G_{pd} = 6,15 \text{ KN/m}^2$$

• Poids revenant a chaque plancher :

$$\text{Poids de plancher : } P = G_{\text{plancher}} \times S_T$$

Plancher terrasse :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 3,05 \times 6,58 = 20,07 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$G_{\text{dalle}} = 3,05 \times 5,59 = 17,05 \text{ KN}$$

Plancher RDC :

$$G_{\text{dalle RDC}} = 3,05 \times 6,15 = 18,76 \text{KN}$$

- **Poids propre revenant a chaque poutre :**

Poutre porteuse :

$$G_{\text{pp}} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 2,15 = 6,45 \text{KN}$$

Poutre non porteuse :

$$G_{\text{pnp}} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (1,95 - 0,3) = 4,95 \text{KN}$$

D'ou le poids total des poutres est :

$$G_{\text{poutre}} = 6,45 + 4,95 = 11,40 \text{KN}$$

- **Le poids de poteaux :**

$$G_{\text{poteaux}} = 10\% (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{poutre}}) = 3,15 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteaux}} = 10\% (G_{\text{dalle}} + G_{\text{poutre}}) = 2,85 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteaux}} = 10\% (G_{\text{RDC}} + G_{\text{poutre}}) = 3,02 \text{KN}$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_{\text{acrotère}} = 2,22 \times (0,30 \times 2 + 1,65 + 1,85) = 9,10 \text{KN}$$

- **Poids propre de double mur :**

Hauteur de 3,06m.

$$G_{\text{double mur}} = (1,65 + 1,85) (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 26,16 \text{KN}$$

Hauteur de 5,95m.

$$G_{\text{double mur}} = (1,65 + 1,85) (5,95 - 0,4) \times 2,81 = 54,58 \text{KN}$$

c. La surcharge revenant à chaque plancher

$$\text{Poids de plancher : } Q = S_T \times Q_{\text{plancher}} = 3,32 \times Q_{\text{plancher}}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.13. Les Charges et les efforts qui conviennent de poteau d'angle.

Les Niveau	G _{pot} (KN)	G _{poutre} (KN)	G _{plancher} (KN)	G _{acroter} (KN)	G _{double mur} (KN)	G _{TOT} (KN)	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
16 ^{eme}	3,15	11,4	20,07	9,1	0	43,72	43,72	3,32	64	47,04
15 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	101,18	8,3	149,043	109,48
14 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	158,64	12,78	233,334	171,42
13 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	216,1	16,77	316,89	232,87
12 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	273,56	20,25	399,681	293,81
11 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	331,02	23,24	481,737	354,26
10 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	388,48	25,73	563,043	414,21
9 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	445,94	28,07	644,124	474,01
8 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	503,4	30,81	725,805	534,21
7 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	560,86	33,35	807,186	594,21
6 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	618,32	35,69	888,267	654,01
5 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	675,78	38,38	969,873	714,16
4 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	733,24	40,97	1051,329	774,21
3 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	790,7	43,46	1132,635	834,16
2 ^{eme}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	848,16	45,85	1213,791	894,01
1 ^{er}	2,85	11,4	17,05	0	26,16	57,46	905,62	48,14	1294,797	953,76
RDC	2,85	11,4	17,05	0	54,58	85,88	991,5	52,29	1416,96	1043,79
Sous-sols	3,02	11,4	18,76	0	26,16	59,34	1050,84	62,08	1511,754	1112,92

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.14. Pré dimensionnement des poteaux d'angles et choix a et b de poteau.

Le Niveaux	Nu (KN)	Br (cm)	a (cm)	b (cm)	axb (cm ²)	a=b (cm)	axb (cm)	Hauteur d'étage (cm)
16 ^{eme}	64	33,472	21,42	3,72	79,76	7,785	30x30	306
15 ^{eme}	149,043	77,95	21,42	6,014	128,82	10,83	30x30	306
14 ^{eme}	233,334	122,03	21,42	8,28	177,44	13,05	30x30	306
13 ^{eme}	316,89	165,73	21,42	10,53	225,64	14,87	30x30	306
12 ^{eme}	399,681	209,03	21,42	12,76	273,40	16,46	30x30	306
11 ^{eme}	481,737	251,95	21,42	14,97	320,74	17,87	30x30	306
10 ^{eme}	563,043	294,47	21,42	17,16	367,64	19,16	30x30	306
9 ^{eme}	644,124	336,88	21,42	19,35	414,41	20,35	30x30	306
8 ^{eme}	725,805	379,59	21,42	21,55	461,53	21,48	30x30	306
7 ^{eme}	807,186	422,16	21,42	23,74	508,47	22,55	30x30	306
6 ^{eme}	888,267	464,56	21,42	25,92	555,25	23,55	30x30	306
5 ^{eme}	969,873	507,24	21,42	28,12	602,32	24,52	35x35	306
4 ^{eme}	1051,329	549,84	21,42	30,31	649,31	25,45	35x35	306
3 ^{eme}	1132,635	592,37	21,42	32,50	696,21	26,34	40x40	306
2 ^{eme}	1213,791	634,81	21,42	34,69	743,03	27,19	40x40	306
1 ^{er}	1294,797	677,18	21,42	36,87	789,76	28,02	45x45	306
RDC	1416,96	741,07	41,65	20,69	861,75	29,22	45x45	595
Sous-sol	1511,75	790,65	21,42	42,71	914,91	30,12	45x45	306

d. Vérification de la section à ELS

$$\sigma_{ser} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{SER} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \Rightarrow \text{avec : } n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

On à supposer que : $A_s = 1\%B \Rightarrow A_s = 0,01B$.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} (0,6 \times 30) = 18 \text{ MPa.}$$

Tableau II.15. Vérification des contraintes de poteaux d'angle.

Les Niveau	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
16 ^{eme}	47,04	0,45	18	Oui
15 ^{eme}	109,48	1,06	18	Oui
14 ^{eme}	171,42	1,66	18	Oui
13 ^{eme}	232,87	2,25	18	Oui
12 ^{eme}	293,87	2,84	18	Oui
11 ^{eme}	354,26	3,42	18	Oui
10 ^{eme}	414,21	4,00	18	Oui
9 ^{eme}	474,01	4,58	18	Oui
8 ^{eme}	534,21	5,16	18	Oui
7 ^{eme}	594,21	6,71	18	Oui
6 ^{eme}	654,21	6,32	18	Oui
5 ^{eme}	654,01	4,64	18	Oui
4 ^{eme}	714,16	5,07	18	Oui
3 ^{eme}	774,21	4,21	18	Oui
2 ^{eme}	834,26	4,53	18	Oui
1 ^{er}	894,01	3,84	18	Oui
RDC	1043,79	4,48	18	Oui
Sous sols	1112,92	4,78	18	Oui

e. Vérification au flambement [3]

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (CBA 93)}$$

Avec λ : élancement du Poteau.

- L_f: longueur de flambement L_f = 0.7 L₀.
- L₀: distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- I: Moment d'inertie Avec : $I = \frac{bh^3}{12}$.

Tableau II.16. Vérification de flambement de poteaux d'angle.

Section de poteaux (cm ²)	L _o (m)	L _f (m)	i (m)	λ	Condition : λ ≤ 35
6 ^{ème} _ 16 ^{ème} étage (30x30)	3,06	2,142	0,0866	24,73	Vérifié
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage (35x35)	3,06	2,142	0,1010	21,21	Vérifié
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage (40x40)	3,06	2,142	0,1155	18,54	Vérifié
1 ^{er} étage et sous-sols(45x45)	3,06	2,142	0,1299	16,49	Vérifié
RDC (45x45)	5,95	4,165	0,1299	32,06	Vérifié

3. La pré dimensionnement de Poteau de 2 étages seulement :

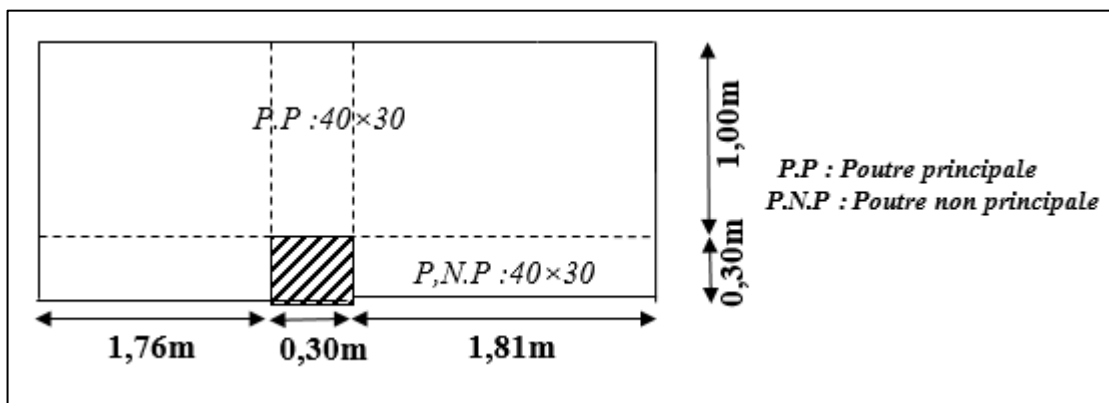


Figure II.8 : Surface revenant au poteau qui existe dans 2 étages seulement.

a. La surface de plancher :

$$S = 1 \times (1,81 + 1,76) = 3,57 \text{ m}^2.$$

b. Les charges permanentes revenant à chaque plancher :

Plancher étage courant : $G_{pc} = 5,59 \text{ KN/m}^2$

Plancher dalle pleine : $G_{pc} = 6,15 \text{ KN/m}^2$

Poids revenant à chaque plancher :

Poids de plancher : $P = G_{\text{plancher}} \times S_T$

- **Plancher étage courant :**

$$G_{\text{dalle}} = 3,57 \times 5,59 = 19,95 \text{ KN}$$

- **Plancher RDC :**

$$G_{\text{dalle RDC}} = 3,57 \times 6,15 = 21,96 \text{ KN}$$

Poids propre revenant à chaque poutre :

Poutre porteuse :

$$G_{pp} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 1,30 = 3,90 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Poutre non porteuse :

$$G_{pnp} = \gamma_b \times b \times h \times L = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (3,87 - 0,3) = 10,71 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$G_{poutre} = 3,90 + 10,71 = 14,61 \text{ KN}$$

Le poids de poteau est :

$$G_{poteaux} = 10\% (G_{dalle} + G_{poutre}) = 3,46 \text{ KN}$$

$$G_{poteaux} = 10\% (G_{RDC} + G_{poutre}) = 3,66 \text{ KN}$$

Poids propre de double mur :

Hauteur de 3,06m.

$$G_{double\ mur} = (1,76 + 1,81) (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 26,68 \text{ KN}$$

Hauteur de 5,95m.

$$G_{double\ mur} = (1,76 + 1,81) (5,95 - 0,4) \times 2,81 = 55,68 \text{ KN}$$

c. La surcharge revenant à chaque plancher

$$\text{Poids de plancher : } Q = S_T \times Q_{\text{plancher}} = 3,57 \times Q_{\text{plancher}}$$

Tableau II.17. Les Charges et les efforts qui conviennent de poteau.

Les Niveaux	G_{pot} (KN)	G_{poutre} (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{double\ mur}$ (KN)	G_{TOT} (KN)	G_{cum} (KN)	$Q_{plancher}$ (KN)	Q_{cum} (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)
1 ^{er}	3,46	14,61	19,95	26,68	64,7	64,7	3,75	3,75	86,5	68,45
RDC	3,46	14,61	19,95	55,68	93,7	158,4	8,92	12,67	217,01	171,07
Sous sol	3,66	14,61	21,96	26,68	66,91	225,31	17,85	30,52	327,42	255,83

Tableau II.18. Pré dimensionnement des poteaux et choix a et b de poteau.

Le Niveaux	N_u (KN)	Br (cm)	a (cm)	b (cm)	axb (cm ²)	a=b (cm)	axb (cm)	Hauteur d'étage (cm)
1 ^{er}	86,5	45,2395	21,42	4,33	92,74	8,73	45x45	306
RDC	217,01	113,49	41,65	4,86	202,52	12,65	45x45	595
Sous sol	327,42	171,24	21,42	10,82	231,71	15,08	45x45	306

d. Vérification de la section à ELS

$$\sigma_{ser} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{SER} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \Rightarrow \text{avec : } n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

On a supposé que : $A_s = 1\% B \Rightarrow A_s = 0,01 B$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} (0,6 \times 30) = 18 \text{ MPa.}$$

Tableau II.19 : Vérification des contraintes de poteaux.

Les Niveau	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
1 ^{er}	68,45	0,29	18	Oui
RDC	171,07	0,73	18	Oui
Sous sol	255,83	1,10	18	Oui

e. Vérification au flambement [3]

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (CBA 93)}$$

Avec λ : élancement du Poteau.

L_f: longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$.

L₀: distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

I: Moment d'inertie Avec : $I = \frac{bh^3}{12}$.

Tableau II.20. Vérification de flambement de poteaux.

Section de poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	i (m)	λ	Condition : $\lambda \leq 35$
1 ^{er} étage et sous-sols (45x45)	3,06	2,142	0,1299	16,49	Vérifié
RDC (45x45)	5,95	4,165	0,1299	32,06	Vérifié

II.5. Les Voiles

Les voiles de contreventement ; ce sont des murs rigides en béton armé servent d'une part ; à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Le RPA 99 V2003 [1] oblige d'introduire les voiles pour toute construction où la hauteur totale dépasse 8 m ; et c'est le cas de notre ouvrage.

-Le RPA 99 V2003, (article 7.7.1), exige une épaisseur minimale de voile de 15cm.

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

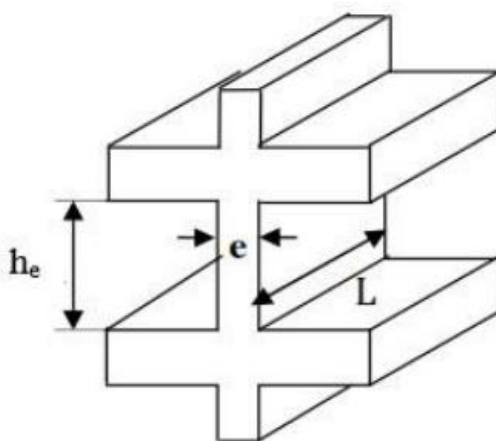


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

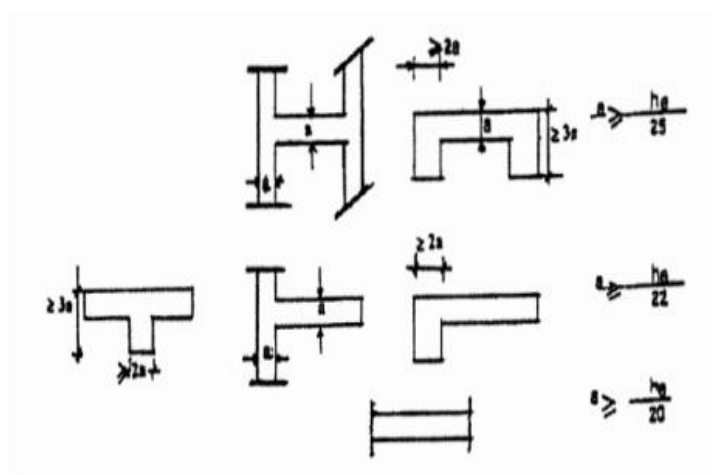


Figure II.10 : Coupe de voile en plan.

L = longueur du voile.

a = épaisseur du voile.

H_e = hauteur libre de l'étage.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

Le pré dimensionnement des voiles consiste à choisir une épaisseur convenable qui respecte les exigences réglementaires, dans notre cas :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{22}, 15\text{cm} \right)$$

Pour l'RDC :

$$H_e = (5,95 - 0,4) = 5,55\text{m.}$$

$$e \geq \max \left(\frac{368}{22} = 16,73\text{cm}; 15\text{cm} \right)$$

On choisit : $a = 25\text{cm}$.

Pour les autres étages (1^{er} _ 16^{ème} étage) :

$$H_e = (3 - 0,4) = 2,6\text{m.}$$

$$e \geq \max \left(\frac{260}{22} = 11,82\text{cm}; 15\text{cm} \right)$$

On choisit : $a = 15\text{ cm}$.

Le choix de l'épaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L \geq 4.e = 4 \times 25 = 100\text{cm}$

$$L \geq 4.e = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

Choix des voiles :

RDC – 3^{ème} étages : $e = 25\text{cm}$

4^{ème} – 16^{ème} étages : $e = 20\text{cm}$

II.6. Conclusion

Tableau récapitulatif des résultats de prédimensionnement :

Tableau 0.21 : Dimensions des éléments porteurs.

Étages	Section des poteaux	Section des Poutres
Sous-sol-3 ^{ème} étage	45 x 45	30 x 40
4 ^{ème} -7 ^{ème} étage	40 x 40	30 x 40
8 ^{ème} -11 ^{ème} étage	35 x 35	30 x 40
12 ^{ème} -16 ^{ème} étage	30 x 30	30 x 40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. INTRODUCTION

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les poutrelles.
- Les escaliers.
- Les balcons.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « C.B.A93 » en respectant le règlement parasismique algérien « R.P.A99 V2003 ».

III.2. L'ACROTERE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse (Figure 3.1). Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Une surcharge d'exploitation horizontale (main courante) ($Q=1\text{KN/ml}$).
- Une force latérale due à l'effet sismique (F_p).

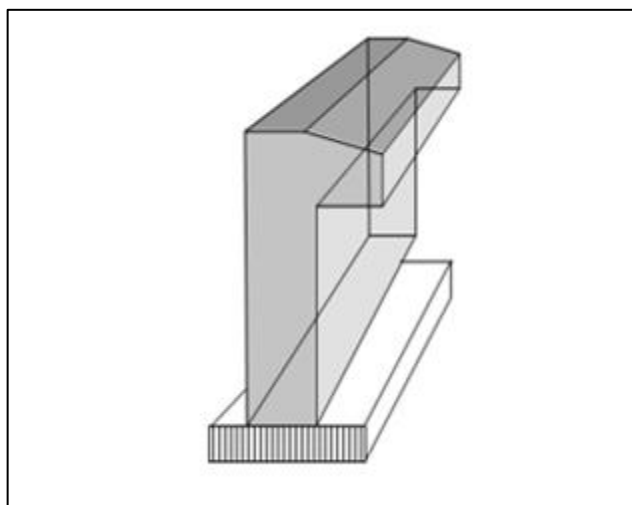


Figure III.1 : L'acrotère

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

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

- Hauteur $H = 60$ cm
- Largeur $b = 100$ cm
- Epaisseur $e = 10$ cm

III.2.2. Evaluation des charges

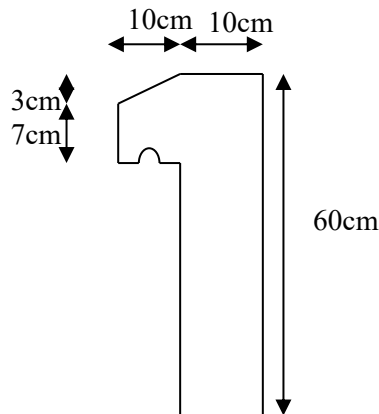


Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère

a. La charge permanente :

La console verticale est soumise à une charge permanente G .

G : poids propre de l'acrotère.

$G = \gamma_{BA} \times S$ + poids de revêtements (enduit en ciment).

γ_{BA} : Le poids volumique du béton tel que $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface transversale de l'acrotère.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,07 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=2\text{cm}$; $\rho=18 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_2 = 0,02 \times [2 \times (0,60+0,10)] \times 18 = 0,504 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 1,7125 + 0,504 = 2,22 \text{ KN/m.}$$

b. Charge d'exploitation :

La console verticale est soumise à une surcharge d'exploitation Q horizontal exercée par la main courante ou bien une force sismique F_p , cette force est déterminée selon le « RPA99 version 2003 ».

$$\Rightarrow \text{Charge d'exploitation : } Q_h = \max (1,5Q ; F_p).$$

La force sismique F_p [1]

D'après le RPA99 V2003, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'acrotère.

Dans notre projet : $A=0,30$ (zone III ; groupe d'usage 1.B) « **RPA tableau 4.1** »

$C_p=0,8$ (élément en console) « RPA99-V2003 », tableau 6.1

$W_p=2,23$ KN (pour une bande de 1m).

Donc : $F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,23 = 2,141$ KN/ml

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par : $Q = \max \{1 ; F_p\}$

$Q = \max \{1,5 ; 2,14\}$ KN/m

Alors : $Q = 2,14$ kN.

III.2.3. Combinaisons

Le calcul de l'acrotère constitue essentiellement à la détermination du moment à l'Etat Limite Ultime et l'Etat Limite Service. Le calcul se fait à l'ELU puis les vérifications à l'ELS en utilisant les combinaisons correspondantes pour chaque cas.

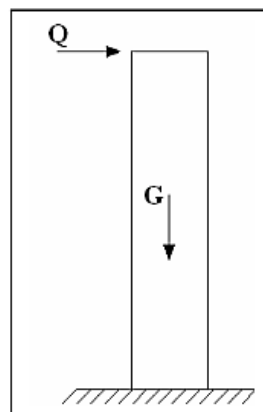


Figure III.3 : Positions des charges.

a. Etat limite ultime

Effort Normal de compression : $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 2,22 = 3,0 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 2,14 \times 0,6 = 1,93 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5.Q = 1,5 \times 2,14 = 3,21 \text{ KN}$

b. Etat limite de service

Effort Normal de compression : $N_s = G = 2,22 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_s = Q.h = 2,14 \times 0,6 = 1,28 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = Q = 2,14 \text{ KN}$

III.2.4. Schéma statique de l'acrotère

Le schéma statique de calcul considéré est représenté dans la figure suivante :

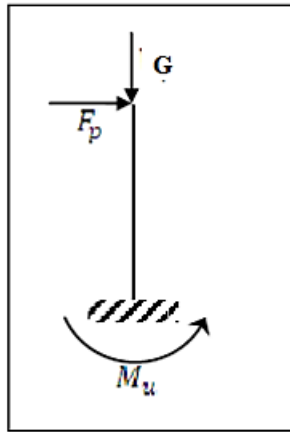


Figure III.4 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.5. Calcul de ferrailage à ELU

$B = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$

On suppose que $d = 0,75h = 7,5 \text{ cm}$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,93}{3} = 64,33 \text{ cm.}$$

- Le coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} = \frac{3 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 1,76 \times 10^{-3}$$

$$\psi_1 = 0,002 < 0,81$$

$\psi_1 = 0,002 < \frac{2}{3} = 0,66$ On calcule l'excentricité relative ξ par la formule :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,002)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,002)})} = 0,1666.$$

On calcul e_{nc} avec : $e_{nc} = (\xi \times h) = (0,1666 \times 10) \Rightarrow e_{nc} = 1,666 \text{ cm}$.

$e = 64,33 \text{ cm} > e_{nc} = 1,666 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimé (SPC).

Calcul à la flexion simple avec le moment par rapport aux aciers tendus M_{as} .

$$M_{as} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,93 + 3 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \Rightarrow M_{as} = 2,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,02 \times 10^6}{1000 \times 75^2 \times 17} = 0,0211 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0211)}) = 0,027$$

$$Z = 75 \times (1 - 0,4 \times 0,027) = 74,19 \text{ mm}.$$

$$A_s^{\text{fictif}} = \frac{2,02 \times 10^6}{74,19 \times \frac{500}{1,15}} \times 10^{-2} = 0,63 \text{ cm}^2.$$

Armature réelles (en flexion compose) :

$$A_s^{\text{réelle}} = A_s^{\text{fictif}} = 0$$

$$A_s^{\text{réelle}} = A_s^{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,63 - \frac{3 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} \times 10^{-2} = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la section d'acier selon « CBA 93 » [3] :**

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

$$A_s^{\min} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right).$$

Avec : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$

$$A_s^{\min} \geq \max \left(\frac{100 \times 10}{1000} = 1 \text{ cm}^2 ; 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,4}{500} = 0,99 \text{ cm}^2 \right) = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq 1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

- **Pour les armateurs de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2. St = \frac{60 - 4}{3} = 18,67 \text{ cm (T8 ; } e = 18 \text{ cm)}.$$

- **Vérification du « d » : on doit vérifier que : $d_{\text{ext}} > d_{\text{cal}} = 7,5 \text{ cm}$.**

$$d_{\text{ext}} = 10 - 2 - \frac{2,01 \times 0,4}{2,01} = 7,6 \text{ cm}.$$

$$d_{\text{ext}} = 7,6 \text{ cm} > d_{\text{cal}} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié}.$$

III.2.6. Vérification à ELS [3]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = \min(333,33; \max(250; 195,96)) = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Effort Normal de compression : $N_s = G = 2,22 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_s = 1,28 \text{ KN.m}$

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 7,6 \text{ cm} ; c_1 = c_2 = 2,4 \text{ cm} ; A_s^1 = A_s^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

On calcule la section homogénéisée S :

$$S = (b \times h) + 15(A_s^1 + A_s^2)$$

$$S = (100 \times 10) + 15(2,01 + 2,01) \Rightarrow S = 1060,30 \text{ cm}^2$$

On calcule la position de l'axe neutre V :

$$V = \frac{\frac{1}{2} b x h^2 + 15(A_1 x c_1 + A_2 x d)}{S} = \frac{\frac{1}{2} \times 100 \times 10^2 + 15(2,01 \times 2,4 + 2,01 \times 7,6)}{1060,30}$$

$$V = V' = 5 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I_{G1} = \frac{1}{3} \times (b \times h^3) + 15(A_1 c_1^2 + A_2 d^2) - S V_1^2$$

$$I_{G1} = \frac{1}{3} \times (100 \times 10^3) + 15(2,01 \times 2,4^2 + 2,01 \times 7,6^2) - (1060,30 \times 5^2)$$

$$I_{G1} = 8740,96 \text{ cm}^4.$$

On calcule le moment par rapport à l'axe neutre :

$$M_{ser/G1} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) = 1,28 - 2,22 \times \left(\frac{10}{2} - 5 \right) = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc/min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{G1}} \times V$$

$$\sigma_{bc/min} = \frac{2,22 \times 10^3}{1060,30 \times 10^2} - \frac{1,28 \times 10^6}{8740,96 \times 10^4} \times 50 = -0,711 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc/min} = -0,711 \text{ MPa} < 0 \Rightarrow$ c'est le cas d'une section partiellement comprimée.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,28}{2,22} = 57,66 \text{ cm.}$$

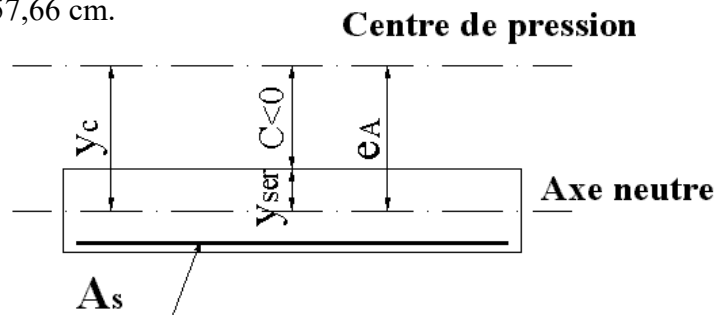


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

$$c = e - \frac{h}{2} = 57,66 - 5 = 52,66 \text{ cm.}$$

Pour calculer la distance Y_1 on cherche la racine de l'équation :

$$Y^3_c + pY_c + q = 0 ; \text{ avec :}$$

$$P = -3c^2 + \frac{90 \times A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 \times A_2}{b} (c + d)$$

$$Q = 2c^3 - \frac{90 \times A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 \times A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3$$

On calcule P :

$$P = -3 (52,66)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100} (52,66 + 2,4) + \frac{90 \times 2,01}{100} (52,66 + 7,6) = -8110,61 \text{ cm}^2$$

$$Q = 2(52,66)^3 - \frac{90 \times 2,01}{100} (52,66 + 2,4)^2 - \left(\frac{90 \times 2,01}{100}\right) * (52,66 + 7,6)^2 = 280007,19 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = (280007,19)^2 + 4\left(\frac{-8110,61}{3}\right)^3 = -637766584,8 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \Phi = \arccos\left(\frac{q}{2} \times \left(\frac{-p}{3}\right)^{-3/2}\right)$$

$$\Phi = 0,089 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos\left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\Phi}{3}\right) = \sqrt{\frac{8110,61}{3}} \cos\left(\frac{2\pi}{3} + \frac{0,089}{3}\right) = 54,64 \text{ cm.}$$

$$D'où : y_1 = y_c - c = 54,64 - 52,66 \Rightarrow y_1 = 1,98 \text{ cm.}$$

On calcule les contraintes à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_1}{\frac{b \times y_1^2}{2} + 15 \times A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)} = \frac{2,22 \times 10^3 \times 19,8}{\frac{1000 \times 19,8^2}{2} + 15 \times 201 \times (19,8 - 24) - 15 \times 201 \times (76 - 19,8)}$$

$$\sigma_{bc} = 3,16 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} = 15 \times 3,16 \times \left(\frac{19,8 - 24}{19,8}\right) = -10,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc} \times \frac{d - y_1}{y_1} = 15 \times 3,16 \times \left(\frac{76 - 19,8}{19,8}\right) = 134,54 \text{ MPa.}$$

❖ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 3,16 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\sigma_s = 134,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Donc L'ELS est vérifiée.

III.2.7. Vérification de l'effort tranchant [3]

On doit vérifier que : $\tau_U \leq \overline{\tau_U}$

$$\text{Avec : } \tau_U = \frac{T_u}{b \times d} ; \overline{\tau_U} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{y_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{3,21 \times 10^3}{1000 \times 76} = 0,042 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,042 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

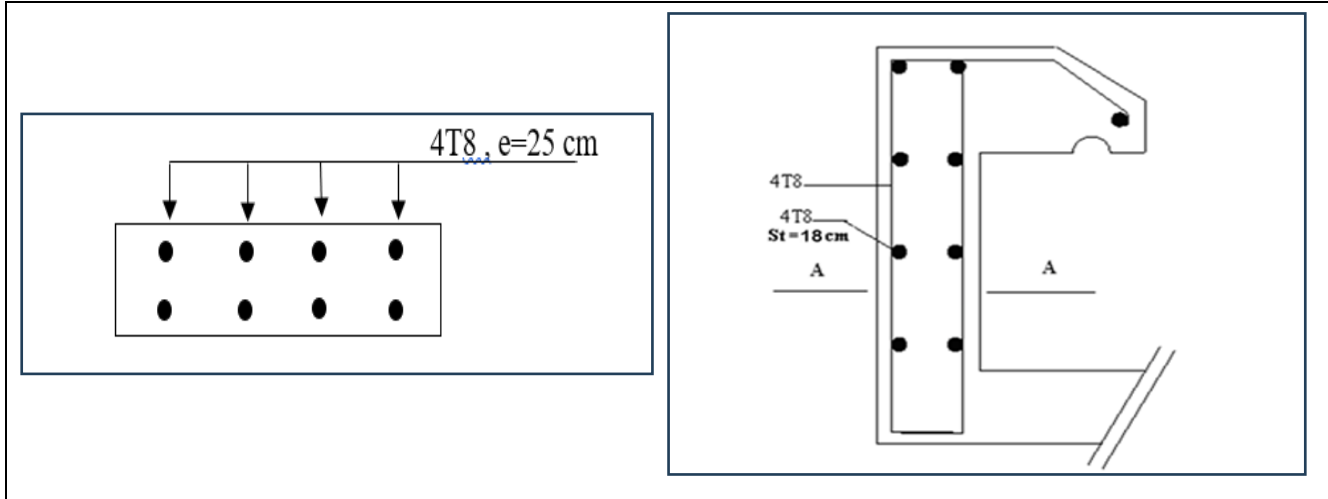


Figure III.6 : Ferrailage l'acrotère.

III.3. ETUDE DES PLANCHERS

III.3.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

1. Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

2. Les poutrelles :

Les poutrelles en béton sont des éléments porteurs indispensables pour la réalisation des planchers lors de la construction d'un bâtiment. Elles sont réalisées en béton armé ou précontraint, partiellement ou entièrement préfabriqués. Les poutrelles permettent de tenir les entrevous et de répartir les charges sur les appuis extrêmes.

3. La dalle de compression :

C'est une dalle en béton armé coulée en place sur la totalité de la surface du plancher avec une épaisseur comprise entre 4 à 6 cm. La dalle de compression est toujours armée, c'est-à-dire qu'on pose un treillis soudé ou des barres de fer dans l'épaisseur pour la rendre encore plus résistante.

Une bonne dalle de compression assure une bonne isolation acoustique et plus de rigidité, son placement correct assure une meilleure distribution des charges ponctuelles et linéaires.

III.3.2. Etude des poutrelles

III.3.2.1. Introduction

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis parallèlement à la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Le dimensionnement de la poutrelle en forme de « T » se fait comme suit :

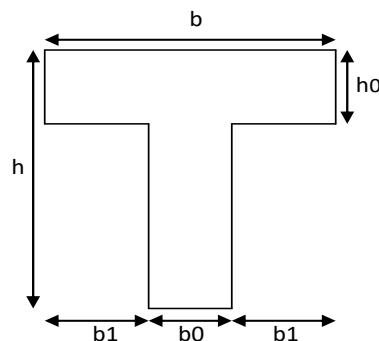


Figure III.7 : La poutrelle en forme de « T »

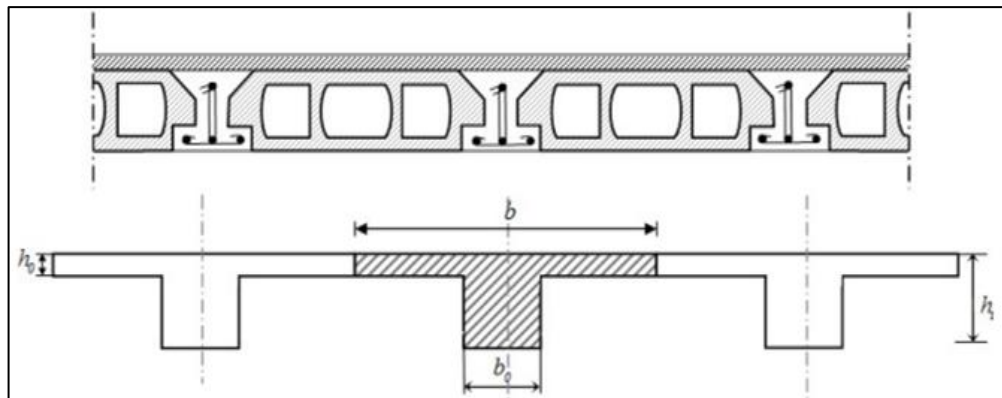


Figure III.8 : Schéma de poutrelle.

$$-b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h$$

Avec : h : Hauteur du plancher=21cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression=5cm

$$-b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que : L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$-b = 2 \times b_1 + b_0$$

Application : $b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h = (0,4 ; 0,6) \times 21 = (8,4 ; 12,6) \text{ cm}$. Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$L_x = 65 \text{ cm}.$$

$$L_y = 395 - 30 = 365 \text{ cm}.$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \rightarrow b \leq 2 \times \min \left(\frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} ; \frac{365}{10} = 36,5 \text{ cm} \right) + b_0$$

$$\rightarrow b \leq 2 \times \min \left(\frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} ; \frac{365}{10} = 36,5 \text{ cm} \right) + 12 = 77 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

III.3.2.2. Dimensions de la poutrelle

On a: $h_t = 21 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$.

On a: $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$. $c = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$.

III.3.2.3. Calcul des moments

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

a. Méthode forfaitaire :

a1. Domaine d'application :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **CBA 93** [3], on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

Toutes les conditions sont vérifiées donc nous pouvons utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles.

a2. Exposé de la méthode :

Pour chaque travée, on pose : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 : Moment maximal dans la travée de référence (isostatique, soumise aux mêmes charges et de même portée que la travée étudiée),

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue,

M_t : Le moment maximal dans la travée continue,

Q : Somme des charges variables,

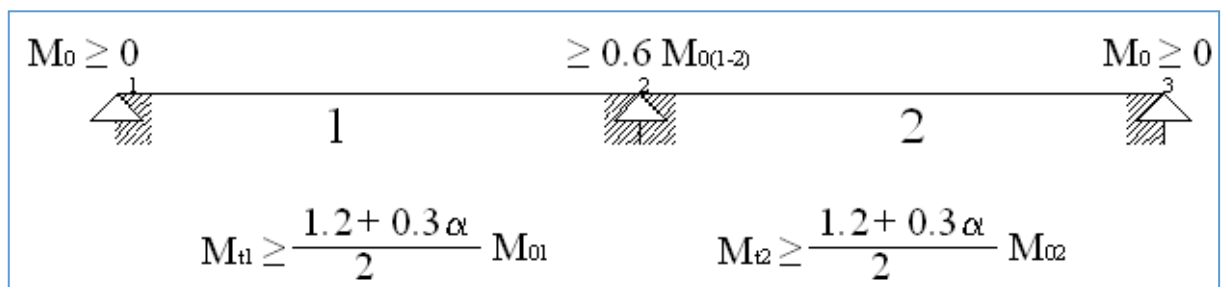
G : Somme des charges permanentes.

Selon le BAEL91 [3] , nous devons avoir :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max ((1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0)$
- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ au niveau de la travée de rive
- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ au niveau de la travée intermédiaire

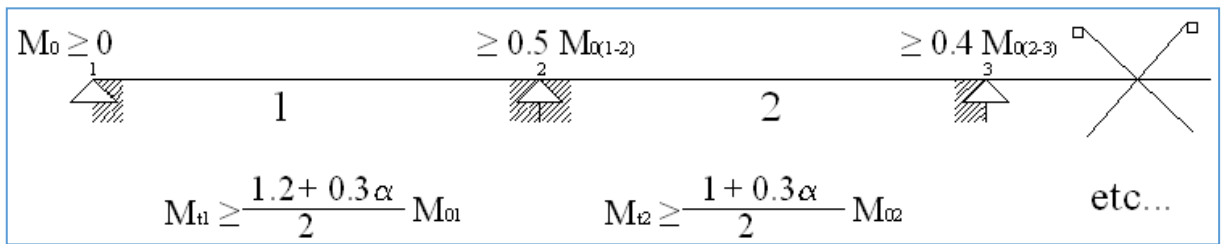
➤ Les valeurs minimales des moments :

- Cas d'une poutre à deux travées :



Avec : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$

- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Selon le BAEL, dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_a = 0.15 M_0$; on prendra $M_a = 0.2 M_0$

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.

b1. Exposé de la méthode :

➤ Moment sur appuis :

$-M_a = 0.15 M_0$ Appuis de rives.

$-M_a = -\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)} M_0$ Appuis intermédiaires.

Avec : $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$

➤ Moment en travée :

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

Avec :

- M_0 : La 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 considérée.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté 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.

b2. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ T_e = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{cases}$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

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

1. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.
- **1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.**

a. Evaluation des charges et surcharge :

- Poutrelle de travée $L=3,80m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

Poids du corps creux $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$

$G=1,97kN/ml$

Charges d'exploitation : $Q=1 \times 0,65=0,65kN/ml$

b. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63kN/ml$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62kN/ml$

c. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3,63 \cdot 3,95^2}{8} = 7,08kN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{2,62 \cdot 3,95^2}{8} = 5,11kN.m$$

d. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

$M_u = 7,08 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 5 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 1,71 > \mu_R = 0,392 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- **2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent comme des sections en T.

Dans le calcul des poutrelles, trois cas sont considérés :

- Plancher terrasse.
- Plancher étage courant (du 2^{ème} au 16^{ème} étage).
- Plancher étage service (1^{er} étage).

Tableau III.1. Evaluation des charges des poutrelles.

Niveaux	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse	$6,58 \times 0,65 = 4,45$	$1 \times 0,65 = 0,65$	6,98	5,10
2 ^{ème} au 16 ^{ème} étage.	$5,59 \times 0,65 = 3,63$	$1,5 \times 0,65 = 0,98$	6,37	4,61
1 ^{er} étage service	$5,59 \times 0,65 = 3,63$	$2,5 \times 0,65 = 1,63$	7,35	5,26

a. Choix de la méthode :

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

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \min (12,75 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \min (10,76 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

- Plancher de 1^{er} étage :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \min (10,76 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

- Plancher Rez-de-chaussée :

$$Q = 6 \text{ kN/m}^2 \leq \min (10,76 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,80 \leq \frac{3,85}{3,95} = 0,97 \leq 1,25$$

$$0,80 \leq \frac{3,95}{3,82} = 1,03 \leq 1,25$$

$$0,80 \leq \frac{3,82}{3,82} = 1 \leq 1,25$$

$$0,80 \leq \frac{3,82}{3,95} = 0,97 \leq 1,25$$

$$0,80 \leq \frac{3,95}{3,85} = 1,02 \leq 1,25$$

H₄ : Fissuration peu préjudiciable.

Le calcul se fait avec la méthode de forfaitaire :

b. Calcul des moments :

$$-\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{4,45+0,65} = 0,127$$

Poutre a 6 travée .

• **ELU :**

$$M_{0AB} = M_{0FG} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6,98 \cdot 3,85^2}{8} = 12,93 \text{KN.m}$$

$$M_{0Bc} = M_{0EF} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6,98 \cdot 3,95^2}{8} = 13,61 \text{KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6,98 \cdot 3,82^2}{8} = 12,73 \text{KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_G = 0 \text{KN.m}$$

$$M_b = M_F = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 13,61 = 6,81 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 13,61 = 5,44 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 12,73 = 5,09 \text{KN.m}$$

En travées :

On utilise a et b pour AB et EF (**travée de rive**) :

- $M_t \geq \max ((1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ au niveau de la travée de rive

Travée AB :

$$M_{tAB} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)12,9 ; 1,05 \times 12,9 \} - \frac{0+6,81}{2} = 10,14 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{1.2+0.3 \times 0,127}{2} 12,90 = 7,98 \text{KN.m}$$

Travée FG :

$$M_{tFG} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)12,9 ; 1,05 \times 12,9 \} - \frac{6,81+0}{2} = 10,14\text{KN.m}$$

$$M_{tFG} = \frac{1+0,3 \times 0,127}{2} 12,90 = 7,98\text{KN.m}$$

Travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_{tBC} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)13,61 ; 1,05 \times 13,61 \} - \frac{6,81+5,44}{2} = 8,17\text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1+0,3 \times 0,127}{2} 13,61 = 7,06\text{KN.m}$$

Travée EF (travée intermédiaire) :

$$M_{tEF} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)13,61 ; 1,05 \times 13,61 \} - \frac{5,44+6,81}{2} = 8,17\text{KN.m}$$

$$M_{tEF} = \frac{1+0,3 \times 0,127}{2} 13,61 = 7,06\text{KN.m}$$

Travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_{tCD} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)12,73 ; 1,05 \times 12,73 \} - \frac{5,44+5,09}{2} = 8,10\text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1+0,3 \times 0,127}{2} 12,73 = 6,61\text{KN.m}$$

Travée DE (travée intermédiaire) :

$$M_{tDE} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)12,73 ; 1,05 \times 12,73 \} - \frac{5,09+5,44}{2} = 8,10\text{KN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{1+0,3 \times 0,127}{2} 12,73 = 6,61\text{KN.m}$$

- **ELS:**

$$M_{0AB} = M_{0FG} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{5,10 \cdot 3,85^2}{8} = 9,45\text{KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0EF} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{5,10 \cdot 3,95^2}{8} = 9,95\text{KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{5,10 \cdot 3,82^2}{8} = 9,30\text{KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_g = 0\text{KN.m}$$

$$M_b = M_f = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 9,95 = 4,98\text{KN.m}$$

$$M_c = M_e = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 9,95 = 3,98\text{KN.m}$$

$$M_d = 0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 9,30 = 3,72\text{KN.m}$$

En travées :

On utilise a et b pour AB et EF (**travée de rive**) :

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

- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ au niveau de la travée de rive

Travée AB :

$$M_{tAB} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,45 ; 1,05 \times 9,45 \} - \frac{0+4,98}{2} = 7,43 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{1.2+0.3 \times 0,127}{2} 9,45 = 5,85 \text{KN.m}$$

Travée FG :

$$M_{tAB} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,45 ; 1,05 \times 9,45 \} - \frac{4,98+0}{2} = 7,43 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{1.2+0.3 \times 0,127}{2} 9,45 = 5,85 \text{KN.m}$$

Travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_{tBC} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,95 ; 1,05 \times 9,95 \} - \frac{4,98+3,98}{2} = 5,97 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1+0.3 \times 0,127}{2} 9,95 = 5,16 \text{KN.m}$$

Travée EF (travée intermédiaire) :

$$M_{tBC} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,95 ; 1,05 \times 9,95 \} - \frac{3,98+4,98}{2} = 5,97 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1+0.3 \times 0,127}{2} 9,95 = 5,16 \text{KN.m}$$

Travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_{tCD} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,30 ; 1,05 \times 9,30 \} - \frac{3,98+3,72}{2} = 5,91 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1+0.3 \times 0,127}{2} 9,30 = 4,83 \text{KN.m}$$

Travée DE (travée intermédiaire) :

$$M_{tCD} = \max \{ (1 + 0,3 \times 0,127)9,30 ; 1,05 \times 9,30 \} - \frac{3,72+3,98}{2} = 5,91 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1+0.3 \times 0,127}{2} 9,30 = 4,83 \text{KN.m}$$

III.3.2.4. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ T_e = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{cases}$$

Travée AB :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,85}{2} + \frac{0 - 6,81}{3,85} = 11,67 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,85}{2} + \frac{0 - 6,81}{3,85} = -15,21 \text{KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,95}{2} + \frac{6,81-5,44}{3,95} = 14,13\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,95}{2} + \frac{6,81-5,44}{3,95} = -13,44\text{KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,82}{2} + \frac{5,44-5,09}{3,82} = 13,42\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,82}{2} + \frac{5,44-5,09}{3,82} = -13,24\text{KN}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,82}{2} + \frac{5,09-5,44}{3,82} = 13,24\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,82}{2} + \frac{5,09-5,44}{3,82} = -13,42\text{KN}$$

Travée EF :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,95}{2} + \frac{5,44-6,81}{3,95} = 13,44\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,95}{2} + \frac{5,44-6,81}{3,95} = -14,13\text{KN}$$

Travée FG :

$$T_w = \frac{6,98 \cdot 3,85}{2} + \frac{6,81-0}{3,85} = 15,21\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{6,98 \cdot 3,85}{2} + \frac{6,81-0}{3,85} = -11,67\text{KN}$$

III.3.2.5. 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 travées sont :

III.3.2.5.1. Ferrailage en travée :

$h=21 \text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9 \times h=18,9 \text{ cm}$; $f_{bc}=17 \text{ MPa}$; $F_e=500 \text{ MPa}$

$F_{c28} = 30\text{MPa}$; $F_{t28}= 2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est

Dans la table :

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

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

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 90,61\text{KN.m}$$

Le moment max en travée : $M_{tu}^{\max} = 10,15\text{KN.m}$

$M_{tu} < M_{tab}$ Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul

Comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b».

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**b×h**) en flexion simple.

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

Tableau III.2 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(mm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
10,15	0,025	Oui	0	0,032	186,58	435	1,25

- Condition de non Fragilité [3] :

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,36 cm^2; 1,25 cm^2\} = 1,36 cm^2$$

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

III.3.2.5.2. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } M_{au}^{\max} = 6,81 kN.m < M_{tab} = 90,61 kN.m$$

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

Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	A	$Z(mm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
6,81	0,017	Oui	0	0,021	187,41	435	0,83

Condition de non Fragilité [3] :

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,36 cm^2; 0,83 cm^2\} = 1,36 cm^2$$

Choix 2T10 ($A_s=1,57 cm^2$)

III.3.2.6. Vérification d'effort tranchant [3]

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 15,21 kN$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,21 \times 10^3}{120 \cdot 189} = 0,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.3.2.7. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales

➤ Appui de rive :

- Vérification de la compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{15,21 \times 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,74 \text{ MPa} \leq 0,4 \times 301,5 = 8 \text{ MPa}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_{te}}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression

$$T_{u\max} = 14,15 \text{ KN}$$

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

$$\sigma_b = \frac{14,15 \times 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,69 \text{ MPa} \leq 0,4 \times 301,5 = 8 \text{ MPa}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_{te}}{\gamma_s}} = -0,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.2.8. Vérification des contraintes

1. Vérification des contraintes des armatures :

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.

2. 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 comprimée.

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

$$\text{l'axe neutre : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

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 :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

Avec : n= 15 ; c' =2 cm ; d= 18,9cm ; b=65cm ; A's =0cm² On doit vérifier que :

Tableau III.4. Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	7,43	2,36	4,03	9245,64	3,24	Oui
Appuis	4,98	1,57	3,36	6509,01	2,57	Oui

III.3.2.9. Vérification de la flèche [3]

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \begin{cases} \frac{21}{395} = 0,053 \geq \frac{1}{16} = 0,062 & \text{non vérifier.} \\ \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,0104 \leq \frac{4,2}{500} = 0,0084 & \text{vérifier.} \\ \frac{21}{395} = 0,053 \geq \frac{7,43}{10 \times 9,95} = 0,074 & \text{non vérifier.} \end{cases}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ (Selon CBA93).

- $f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$
- $f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Et :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5\text{m}$$

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durées.

On a $L = 3,95\text{m} < 5\text{m}$ don c: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,79\text{cm}$

- **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 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

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

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

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

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 34179,56 \text{MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,18 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	$Y1$ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
7,43	2,36	7,20	0,0104	166,58	4,52	1,81	0,55	23257,12	7338,74	12820,26

Donc : $f_i = 4,62\text{mm}$

$f_v = 7,94\text{mm}$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 7,94 - 4,62 = 3,32\text{mm} = 0,332\text{cm}$

$\Delta f_T = 0,332\text{cm} < f^- = 0,79\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

c. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24
Fe=235Mpa.

- Selon « RPA 99 version 2003 » [1] :

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

Avec :

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

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{21}{35} = 0,6\text{cm}; 1,2\text{cm}; \frac{12}{10} = 1,2\text{cm}\right) = 0,60\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{ mm}$

Donc :

$$\text{- Selon le « RPA 99 version 2003 » : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \times 12 = 0,036 \\ S_t \leq \text{min}(5,25\text{cm}; 12\text{cm}) = 5,25\text{cm} \quad \text{Z.N} \\ S_t \leq 10,50\text{cm} \quad \text{Z.C} \end{array} \right.$$

• Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_8 = 1,01\text{cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow s_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 5 \text{ cm}$ Zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

III.3.2.10. Ferrailage des poutrelles

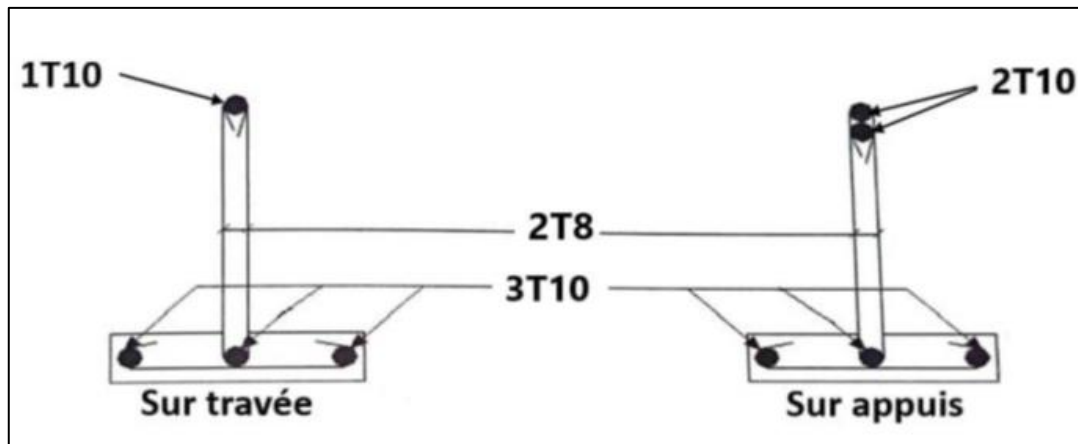


Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles.

III.3.2.11. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

Avec :

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

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

$f_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS . TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

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

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

On prend : $5T6=1,41\text{cm}^2$

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

- **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71\text{cm}^2$$

Soit : $5T6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte une treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

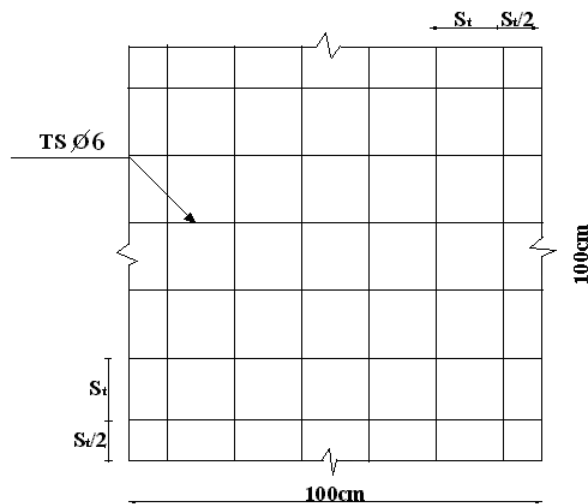


Figure III.10. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.4. LES ESCALIERS

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier à **deux volées**.

Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- La contremarche : la partie verticale des gradins (CM).
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

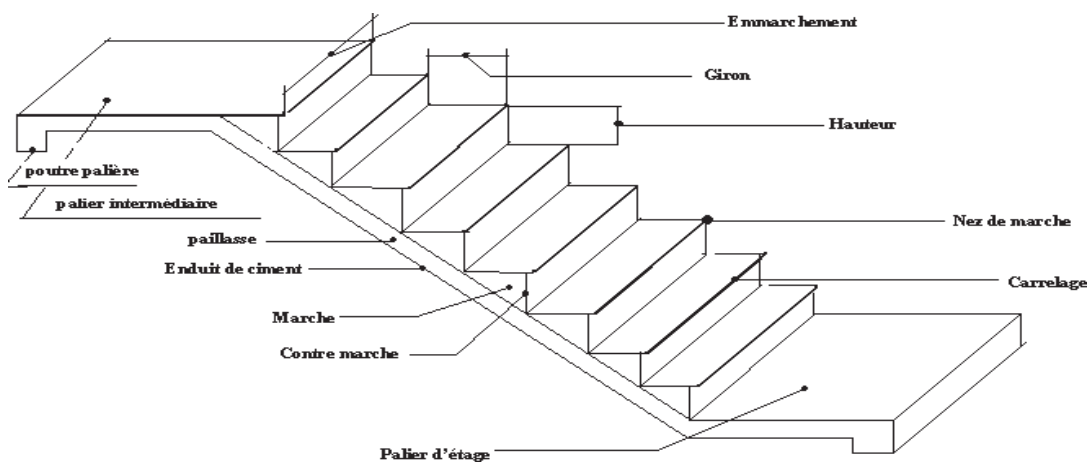


Figure III.11. Les escaliers.

III.4.2. Pré dimensionnement des escaliers (escalier de RDC)

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leur destination (Figure III.12).

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de «BLONDEL».

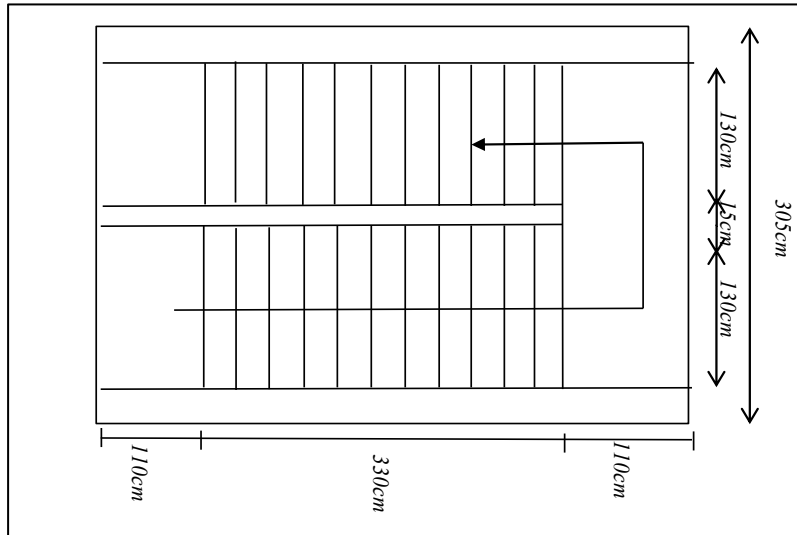


Figure III.12 : Vue en plan d'escalier.

a. Dimensionnement des marches :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de

« Blondel » : $54 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 66 \text{ cm}$

Nous fixons une hauteur de contre marche $h = 17 \text{ cm}$ et un giron $g = 30 \text{ cm}$.

Vérification de la formule de « Blondel » : On prend : $g+2.h = 64 \text{ cm}$

$$g+2h=30+2(17)=64 \text{ cm}$$

- La hauteur de RDC : $h = 5,95 \text{ m}$:
- Le nombre de contre marche : $n_h = \frac{5,95}{0,17} = 35$

On prend 3 volées : -2volée avec 12 contre marche alors 11 marches.

-1volée avec 11 contre marche alors 10 marches.

La longueur horizontale de volée : $L = 11 \times 0,30 = 3,30 \text{ m}$.

La première volée de l'escalier

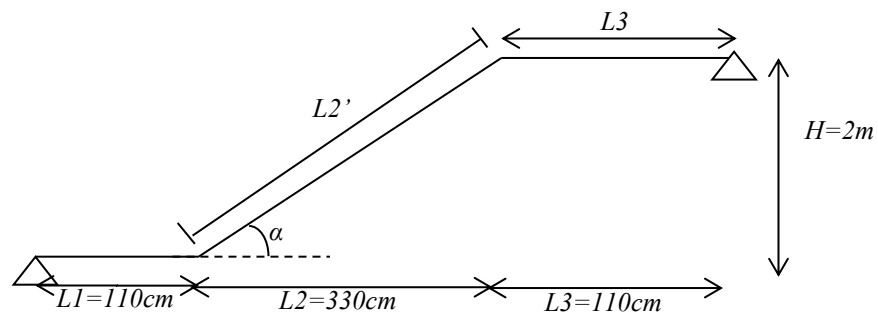


Figure III.13. Schéma statique de 1^{er} volée.

b. Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$L_2' = \sqrt{L_2^2 + H^2} = \sqrt{3,3^2 + 2^2} = 3,85\text{m}$$

$$L = L_1 + L_2' + L_3 = 1,10 + 3,85 + 1,10 = 6,05\text{m}$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{6,10}{30} < e < \frac{6,10}{20} \rightarrow 0,2016 < e < 0,3025$$

On choisit e palier = e paillasse = 0,22m = 22cm.

$$H = 2\text{m}, L_2 = 3,30\text{m} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{H}{L_2}\right) = 31,22^\circ$$

III.4.3. Principe de calcul

L'ensemble se calcule comme une dalle d'épaisseur e_p travaillant dans un seul sens.

Evaluations des charges

1. Evaluation des charges :

a. La Paillasse

Charges permanentes [4] :

Epaisseur moyenne de la paillasse :

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \left(\frac{\gamma_{BA} \times e}{\cos \alpha} \right)$$

$$\text{Poids propre de la marche : } \frac{\gamma_{BA} \times h}{2}$$

Tableau III.6. Charge permanente de paillasse de 1^{er} partie de l'escalier.

N	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage vertical	0,02	20	0,40
2	lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose vertical	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,25/cos(31,22)	25	7,30
5	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,12
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
7	Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
8	Mortier de pose horizontal	0,02	22	0,44
9	Garde-corps	-	-	0,60
			Σ	12,56

Charge d'exploitation [4] : $Q_1 = 2,50 \text{KN/m}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

b. Palier

Charge permanentes [4] :

Tableau III.7. Charge permanente de palier de 1^{er} partie de l'escalier.

N	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
5	Dalle plein	0,18	25	4,50
			Σ	6,24

Charge d'exploitation [4] : $Q_2=2,5\text{KN/m}^2$.

2. Combinaison des charges :

ELU : $q_{u1}=1.35G_1+1.5Q_1$

$q_{u2}=1.35G_2+1.5Q_2$

ELS : $q_{s1}=G_1+Q_1$

$q_{s2}=G_2+Q_2$

Tableau III.8. Les chargements pour une bande de 1 m.

Position	G	Q	.qu(KN/m ²)	qs(KN/m ²)
Paillasse	12,56	2,5	20,70	15,06
Palier	6,24	2,5	12,17	8,74

3. Calcul les efforts interne :

a. A l'ELU :

- Schémas statiques

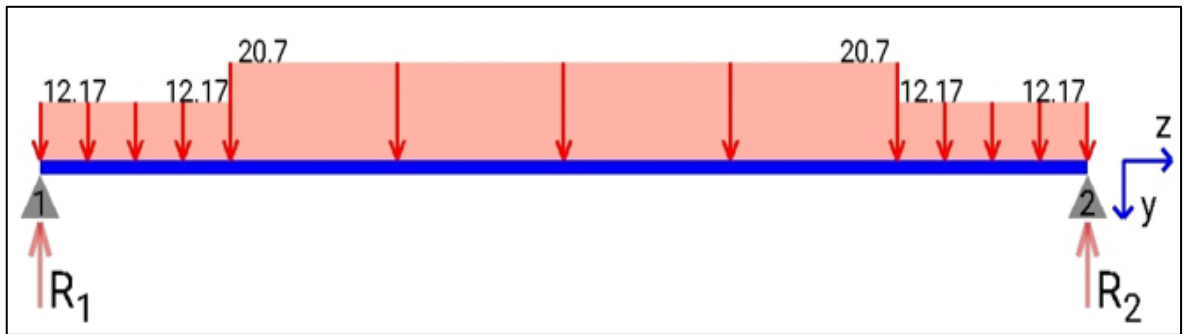


Figure III.14. Schéma de chargement d'escalier à l'ELU d'escalier de l'RDC.

- Les diagrammes

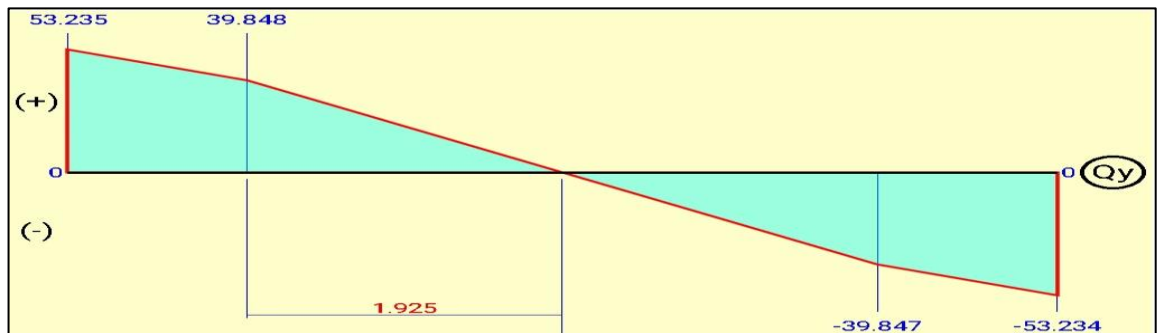


Figure III.15. Diagramme de l'effort tranchant en ELU d'escalier de l'RDC.

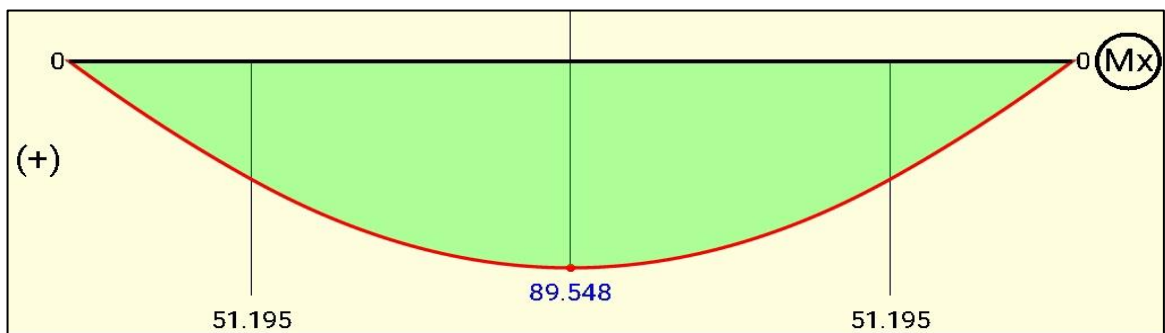


Figure III.16. Diagramme de moment fléchissant en ELU d'escalier de l'RDC.

b. A l'ELS :

- Schémas statiques

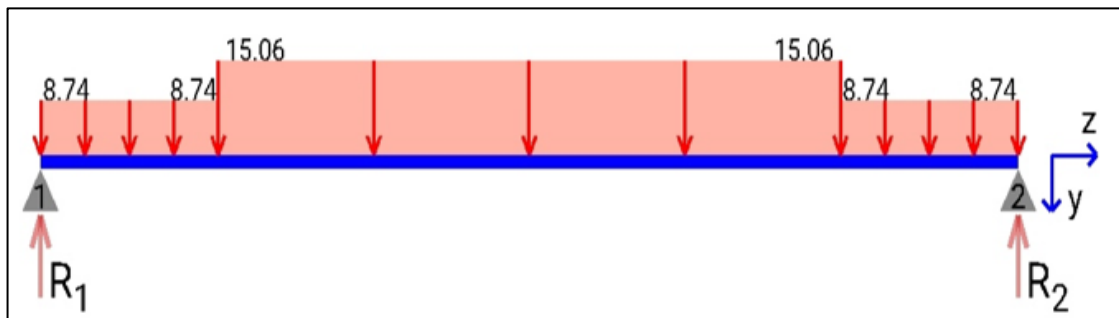


Figure III.17. Schéma de chargement d'escalier à l'état limite de service d'escalier de l'RDC.

- Les diagrammes

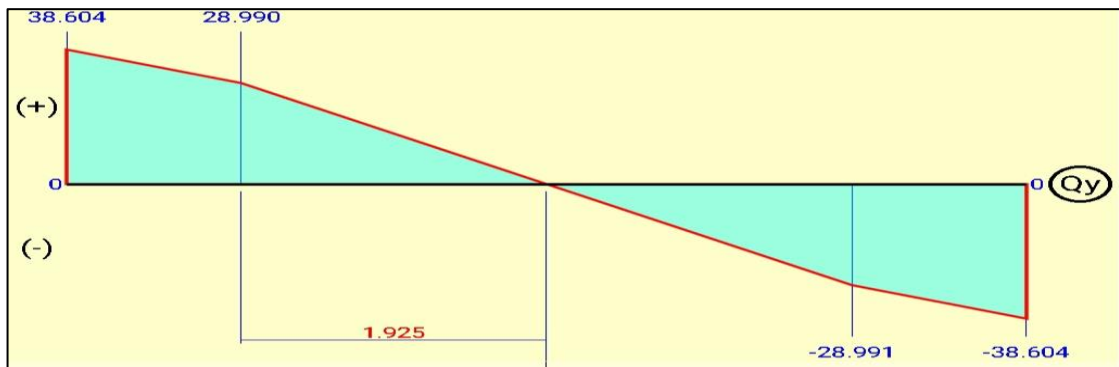


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant en ELS d'escalier de l'RDC.

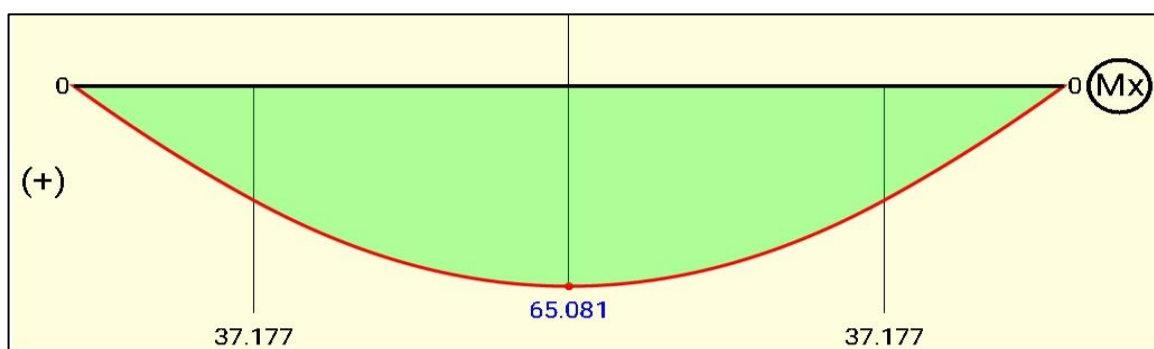


Figure III.19. Diagramme de moment fléchissant en ELS d'escalier de RDC.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.9 : Sollicitations de calcul pour la 1ere et 2eme Volée.

Combinaison	M _{max} (KN.m)	M _t	M _a	T _{Max} (KN)
ELU	89,55	76,12	44,77	53,23
ELS	65,08	55,32	32,54	38,60

4. Ferrailage

Le ferrailage sera déterminé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur avec une hauteur h=25cm c'est la hauteur de paillasse, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU.

Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU :

a. Moment fléchissant :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment Mu max au niveau des appuis et en travée.

Sur appuis : Ma = 0,50 M₀ = 44,77KN.m

En travée : Mt = 0,85 M₀ = 76,12KN.m

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

f_{c28} = 30MPa ; f_{t28} = 2,40MPa; f_e = 500MPa ; γ_b = 1,5 et γ_s = 1,15.

$$-f_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,85}{1,5} \times 30 = 17 \text{MPa.}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{MPa.}$$

b. Calcul As :

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

Tableau III.10 : Résultats de ferrailage .

	M _u (kNm)	μ	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	76,12	0,088	0,116	21,46	8,16	7T14	10,78
Appuis	44,77	0,052	0,067	21,89	4,70	5T12	5,65

c. Condition non fragilité [3] :

$$A_s \geq A_{\min} = \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Avec : $f_{t28}=2,40\text{MPa}$; $f_c = 500\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=0,9 \times 25 = 22,50\text{cm}$

$$A_{smin} = \text{Max} \{2,5 ; 2,48\} = 2,50\text{cm}^2$$

- En travée : $A_s = 12,32\text{cm}^2 > A_{smin}$
- Sur appui : $A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_{smin}$

Espacement :

En travée : $\text{esp} \leq \frac{100}{7} = 14,29\text{cm}$ On prend : $\text{esp} = 15\text{cm}$

Sur appui : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ On prend : $\text{esp} = 20\text{cm}$

d. Les armatures de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,69\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 5,39\text{cm}^2/\text{ml}$

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

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,82\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec St=25cm

e. Vérification de l'effort tranchant [3] :

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieure à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{53,23 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 200} = 0,30\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \times \frac{30}{1,5} = 4 ; 5 \right] = 4\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,30\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f. Vérifications à ELS [3] :

Les fissurations est considéré comme préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

$$M_s^{\text{max}} = 65,08\text{KN.m}$$

- **Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0 = 32,54\text{KN.m}$**

- **En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 55,32\text{KN.m}$**

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

La Position de l'axe neutre X : $\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot (A_s + A_s') \cdot x - n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot c') = 0$

Le Moment d'inertie I : $I = \frac{b x^3}{3} + n \cdot A_s' \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$

g. Les contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x$

La limitation de contrainte béton comprimé : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - x)$; Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.

	M(KN.m)	As(cm ²)	A's(cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
En travée	55,32	10,78	0	7,07	50278,08	7,77	Oui
Sur appui	32,54	5,65	0	5,39	30030,42	5,84	Oui

h. Vérification de la flèche [3] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{605} = 0,041 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{non vérifier.} \\ \frac{10,78}{100 \times 22,5} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{500} = 0,0084 \quad \text{vérifier.} \\ \frac{25}{605} = 0,041 \geq \frac{55,32}{10 \times 65,08} = 0,085 \quad \text{non vérifier.} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ (Selon CBA93).

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durées.

- $f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$
- $f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Et :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5\text{m}$$

On a $L = 6,05\text{m} > 5\text{m}$ donc $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,105\text{cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

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

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 34179,56 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,18 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} KN.m	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)
55,32	10,78	0,0048	228,07	5,01	2	0,379	146378,33	55485,11	83132,27

Donc : $f_i = 10,68 \text{ mm}$

$f_v = 21,38 \text{ mm}$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 21,38 - 10,68 = 10,7 \text{ mm} = 1,07 \text{ cm}$

$\Delta f_T = 1,07 \text{ cm} < \bar{f} = 1,105 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

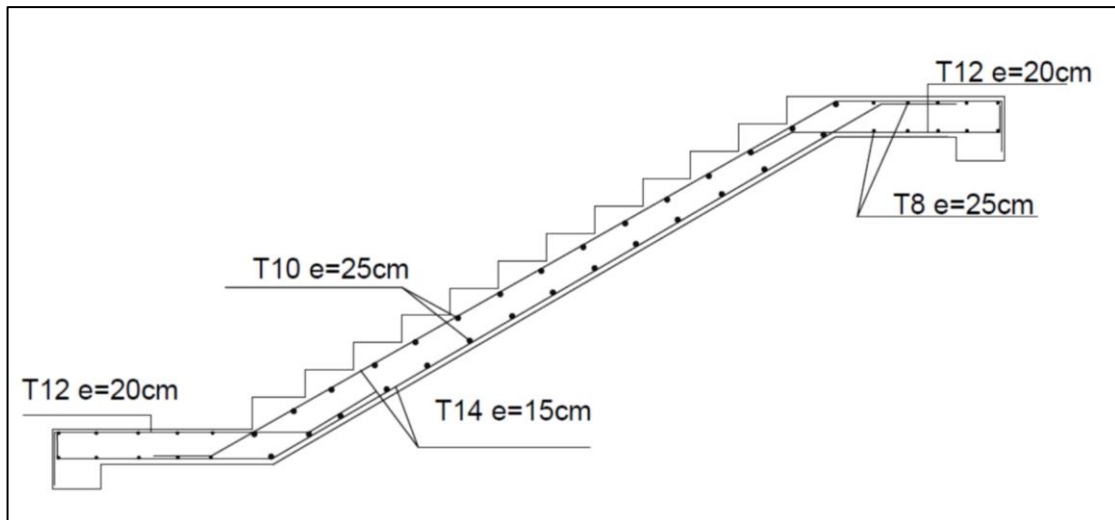


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC.

III.4.4. Pré dimensionnement des escaliers (Les escaliers d'étages courants)

Afin d'éviter la répétition des étapes détaillées précédemment pour le calcul de l'escalier du rez-de-chaussée, le dimensionnement de l'escalier des étages courants a été effectué selon la même méthodologie, en adaptant uniquement la hauteur d'étage, qui constitue la seule différence notable entre les deux cas.

1. Données géométriques de l'escalier d'étages courants :

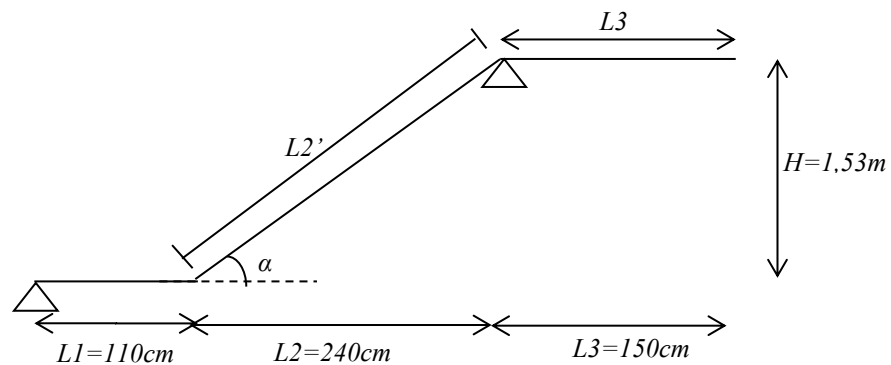


Figure III.21. Schéma statique de première volée de l'escalier étudié d'étages courants.

Les résultats obtenus pour l'escalier des étages courants sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.13 : Résumé des données géométriques de l'escalier d'étages courants

Élément	Valeur
Hauteur d'étage H	3,06 m
Hauteur de contremarche h	17 cm
Giron g	30 cm
Nombre de contremarches	18
Nombre de marches par volée	8
Nombre de volées	2
Longueur d'une volée	2,40 m
Longueur développée de l'escalier	5,40 m
Épaisseur paillasse et palier e	20 cm
Angle d'inclinaison α	32,52°

2. Evaluations des charges :

Les charges appliquées sur l'escalier des étages courants ont été évaluées selon les mêmes hypothèses que celles utilisées pour l'escalier du RDC. Elles comprennent les charges permanentes ainsi que la charge d'exploitation réglementaire. Les valeurs suivantes ont été calculées pour une bande d'un mètre de largeur, conformément aux dispositions du règlement en vigueur.

Tableau III.14 : Charges permanentes et d'exploitation.

Élément	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	qu = 1.35G + 1.5Q	qs = G + Q
Paillasse	11,27	2,50	18,96	13,77
Palier	6,74	2,50	11,42	8,74

3. Calcul les efforts interne :

Après la détermination des charges permanentes et d'exploitation, les sollicitations internes ont été calculées à l'aide des schémas statiques de l'escalier soumis aux différentes combinaisons de charges (ELU et ELS) (voir figure III.23). Ces sollicitations incluent les moments fléchissants maximaux et les efforts tranchants, nécessaires pour le dimensionnement en flexion et en cisaillement de la paillasse.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.15 : Résumé des sollicitations internes (bande de 1 m).

Combinaison	Mmax (kN.m)	Mt	Ma	Tmax (kN)
ELU	27,46	23,34	13,73	39,10
ELS	19,85	16,87	9,93	28,59

4. Ferrailage :

À partir des sollicitations internes déterminées à l'ELU, le ferrailage de la paillasse a été dimensionné en flexion simple pour une bande de 1 mètre de largeur. Le calcul de l'aire d'acier nécessaire a permis de sélectionner les armatures longitudinales appropriées en travée et sur appui, tout en respectant les exigences réglementaires en matière de ferrailage minimal et d'espacement.

Tableau III.16 : Résultats de ferrailage.

Position	M (kN.m)	As calculée (cm ²)	Acier choisi	Espacement (cm)	Ar choisi	Espacement (cm)
Travée	23,34	4,52	4T12	25	4T8	25
Appui	13,73	3,14	4T10	25	4T8	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

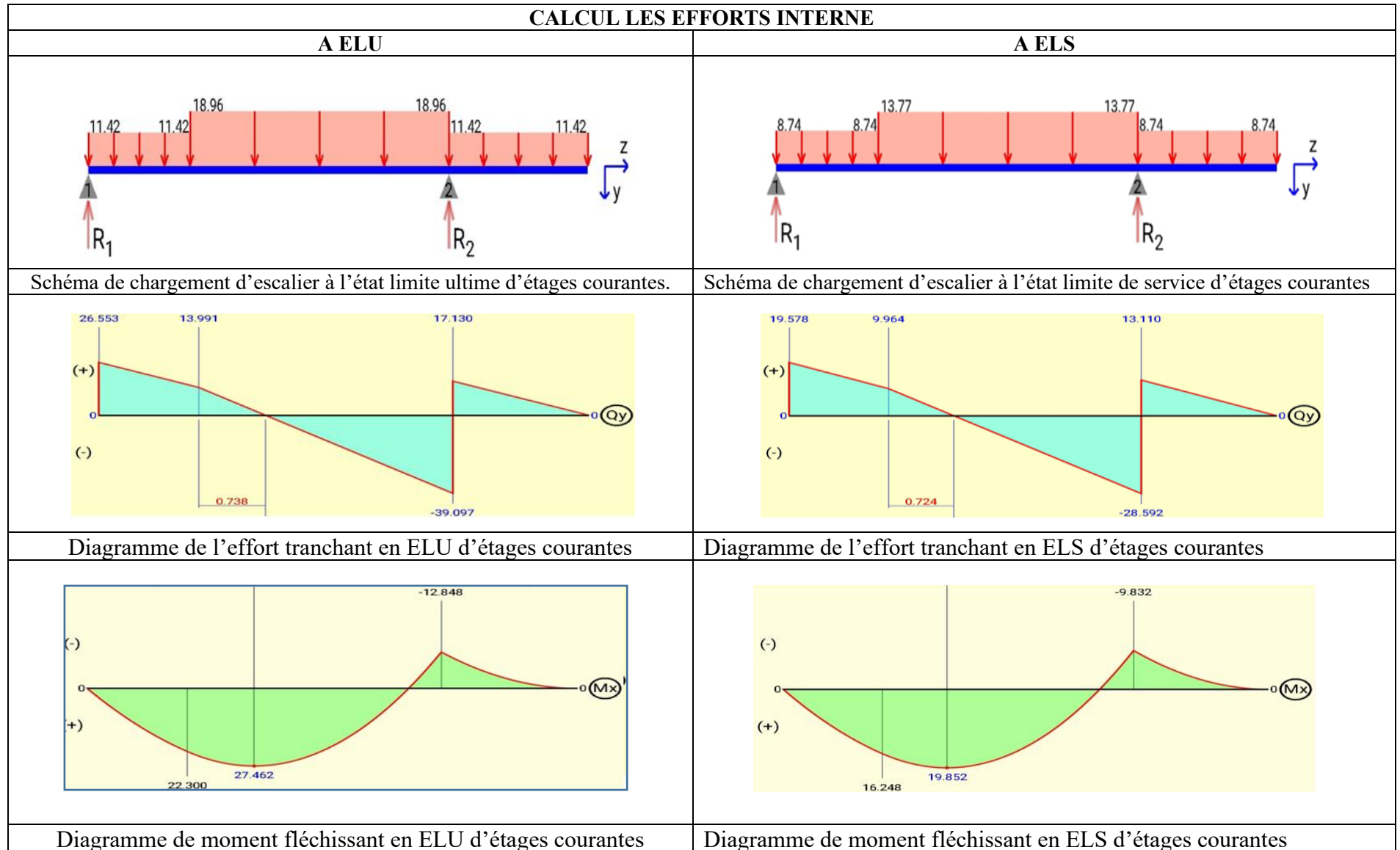


Figure III.22. Les diagrammes du moment à l'ELU et ELS d'étages courantes.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

5. Vérifications à ELS [3] :

Les fissurations est considéré comme préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

$$M_s^{\max} = 29,85 \text{ N.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0 = 9,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 16,87 \text{ KN.m}$$

Tableau III.17. Vérification à l'ELS.

	M(KN.m)	As(cm ²)	A's(cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σbc(MPa)	σbc ≤ σ _{bc}
En travée	16,87	4,52	0	4,31	15375,58	4,73	Oui
Sur appui	9,93	3,14	0	3,67	11319,62	3,22	Oui

6. Vérification de la flèche [3] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{540} = 0,0370 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{non vérifier.} \\ \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{500} = 0,0084 \quad \text{vérifier.} \\ \frac{20}{540} = 0,0370 \geq \frac{16,87}{10 \times 19,85} = 0,085 \quad \text{non vérifier.} \end{array} \right.$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \text{ (Selon CBA93).}$$

Tableau III.18 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M _{ser} KN.m	As (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
16,87	4,52	0,0025	207,40	9,557	3,823	0,063	71005,87	48700,57	57192,51

$$\text{Donc : } f_i = 2,95 \text{ mm}$$

$$f_v = 7,55 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 7,55 - 2,95 = 4,60 \text{ mm} = 0,46 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = 0,46 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

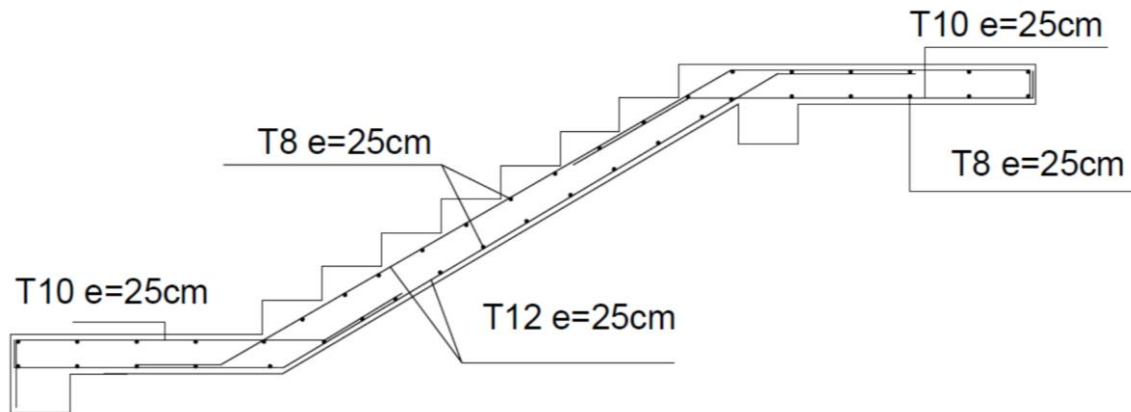


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étages courant.

III.5. BALCONS

III.5.1. Introduction

Un balcon est un élément qui en porte à faux. C'est dire, un élément isostatique encastré au plancher et libre à l'autre extrémité. Il se calcule donc comme une console en dalle pleine encastré et libre à extrémité.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation ($3,5 \text{ kN/m}^2$).
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 1,65 \text{ m}$

On prend $e = 15 \text{ cm}$

III.5.2. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G = 6.15 \text{ kN/m}^2$
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse d'épaisseur brique creuse :

Brique creuse: $0,1 \times 10 = 1 \text{ kN/m}^2$

Enduit de ciment: $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

$\Rightarrow G_{gc} = 1 + 0,4 = 1,4 \text{ kN/m}^2$

- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

III.5.3. Déterminations des efforts

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

1. Combinaisons des charges :

a. Combinaison de charge à l'ELU :

La dalle pleine : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = ((1,35 \times 6,15) + (1,5 \times 3,5)) \times 1m = 13,55 \text{KN/m}$

Le garde-corps : $p_u = 1,35 \times 1,4 = 1,89 \text{KN}$

b. Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle pleine : $q_s = (G + Q) \times 1m = 6,15 + 3,5 = 9,65 \text{KN/m}$

Le garde-corps : $p_s = 1 \times 1,4 = 1,4 \text{KN}$

2. Les moments et les efforts tranchants :

a. ELU

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1} = - \left(\frac{q_u \times l^2}{2} \right) = - \left(\frac{13,55 \times 1,65^2}{2} \right) = -18,44 \text{KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u2} = - (p_u \times l) = - (1,89 \times 1,65) = -3,12 \text{KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -18,44 - 3,12 = -21,56 \text{KN.m}$$

$$T_u = - (q_u \times l + p_u) = - (13,55 \times 1,65 + 1,89) = -24,25 \text{KN.m}$$

b. ELS

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l \right) = - \left(\frac{9,65 \times 1,65^2}{2} + 1,4 \times 1,65 \right) = -15,45 \text{KN.m}$$

$$T_u = - (q_s \times l + p_s) = - (9,65 \times 1,65 + 1,4) = -17,32 \text{KN}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.5.4. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de **15 cm** d'épaisseur.

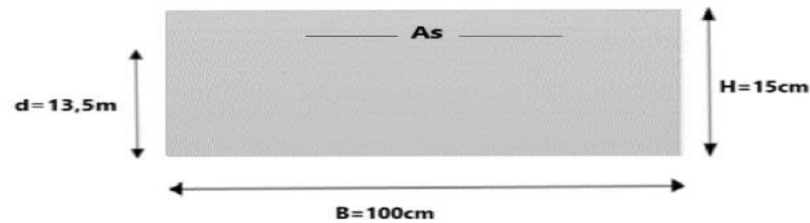
Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit : $M_u = - 21,56 \text{KN.m}$; $T_u = -24,25 \text{KN}$

Application : $f_{c28} = 30 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{MPa}$; $b = 100 \text{cm}$;

$h = 15 \text{cm}$; $d = 0,9 \times h = 13,5 \text{cm}$; $f_c = 500 \text{MPa}$

Les armatures principales : Armature partie supérieure :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferrailage de balcon

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_r$	A	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
21,56	0,069	Oui	0,089	13,02	3,81	5T12	5,65

Espacement : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ On prend : $esp = 20cm$

Les armatures de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,141m^2/ml \leq A_r \leq 2,82cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec St=25cm

III.5.5. Vérifications (ELU)

a. Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/CBA 93) [3]

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28}=2,40MPa$; $f_e = 500MPa$; $b=100cm$; $d=0,9 \times 15 = 13,50cm$

$$-A_s = 5,65cm^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,49cm^2 \text{ Vérifiée}$$

b. Espacement des barres (CBA 93/art B.8.2.42) [3]

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \min(33cm ; 3h) \Rightarrow St = 20cm \leq (33cm ; 45cm) = 33cm \text{ Vérifiée}$$

Les armature de répartition : $St \leq \min(45cm ; 4h) \Rightarrow St = 25cm \leq 45cm \text{ Vérifiée}$

c. Vérification a l'effort tranchant [3]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17,32 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,128MPa$$

$$\bar{\tau}u = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5} = 3\text{MPa}; 4\text{MPa}\right) = 3\text{MPa}.$$

$$\tau u = 0,128\text{MPa} < \bar{\tau}u = 3\text{MPa} \text{ Vérifiée}$$

d. Vérification vis-à-vis de l'ELS [3]

$$M_s^{\max} = 15,45\text{KN.m}$$

Les fissurations est considéré comme préjudiciable.

$$\text{Avec : } n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,50\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

$$\text{La Position de l'axe neutre X : } \frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot (A_s + A'_s) \cdot x - n \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

$$\text{Le Moment d'inertie I : } I = \frac{b x^3}{3} + n \cdot A'_s \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Les contraintes

Tableau III.20. Vérification à l'ELS.

M(KN.m)	As(cm²)	X (cm)	I (cm⁴)	σbc(MPa)	σbc ≤ σ̄bc	σst	σs < σ̄s
15,45	5,65	4,01	9781,97	6,33	Oui	224,83	Oui

e. Vérification de la flèche [3]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{165} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{500} = 0,0084 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifier.} \\ \text{vérifier.} \end{array}$$

III.5.6. Schéma de Ferrailage

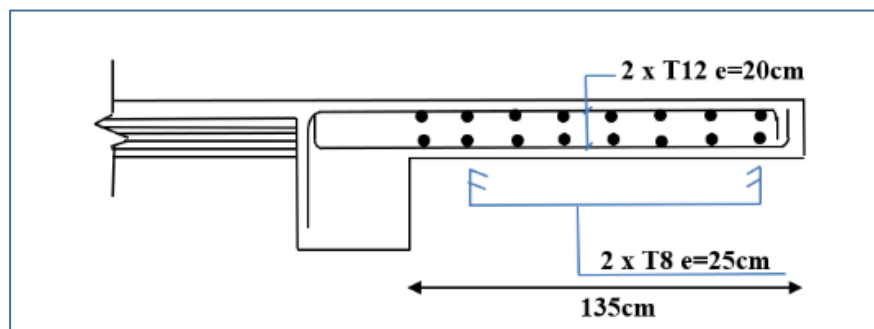


Figure III.24 : Ferrailage du Balcon.

III.6. CONCLUSION

Après le calcul et la vérification de ces éléments secondaires, il a été constaté qu'ils respectent les exigences du règlement « C.B.A93 », tout en étant conformes aux dispositions du règlement parasismique algérien. Ces éléments, bien que considérés comme secondaires vis-à-vis du comportement global de la structure sous sollicitation sismique, doivent néanmoins répondre aux critères de sécurité et de stabilité propres à leur fonction. L'ensemble des vérifications effectuées confirme leur capacité à assurer leurs rôles sans compromettre la sécurité de l'ouvrage.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique d’RPA99 V2003.

IV.1. INTRODUCTION

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché.

Les séismes sont des événements naturels qui peuvent causer des dégâts considérables sur l'environnement et les structures bâties, ainsi que des pertes humaines et économiques importantes.

C'est pourquoi il est important de prendre en compte la dynamique et la sismicité lors de la conception de structures résistantes aux séismes. Les règles parasismiques, telles que les RPA99 en Algérie, sont des outils importants pour garantir que les constructions soient suffisamment résistantes aux sollicitations sismiques.

Les techniques de conception parasismique comprennent, entre autres, le renforcement des structures, l'utilisation de matériaux plus résistants et la mise en place de systèmes d'absorption des chocs pour minimiser les dommages causés par les séismes.

En outre, il est également important de sensibiliser les populations à la prévention et à la gestion des risques sismiques, en leur fournissant des informations sur les mesures de sécurité à prendre avant, pendant et après un séisme.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

- **Etapes de l'analyse dynamique :**

- Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :
- La définition de la charge dynamique.
- L'idéalisation de la structure :
- La définition des DDL importants.
- La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
- La définition des propriétés des sols.
- Le calcul dynamique.
- L'appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l'analyse des résultats.
- La combinaison des contraintes dynamique avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.
- La conception (ou vérification) de la structure.

- **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure à savoir les fréquences propres, les modes propres, ...etc. A partir de ces caractéristiques, on peut se prononcer sur le type de la structure (rigide, souple).

IV.3. MODELISATION

IV.3.1. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. (5).

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant.

Depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS.

IV.3.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul de structures destiné aux ingénieurs en génie civil et en architecture. Développé par CSI (Computers and Structures, Inc.), il est utilisé pour l'analyse, la conception et la modélisation de bâtiments en béton armé, en acier ou en bois.

Le logiciel ETABS offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation des structures en trois dimensions, permettant de prendre en compte les effets de la géométrie, des matériaux, de la masse et des charges sur le comportement dynamique et statique des bâtiments. Il est également doté d'outils de conception parasismique conformes aux normes internationales, permettant de déterminer les contraintes et les déformations subies par les structures lors d'un séisme.

Parmi les principales fonctionnalités d'ETABS, on peut citer :

- La modélisation en trois dimensions de structures en béton armé, acier ou bois,
- L'analyse statique et dynamique des structures, incluant l'analyse modale et sismique.
- La vérification de la résistance et de la ductilité des éléments structuraux tels que les poutres, les colonnes et les murs.
- La conception parasismique selon les normes internationales.
- La génération automatique de charges sismiques et de charges gravitaires.
- La création de rapports détaillés et d'animations en temps réel pour faciliter la présentation des résultats.

ETABS est un logiciel largement utilisé dans l'industrie de la construction pour la conception et l'analyse de structures, notamment pour les projets de grande envergure. Il est considéré comme l'un des outils les plus complets et les plus performants pour l'analyse et la modélisation de bâtiments en trois dimensions.

IV.3.3. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- Chaque voile est modélisé par élément coque (shell) nœuds (forme rectangulaire).
- A tous les planchers nous avons attribués des diaphragmes ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.4. Modélisation de la masse

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 / Version2003 [1] avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les dalles est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^2 .

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été uniformément répartie aux niveaux des poutres périphériques (uniquement plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.4. Etude Sismiques

L'étude sismique de la structure consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure.

IV.4.1. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL [1]

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 / Version 2003" [1] Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

A. La méthode statique équivalente [1]

C'est une méthode qui fait appel aux règlements et codes par lesquelles les forces sismiques sont simulées par des charges statiques équivalentes. Ces dispositions donnent les forces latérales qui simulent les forces d'inertie générées par le tremblement de terre, ou en autres termes ; c'est la simplification de remplacer l'action sismique "F" par une charge latérale globale équivalente (statique) "V".

B. La méthode dynamique modale spectrale [1]

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets

engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

C. La méthode dynamique par accélérogramme [1]

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un model dont on calcul la matrice de raideur K, la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA99 V2003 [1]

$G+Q\pm E$.

$0,8G\pm E$.

La force sismique RPA99 V2003 [1]

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération.
- D : facteur d'amplification dynamique.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids de la structure.

IV.4.2. METHODE DE CALCUL DYNAMIQUE UTILISE

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur est inférieure a 17m (art : 4.1.2 des RPA99 2003 version 2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4.3. DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE

a. Coefficient d'accélération A [1]

- Zone (III) D'après la classification sismique de wilaya de Blida (**RPA 99 v 2003**).
- Groupe d'usage 1B puisque sa hauteur totale dépasse 48m.

- Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0,30$. (**Tableau 4.1**)

b. Coefficient de comportement global de la structure R [1]

La valeur de R est déterminée selon le (**tableau 4.3**) du (**RPA99 version 2003**), en fonction du système de contreventement tel qu'il est spécifié dans (**Article 3.4**) du même document.

Dans notre structure on a un système de contreventement est :

Model initial : portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **$R=3,5$** .

c. Facteur de qualité Q [1]

$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,10 = 1,10$ (**Tableau 4.4 des RPA Version 2003**).

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qu'est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Non	0
3. Régularité en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
4. Régularité en élévation	Oui	0,05	Oui	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	

d. Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule [1]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2**). (**RPA99 v 2003**)

- **Model initial** : $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,882 \geq 0,7$

e. Période T1 et T2 du site considéré : (**Tableau 4.7**). (**RPA99 v 2003**) [1]

Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.

$$\text{Catégorie S3} \rightarrow \text{site meuble d'après le rapport de sol : } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,50\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.4. SPECTRE DE REPONSE

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81N$)
- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)
- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
- Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

IV.4.5. ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE «T» [1]

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

- Les formules empiriques à utiliser **arts 4.2.3 RPA99 version2003 [1]** sont :

$$T_e = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier.
- D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

Tableau IV.2. Vérification de la période d'après la recherche publier par le Dr.TALEB Rafik.

SI	La période choisie pour le calcul de facteur D
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

- $C_T = 0,05$ Donnée dans (le tableau 4.6 des RPA99/version 2003).
- $h_N = 54,91\text{m}$.

D : Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limite comme suit :

- $D_x = 23,10\text{m}$.

- $D_y = 27,70\text{ m}$.

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (54,91)^{3/4} = 1,009$; dans les deux directions

$T_x = 0,09 \times \frac{54,91}{\sqrt{23,10}} = 1,028\text{s}$

$T_y = 0,09 \times \frac{54,91}{\sqrt{27,70}} = 0,939\text{s}$

- sens (x-x) : $T_x = \min (1,028; 1,009) = 1,009\text{sec}$

- sens (y-y) : $T_y = \min (0,939 ; 1,009) = 0,939\text{sec}$

IV.4.6. RESULTAT DE L'ANALYSE SISMIQUE de Modèle initial (sans voile)

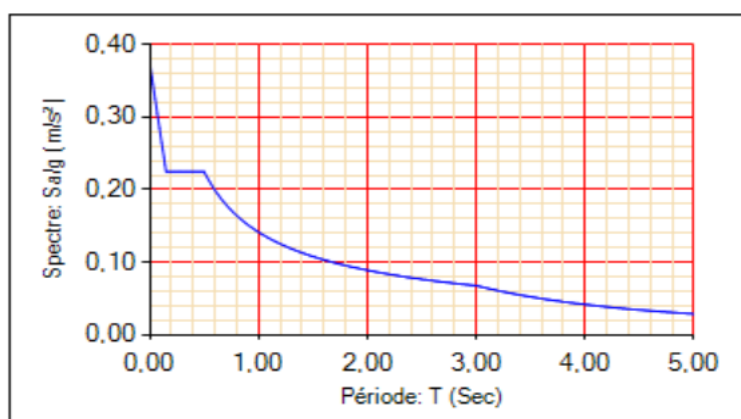


Figure IV.1. Spectre de réponse de model initial.

D'après les données obtenues lors du pré dimensionnement de la structure nous modélisons la structure avec **ETABS V18** et nous obtenons le modèle :

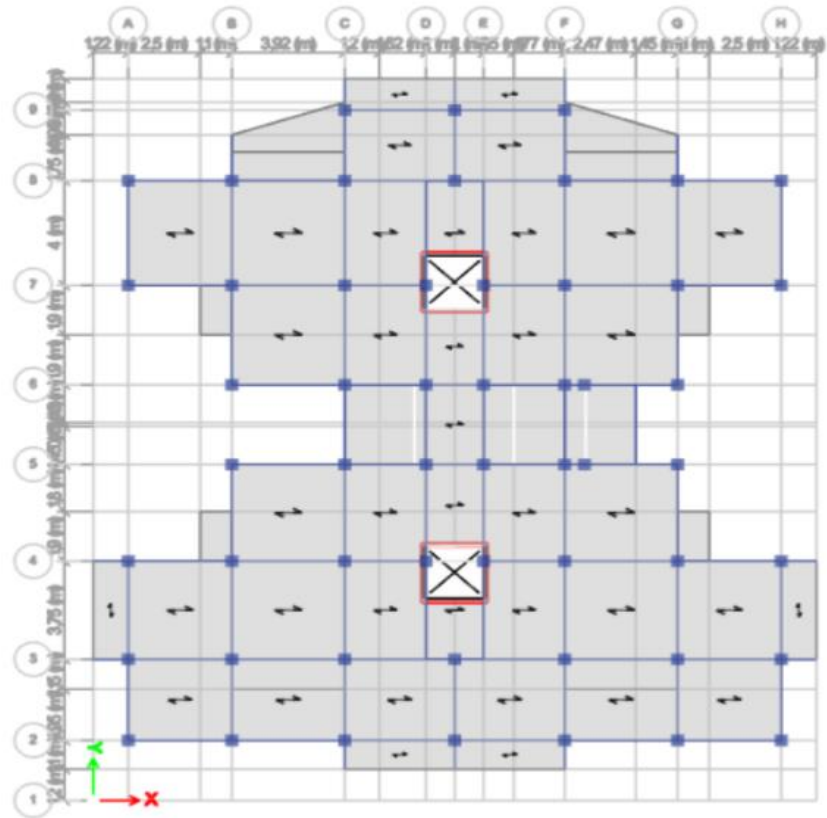


Figure IV.2. Vue en plan de modèle initial.

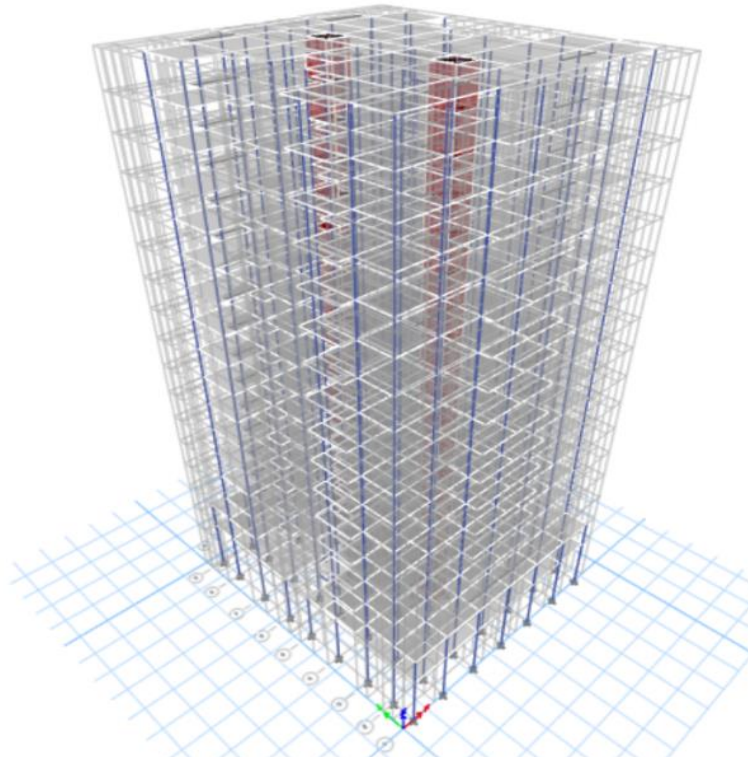


Figure IV.3. Vue en 3D de modèle initial.

IV.4.6.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale : $T = 2,141 \text{ sec}$.

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode [1] :

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de rotation.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 65,34% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 73,98% dans cette direction.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV.3. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	2,141	0,0039	0,0972	0,0039	0,0972	0,6529
2	2,128	0,0065	0,6534	0,0103	0,7507	0,0941
3	2,118	0,7398	0,0028	0,7501	0,7535	0,0085
4	0,749	0,0016	0,00003868	0,7517	0,7535	0,1376
5	0,723	0,00001249	0,1405	0,7517	0,894	0,00001577
6	0,71	0,1431	0,00000752	0,8948	0,894	0,0013
7	0,427	0,0008	0,00001864	0,8956	0,8941	0,0577
8	0,389	0,000002331	0,0536	0,8956	0,9476	0,000018
9	0,376	0,0552	0,000001054	0,9508	0,9476	0,0005
10	0,289	0,0004	0,000008787	0,9512	0,9476	0,0269
11	0,249	0,00000258	0,0263	0,9512	0,974	0,000007833
12	0,24	0,0261	0,000001539	0,9773	0,974	0,0002

IV.4.6.2. Résultante des forces sismiques de calcul [1]

L'une des premières vérifications préconisées 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

déterminer 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 : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

V : la force sismique. $V = \frac{A.D.Q}{R} W$

a. Poids total de la structure W [1] :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Rightarrow$ **RPA99 (Formule 4.5)**

b. Facteur d'amplification dynamique moyen D [1] :

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).

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

c. Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule [1] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

$$\xi = 7 \% \rightarrow \eta = 0,882 \geq 0,7$$

d. Période T1 et T2 du site considéré [1] :

$$\text{Catégorie S3} \rightarrow \text{site meuble d'après le rapport de sol} \begin{cases} T1 = 0,15\text{sec} \\ T2 = 0,50\text{sec} \end{cases}$$

e. La période empirique [1] :

$$T_e = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$\text{- sens (x-x) : } T_x = \min (1,028; 1,009) = 1,009\text{sec}$$

$$\text{- sens (y-y) : } T_y = \min (0,939 ; 1,009) = 0,939\text{sec}$$

$$\text{Sens (x-x) : } T_{\text{analytique}} = 2,141\text{sec} > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,312\text{sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_{\text{analytique}} = 2,141\text{sec} > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,221\text{sec}$$

Donc la période T :

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = 1,312\text{sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = 1,221\text{sec}$$

$$\text{Avec : } T_2 = 0,5s \leq T_x = 1,312\text{sec} \leq 3s$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_y = 1,221sec \leq 3s$$

Donc le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 1,160$$

$$D_y = 1,216$$

Tableau IV.4 : Calcul de l'effort tranchant a la base modèle initial.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)
X-X	0,3	1,16	1,1	3,5	100634,9927	11006,5929	8805,27433
Y-Y	0,3	1,216	1,1	3,5	100634,9927	11537,9457	9230,35654

Sens	Fx	Fy	Ft		
X-X	6833,457	6803,6154	9642,889457	Rx	0,9131365
Y-Y	6833,457	6803,6154	9642,889457	Ry	0,957218952

Tableau IV.1 : Vérification de l'effort tranchant a la base modèle initial.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	9642,889457	8805,27433	Vérifié
Sens Y-Y	9642,889457	9230,35654	Vérifié

IV.4.6.3. Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 V 2003 [1]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

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

$\delta_k = R * \delta_{eK}$ avec : δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

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

Chapitre IV : Etude dynamique et Sismique d'RPA99 V2003.

Tableau IV.6 : Déplacement inter étage sens X-X modèle initial.

Story	Elévation (m)	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he (mm)	Condition $\Delta k < 1\%he$	r%
Story17	54,91	152,587	3,5	534,0545	20,874	30,6	Vérifiée	68,22%
Story16	51,85	146,623		513,1805	23,2855	30,6	Vérifiée	76,10%
Story15	48,79	139,97		489,895	26,061	30,6	Vérifiée	85,17%
Story14	45,73	132,524		463,834	28,7805	30,6	Vérifiée	94,05%
Story13	42,67	124,301		435,0535	31,15	30,6	Non vérifiée	101,80%
Story12	39,61	115,401		403,9035	31,3565	30,6	Non vérifiée	102,47%
Story11	36,55	106,442		372,547	33,0505	30,6	Non vérifiée	108,01%
Story10	33,49	96,999		339,4965	34,4505	30,6	Non vérifiée	112,58%
Story9	30,43	87,156		305,046	35,581	30,6	Non vérifiée	116,28%
Story8	27,37	76,99		269,465	34,44	30,6	Non vérifiée	112,55%
Story7	24,31	67,15		235,025	35,0315	30,6	Non vérifiée	114,48%
Story6	21,25	57,141		199,9935	35,203	30,6	Non vérifiée	115,04%
Story5	18,19	47,083		164,7905	35,007	30,6	Non vérifiée	114,40%
Story4	15,13	37,081		129,7835	32,5185	30,6	Non vérifiée	106,27%
Story3	12,07	27,79		97,265	30,814	30,6	Non vérifiée	100,70%
Story2	9,01	18,986		66,451	26,369	30,6	Vérifiée	86,17%
Story1	5,95	11,452		40,082	40,082	59,5	Vérifiée	67,36%

Tableau IV.7. Déplacement inter étage sens Y-Y modèle initial.

Story	Elevation (m)	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he (mm)	Condition $\Delta k < 1\%he$	r%
Story17	54,91	151,502	3,5	530,257	19,117	30,6	Vérifiée	62,47%
Story16	51,85	146,04		511,14	21,791	30,6	Vérifiée	71,21%
Story15	48,79	139,814		489,349	24,9095	30,6	Vérifiée	81,40%
Story14	45,73	132,697		464,4395	27,944	30,6	Vérifiée	91,32%
Story13	42,67	124,713		436,4955	30,4745	30,6	Vérifiée	99,59%
Story12	39,61	116,006		406,021	31,122	30,6	Non vérifiée	101,71%
Story11	36,55	107,114		374,899	32,9035	30,6	Non vérifiée	107,53%
Story10	33,49	97,713		341,9955	34,4365	30,6	Non vérifiée	112,54%
Story9	30,43	87,874		307,559	35,602	30,6	Non vérifiée	116,35%
Story8	27,37	77,702		271,957	34,832	30,6	Non vérifiée	113,83%
Story7	24,31	67,75		237,125	35,3325	30,6	Non vérifiée	115,47%
Story6	21,25	57,655		201,7925	35,5915	30,6	Non vérifiée	116,31%
Story5	18,19	47,486		166,201	35,5775	30,6	Non vérifiée	116,27%
Story4	15,13	37,321		130,6235	33,3795	30,6	Non vérifiée	109,08%
Story3	12,07	27,784		97,244	31,3355	30,6	Non vérifiée	102,40%
Story2	9,01	18,831		65,9085	27,5485	30,6	Vérifiée	90,03%
Story1	5,95	10,96		38,36	38,36	59,5	Vérifiée	64,47%

Chapitre IV : Etude dynamique et Sismique d'RPA99 V2003.

Remarque :

Pour les déplacements inter étages qui dépassent les valeurs admissibles, on va ajouter des voiles de contreventement afin d'augmenter la rigidité latérale de la structure.

IV.4.6.4. Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003) [1]

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

Avec : N_d : l'effort normal maximal au l'effet de séisme.

B_c : l'aire la de section brute.

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit modèle initial.

Etage	Combinaison	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	v	Condition $v < 0,30$	r (%)
Story17	G+Q+Ex	71416,6	300	300	90000	30	0,026	Vérifiée	8,82%
Story16	G+Q+Ex	302611,9	300	300	90000		0,112	Vérifiée	37,36%
Story15	G+Q+Ex	411473,4	300	300	90000		0,152	Vérifiée	50,80%
Story14	G+Q+Ex	464437,6	300	300	90000		0,172	Vérifiée	57,34%
Story13	G+Q+Ex	503342,7	300	300	90000		0,186	Vérifiée	62,14%
Story12	G+Q+Ex	669685,8	350	350	122500		0,182	Vérifiée	60,74%
Story11	G+Q+Ex	759616,2	350	350	122500		0,207	Vérifiée	68,90%
Story10	G+Q+Ex	816198,9	350	350	122500		0,222	Vérifiée	74,03%
Story9	G+Q+Ex	874294,9	350	350	122500		0,238	Vérifiée	79,30%
Story8	G+Q+Ex	1067169,3	400	400	160000		0,222	Vérifiée	74,11%
Story7	G+Q+Ex	1141291,6	400	400	160000		0,238	Vérifiée	79,26%
Story6	G+Q+Ex	1207867,4	400	400	160000		0,252	Vérifiée	83,88%
Story5	G+Q+Ex	1337764	400	400	160000		0,279	Vérifiée	92,90%
Story4	G+Q+Ex	1661064,5	450	450	202500		0,273	Vérifiée	91,14%
Story3	G+Q+Ex	1916544,2	450	450	202500		0,315	Non vérifiée	105,16%
Story2	G+Q+Ex	2291849,7	450	450	202500		0,377	Non vérifiée	125,75%
Story1	G+Q+Ex	3432970,8	450	450	202500		0,565	Non vérifiée	188,37%

Remarque : Suite à l'analyse du premier modèle, il est nécessaire de passer à un deuxième modèle de calcul dans lequel les voiles de contreventement, indispensables au bon comportement structurel de l'ouvrage, seront introduits.

Si l'ajout de ces voiles ne permet pas de satisfaire aux exigences de stabilité et de résistance, une augmentation des sections des poteaux sera envisagée.

IV.4.7. 1^{er} Modèle (Modèle contreventé avec des voiles)

Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représenté sur la figure ci-dessus.

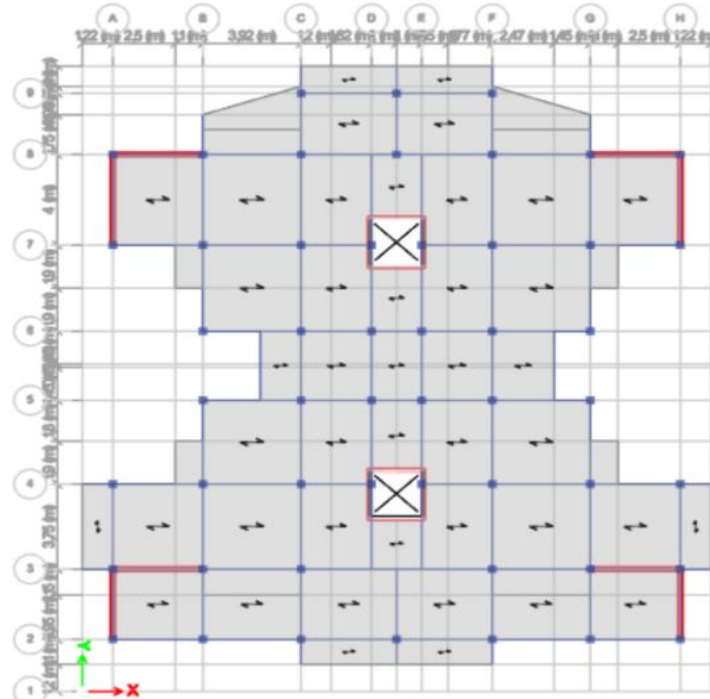


Figure IV.5. Vue en plan de 2^{ème} modèle.

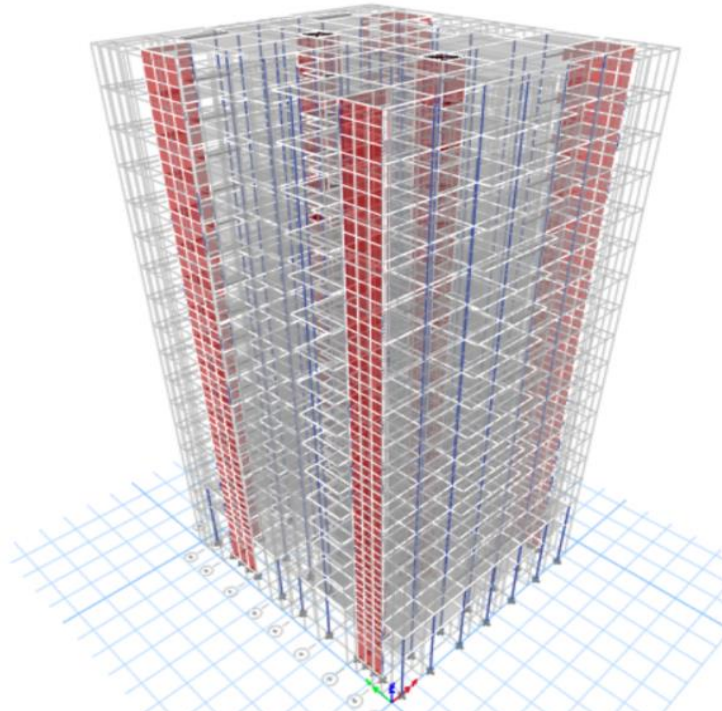


Figure IV.6. Vue en 3D de 2^{ème} modèle.

Tableau IV.9. Périodes et Facteurs de Participation Massique du 2^{ème} Modèle.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,7710	0,04860	0,61640	0,04860	0,61640	0,01310
2	1,7660	0,50830	0,06100	0,55690	0,67740	0,11740
3	1,4130	0,1330	0,00010	0,69000	0,67750	0,52600
4	0,5140	0,13410	0,00000	0,82400	0,67750	0,02830
5	0,4800	0,0000	0,17820	0,82400	0,85560	0,00000
6	0,3520	0,03170	0,000002234	0,85570	0,85560	0,15720
7	0,2410	0,0580	0,000002475	0,91370	0,85570	0,01270
8	0,2140	0,000004535	0,07330	0,91370	0,92900	0,000000531
9	0,1540	0,01190	5,927E-07	0,92560	0,92900	0,06730
10	0,1430	0,0310	0,000002927	0,95660	0,92900	0,00690
11	0,1250	0,000003839	0,03650	0,95660	0,96550	0,00000
12	0,0970	0,01640	0,000003062	0,97300	0,96550	0,00340

IV.4.7.1. L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale : $T = 1,771 \text{ sec}$.

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode [1] :

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 61,64% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 50,83% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

IV.4.7.2. Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003) [1]

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit de 2^{ème} modèle.

Etage	combinaison	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	ν	Condition $\nu < 0,3$	r (%)
Story17	G+Q+Ex	125317,8	300	300	90000	30	0,046	Vérifiée	15,47%
Story16	G+Q+Ex	278265,1	300	300	90000		0,103	Vérifiée	34,35%
Story15	G+Q+Ex	432558,6	300	300	90000		0,160	Vérifiée	53,40%
Story14	G+Q+Ex	588930	300	300	90000		0,218	Vérifiée	72,71%
Story13	G+Q+Ex	746723,9	300	300	90000		0,277	Vérifiée	92,19%
Story12	G+Q+Ex	915425,8	350	350	122500		0,249	Vérifiée	83,03%
Story11	G+Q+Ex	1091935,9	350	350	122500		0,297	Vérifiée	99,04%
Story10	G+Q+Ex	1269389,5	350	350	122500		0,345	Non vérifiée	115,14%
Story9	G+Q+Ex	1447175,8	350	350	122500		0,394	Non vérifiée	131,26%
Story8	G+Q+Ex	1635030,8	400	400	160000		0,341	Non vérifiée	113,54%
Story7	G+Q+Ex	1828652,2	400	400	160000		0,381	Non vérifiée	126,99%
Story6	G+Q+Ex	2020262,1	400	400	160000		0,421	Non vérifiée	140,30%
Story5	G+Q+Ex	2208964,3	400	400	160000		0,460	Non vérifiée	153,40%
Story4	G+Q+Ex	2401425,4	450	450	202500		0,395	Non vérifiée	131,77%
Story3	G+Q+Ex	2590015	450	450	202500		0,426	Non vérifiée	142,11%
Story2	G+Q+Ex	2780718	450	450	202500		0,458	Non vérifiée	152,58%
Story1	G+Q+Ex	2927802,2	450	450	202500		0,482	Non vérifiée	160,65%

Remarque : Puisque l'effort réduit n'a pas vérifié avec des poteaux (45× 45) **cm²**, on va garder la même disposition des voiles mais on augmente la section des poteaux ou l'effort normal n'est pas vérifié.

Chapitre IV : Etude dynamique et Sismique d'RPA99 V2003.

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit de 2^{ème} modèle après l'augmentation des poteaux.

Etage	combinaison	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	ν	Condition $\nu < 0,3$	r (%)
Story17	G+Q+Ex	125295	400	400	160000	30	0,026	Vérifiée	8,70%
Story16	G+Q+Ex	278364,7	400	400	160000		0,058	Vérifiée	19,32%
Story15	G+Q+Ex	432767	400	400	160000		0,090	Vérifiée	30,04%
Story14	G+Q+Ex	589272,3	450	450	202500		0,097	Vérifiée	32,31%
Story13	G+Q+Ex	747222,8	450	450	202500		0,123	Vérifiée	40,97%
Story12	G+Q+Ex	916257,7	450	450	202500		0,151	Vérifiée	50,23%
Story11	G+Q+Ex	1093284,8	500	500	250000		0,146	Vérifiée	48,53%
Story10	G+Q+Ex	1271380,1	500	500	250000		0,169	Vérifiée	56,42%
Story9	G+Q+Ex	1449947,4	500	500	250000		0,193	Vérifiée	64,32%
Story8	G+Q+Ex	1639041,8	550	550	302500		0,180	Vérifiée	60,06%
Story7	G+Q+Ex	1834402	550	550	302500		0,202	Vérifiée	67,17%
Story6	G+Q+Ex	2028200,7	550	550	302500		0,223	Vérifiée	74,21%
Story5	G+Q+Ex	2219618,9	600	600	360000		0,205	Vérifiée	68,18%
Story4	G+Q+Ex	2416067,8	600	600	360000		0,222	Vérifiée	74,12%
Story3	G+Q+Ex	2609037	600	600	360000		0,240	Vérifiée	79,94%
Story2	G+Q+Ex	2803608,5	650	650	422500		0,219	Vérifiée	73,13%
Story1	G+Q+Ex	2953556,9	650	650	422500		0,231	Vérifiée	77,00%

Les nouvelles sections adoptées après cette vérification de l'effort normal réduit de chaque section de poteau sont présentées ci-dessous :

Tableau IV.12 : Les nouvelles sections des poteaux.

Les niveaux	Les sections des poteaux (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étages	65x65
2 ^{ème} -4 ^{ème} étages	60x60
5 ^{ème} -7 ^{ème} étages	55x55
8 ^{ème} -10 ^{ème} étages	50x50
11 ^{ème} -13 ^{ème} étages	45x45
14 ^{ème} - 16 ^{ème} étages	40x40

IV.4.8. Modèle final

IV.4.8.1. L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale : $T = 1,543 \text{ sec}$.

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode [1] :

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,14% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 55,91% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Tableau IV.13. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,534	0,0002	0,6814	0,0002	0,6814	0,0001
2	1,528	0,5591	0,0003	0,5594	0,6817	0,1313
3	1,246	0,1334	0,00001235	0,6927	0,6817	0,5242
4	0,45	0,1303	0,0009	0,823	0,6826	0,027
5	0,425	0,0006	0,1706	0,8236	0,8532	0,0001
6	0,317	0,0312	0,000003816	0,8548	0,8532	0,1573
7	0,216	0,0563	0,0001	0,9111	0,8533	0,0119
8	0,196	0,0001	0,0744	0,9112	0,9277	0,00001033
9	0,142	0,0124	0,000002742	0,9236	0,9277	0,0688
10	0,13	0,0322	0,00004087	0,9558	0,9277	0,0075
11	0,117	0,00002428	0,0372	0,9558	0,9649	0,000000711
12	0,092	0,0171	3,74E-06	0,9739	0,965	0,0023

IV.4.8.2. Choix de système de contreventement « système 2, 4a et 4b »

Dans le cas de système de contreventement avec voile, RPA99/Version2003 [1] donne trois choix de système de contreventement (système 2, 4a et 4b).

Le premier critère qui différencie le système 2 au système 4a et 4b est la portance des voiles par rapport au charge verticale totale de la structure.

- Si $N_{voiles} / N_{totale} > 20\%$, implique système 2.
- Si $N_{voiles} / N_{totale} < 20\%$, implique système 4b ou 4a.

La différence entre le système 4a et 4b est que le système 4b est limité a une hauteur inferieur a 10 niveaux ou 33m, d'après paragraphe (2.2. Classification entre système de contreventement 2, 4a et 4b) qui cite : "les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales ", la figure (5.2) (figure 2 du paragraphe 2.2 classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b) qui représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2,4a et 4b.

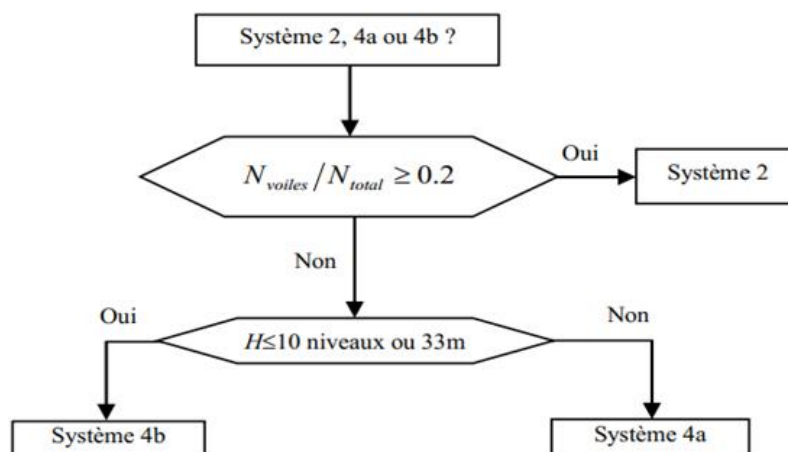


Figure IV.7. Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).

➤ **Cas d'étude :**

- **Vérification du premier critère :**

$$\frac{N_{Voile}}{N_{Totale}} = \frac{38019,253}{132293,11} = 28,74\% > 20\%$$

Donc on opte pour le choix du système de contreventement 2 : Systèmes contreventés par des voiles porteuses. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3,5.**

IV.4.8.3. Résultante des forces sismiques de calcul

-Poids total de la structure W [1] :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \Rightarrow \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,20$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

- Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule [1] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

$$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = 0,764 \geq 0,7$$

- La périodes empiriques [1] :

$$T_e = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$\text{- sens (x-x) : } T_x = \min (1,028; 1,009) = 1,009\text{sec}$$

$$\text{- sens (y-y) : } T_y = \min (0,939 ; 1,009) = 0,939\text{sec}$$

$$\text{Sens (x-x) : } T_{\text{analytique}} = 1,534\text{sec} > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,312\text{sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_{\text{analytique}} = 1,534\text{sec} > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,221\text{sec}$$

Donc la période T :

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = 1,312\text{sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = 1,221\text{sec}$$

$$\text{Avec : } T_2 = 0,5\text{s} \leq T_x = 1,312\text{sec} \leq 3\text{s}$$

$$T_2 = 0,5\text{s} \leq T_y = 1,221\text{sec} \leq 3\text{s}$$

Donc le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D_x = 1,004$$

$$D_y = 1,053$$

Chapitre IV : Etude dynamique et Sismique d'RPA99 V2003.

Tableau IV.14 : Calcul de l'effort tranchant a la base de modèle final.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)
X-X	0,3	1,004	1,1	3,5	121594,5186	11510,4845	9208,38763
Y-Y	0,3	1,053	1,1	3,5	121594,5186	12072,2512	9657,80098

Sens	Fx	Fy	Ft	Rx	Ry
X-X	7851,3542	8423,3872	11515,0864	0,799680291	0,838708512
Y-Y	7851,3542	8423,3872	11515,0864		

Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant a la base de modèle final.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	11515,0864	9208,38763	Vérifié
Sens Y-Y	11515,0864	9657,80098	Vérifié

IV.4.8.4. Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003) [1]

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit de modèle final.

Etage	combinaison	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	ν	Condition $\nu < 0,3$	r (%)
Story17	G+Q+Ex	140486,1	400	400	160000	30	0,029	Vérifiée	9,76%
Story16	G+Q+Ex	315231,9	400	400	160000		0,066	Vérifiée	21,89%
Story15	G+Q+Ex	490993,2	400	400	160000		0,102	Vérifiée	34,10%
Story14	G+Q+Ex	679011	450	450	202500		0,112	Vérifiée	37,26%
Story13	G+Q+Ex	874573,9	450	450	202500		0,144	Vérifiée	47,99%
Story12	G+Q+Ex	1073125,6	450	450	202500		0,177	Vérifiée	58,88%
Story11	G+Q+Ex	1283143	500	500	250000		0,171	Vérifiée	57,03%
Story10	G+Q+Ex	1499130,3	500	500	250000		0,2	Vérifiée	66,63%
Story9	G+Q+Ex	1716349,4	500	500	250000		0,229	Vérifiée	76,28%
Story8	G+Q+Ex	1942036,3	550	550	302500		0,214	Vérifiée	71,33%
Story7	G+Q+Ex	2170096	550	550	302500		0,239	Vérifiée	79,71%
Story6	G+Q+Ex	2395823	550	550	302500		0,264	Vérifiée	88,00%
Story5	G+Q+Ex	2624144,3	600	600	360000		0,243	Vérifiée	80,99%
Story4	G+Q+Ex	2848350,7	600	600	360000		0,264	Vérifiée	87,91%
Story3	G+Q+Ex	3063539,9	600	600	360000		0,284	Vérifiée	94,55%
Story2	G+Q+Ex	3276073,6	650	650	422500		0,258	Vérifiée	86,16%
Story1	G+Q+Ex	3471861,9	650	650	422500		0,274	Vérifiée	91,30%

IV.4.8.5. Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 v 2003 [1]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

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

$$\delta k = R * \delta eK$$

avec : δeK : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

Tableau IV.17 : Déplacement inter étage sens X-X de modèle final.

Story	Elevation (m)	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he(mm)	Condition $\Delta k < 1\%he$	r%
Story17	54,91	99,159	3,5	347,0565	17,346	30,6	Vérifiée	56,69%
Story16	51,85	94,203		329,7105	18,312	30,6	Vérifiée	59,84%
Story15	48,79	88,971		311,3985	19,4915	30,6	Vérifiée	63,70%
Story14	45,73	83,402		291,907	20,4855	30,6	Vérifiée	66,95%
Story13	42,67	77,549		271,4215	21,6265	30,6	Vérifiée	70,67%
Story12	39,61	71,37		249,795	22,6905	30,6	Vérifiée	74,15%
Story11	36,55	64,887		227,1045	23,3065	30,6	Vérifiée	76,17%
Story10	33,49	58,228		203,798	23,933	30,6	Vérifiée	78,21%
Story9	30,43	51,39		179,865	24,332	30,6	Vérifiée	79,52%
Story8	27,37	44,438		155,533	24,2795	30,6	Vérifiée	79,34%
Story7	24,31	37,501		131,2535	24,0205	30,6	Vérifiée	78,50%
Story6	21,25	30,638		107,233	23,1455	30,6	Vérifiée	75,64%
Story5	18,19	24,025		84,0875	21,4165	30,6	Vérifiée	69,99%
Story4	15,13	17,906		62,671	19,432	30,6	Vérifiée	63,50%
Story3	12,07	12,354		43,239	15,9565	30,6	Vérifiée	52,15%
Story2	9,01	7,795		27,2825	13,419	30,6	Vérifiée	43,85%
Story1	5,95	3,961		13,8635	13,8635	59,5	Vérifiée	23,30%

Le déplacement suivant x selon le RPA sont vérifiées.

Tableau IV.18 : Déplacement inter étage sens Y-Y de modèle final.

Story	Elevation(m)	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he(mm)	Condition $\Delta k < 1\%he$	r%
Story17	54,91	89,206		312,221	17,633	30,6	Vérifiée	57,62%
Story16	51,85	84,168		294,588	18,3155	30,6	Vérifiée	59,85%
Story15	48,79	78,935		276,2725	19,089	30,6	Vérifiée	62,38%
Story14	45,73	73,481		257,1835	19,719	30,6	Vérifiée	64,44%
Story13	42,67	67,847		237,4645	20,426	30,6	Vérifiée	66,75%
Story12	39,61	62,011		217,0385	21,042	30,6	Vérifiée	68,76%
Story11	36,55	55,999		195,9965	21,329	30,6	Vérifiée	69,70%
Story10	33,49	49,905	3,5	174,6675	21,574	30,6	Vérifiée	70,50%
Story9	30,43	43,741		153,0935	21,5845	30,6	Vérifiée	70,54%
Story8	27,37	37,574		131,509	21,2275	30,6	Vérifiée	69,37%
Story7	24,31	31,509		110,2815	20,671	30,6	Vérifiée	67,55%
Story6	21,25	25,603		89,6105	19,677	30,6	Vérifiée	64,30%
Story5	18,19	19,981		69,9335	18,116	30,6	Vérifiée	59,20%
Story4	15,13	14,805		51,8175	16,198	30,6	Vérifiée	52,93%
Story3	12,07	10,177		35,6195	13,797	30,6	Vérifiée	45,09%
Story2	9,01	6,235		21,8225	10,9235	30,6	Vérifiée	35,70%
Story1	5,95	3,114		10,899	10,899	59,5	Vérifiée	18,32%

Le déplacement suivant Y selon le RPA sont vérifiées.

IV.4.8.6. L'effet p-delta (Art 5.9 RPA99 V 2003) [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

Chapitre IV : Etude dynamique et Sismique d’RPA99 V2003.

Tableau IV.19 : Vérification de l’effet P- Δ sens X-X de modèle final.

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Condition $\theta < 0,1$	R
Story17	17,3460	3060	969,8907	5906,0591	0,03452	Vérifiée	34,52%
Story16	18,3120	3060	1902,2806	12230,9556	0,03848	Vérifiée	38,48%
Story15	19,4915	3060	2644,1733	18555,8522	0,04470	Vérifiée	44,70%
Story14	20,4855	3060	3265,9295	25075,5898	0,05140	Vérifiée	51,40%
Story13	21,6265	3060	3799,6872	31595,3274	0,05877	Vérifiée	58,77%
Story12	22,6905	3060	4247,8504	38115,0649	0,06653	Vérifiée	66,53%
Story11	23,3065	3060	4643,0798	44854,4385	0,07358	Vérifiée	73,58%
Story10	23,9330	3060	5018,9263	51593,8121	0,08040	Vérifiée	80,40%
Story9	24,3320	3060	5381,1354	58333,1856	0,08620	Vérifiée	86,20%
Story8	24,2795	3060	5735,3414	65293,1537	0,09033	Vérifiée	90,33%
Story7	24,0205	3060	6087,3713	72253,1218	0,09317	Vérifiée	93,17%
Story6	23,1455	3060	6430,8545	79213,0898	0,09317	Vérifiée	93,17%
Story5	21,4165	3060	6758,599	86466,0970	0,08954	Vérifiée	89,54%
Story4	19,4320	3060	7064,0513	93841,1987	0,08436	Vérifiée	84,36%
Story3	15,9565	3060	7341,0911	101217,0504	0,07190	Vérifiée	71,90%
Story2	13,4190	3060	7607,7206	109717,5051	0,06324	Vérifiée	63,24%
Story1	13,8635	5950	7851,3542	121594,5186	0,03608	Vérifiée	36,08%

Tableau IV.20 : Vérification de l’effet P- Δ sens Y-Y de modèle final.

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Condition $\theta < 0,1$	r
Story17	17,6330	3060	1091,9869	5733,5336	0,03260	Vérifiée	32,60%
Story16	18,3155	3060	2105,7383	11879,0196	0,03612	Vérifiée	36,12%
Story15	19,0890	3060	2880,4615	18203,9162	0,04148	Vérifiée	41,48%
Story14	19,7190	3060	3485,0383	24528,8128	0,04776	Vérifiée	47,76%
Story13	20,4260	3060	3976,308	30853,7094	0,05432	Vérifiée	54,32%
Story12	21,0420	3060	4401,9258	37373,4469	0,06043	Vérifiée	60,43%
Story11	21,3290	3060	4781,8359	43893,1845	0,06646	Vérifiée	66,46%
Story10	21,5740	3060	5127,2706	50412,9221	0,07185	Vérifiée	71,85%
Story9	21,5845	3060	5468,8369	57152,2956	0,07576	Vérifiée	75,76%
Story8	21,2275	3060	5827,2723	63891,6692	0,07853	Vérifiée	78,53%
Story7	20,6710	3060	6194,546	70631,0428	0,07953	Vérifiée	79,53%
Story6	19,6770	3060	6561,324	77614,8294	0,07842	Vérifiée	78,42%
Story5	18,1160	3060	6917,7432	84598,6159	0,07577	Vérifiée	75,77%
Story4	16,1980	3060	7253,8545	91582,4025	0,07079	Vérifiée	70,79%
Story3	13,7970	3060	7567,2238	98835,4097	0,06265	Vérifiée	62,65%
Story2	10,9235	3060	7860,2102	106911,3248	0,05276	Vérifiée	52,76%
Story1	10,8990	5950	8102,383	117947,3858	0,02947	Vérifiée	29,47%

IV.4.8.7. Justification de choix de coefficient de comportement R [1]

Dans le système de contreventement constitué par des voiles porteuses en béton armé (système 2) ainsi définie par "RPA99 version 2003" [1].

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Système 2 : $N_d \text{ voiles} \geq 0,2N_d \text{ structure}$

$$V_E \text{ voiles} \cong V_E$$

Tableau IV.21 : Justification de choix de R de modèle final.

sens	ST (kN)	Voile(kN)	Portique(kN)	Voile%	Portique %
Ex	9501,4717	7315,8576	2243,8	77,00%	23,62%
Ey	10193,5451	7832,8888	2366,7	76,84%	23,22%
W	117078,482	26732,2282	90346,3	22,83%	77,17%

IV.9. CONCLUSION

Ce chapitre traite de l'analyse dynamique des structures en zone sismique, conformément au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003. Après avoir présenté les objectifs de l'étude dynamique, la modélisation de la structure a été réalisée avec le logiciel ETABS, en prenant en compte la masse, la rigidité et les conditions aux limites.

Plusieurs méthodes d'analyse sismique ont été comparées, et la méthode modale spectrale a été retenue, étant plus adaptée aux irrégularités du bâtiment étudié. Les résultats ont permis de vérifier les périodes propres, les déplacements inter-étages, l'effort normal réduit, et l'effet P- Δ . L'ajout de voiles de contreventement et l'augmentation des sections des poteaux ont permis de satisfaire toutes les exigences réglementaires.

L'étude démontre l'importance de la modélisation numérique et du choix du système de contreventement pour garantir la stabilité et la sécurité d'une structure en zone sismique.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 V2003.

V.1. INTRODUCTION

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage (Poteaux, Poutres, Voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA99/ Version 2003 Les règles RPA99/ Version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1. Contraintes.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1,15	1	30	22,17	500	500

V.2.1. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

• **Selon CBA93 [3] :**

• **ELU** : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

• **ELS** : Situation durable : $G + Q$ (2)

• **Selon le RPA 99/Version 2003 [1] situation accidentelle (article 5.2) :**

• $G + Q \pm E$ (1)

• $0.8G \pm E$ (2)

Avec : • G: Charges permanentes.

• Q: Charge d'exploitation.

• E: Action du séisme.

V.2.2. Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants

- 1^{er} cas : $N_{\max}$ et M correspondant
- 2^{ème} cas : $N_{\min}$ et M correspondant
- 3^{ème} cas : $M_{\max}$ et N correspondant

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Recommandations du RPA99/ Version 2003 [1]

D'après le RPA99/version 2003 [1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- Leur pourcentage minimal est de : 0,9% (zone III)

- Leur pourcentage maximal est de : 3% en zone courante

6% en zone recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ (zone III)

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

• S_t : espacement des armatures transversales.

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min (10\phi_l ; 15cm)$ (zone III)

- **Zone courante** : $S_t \leq 15\phi_l$

Avec ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Les résultats obtenus : Nous avons retenu six (6) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux des poteaux de 65x65 aux niveaux de RDC et 1^{er} étage ; poteaux de 60x60 aux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

niveaux 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages ; poteaux de 55x55 aux niveaux 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étages ; poteaux de 50x50 aux niveaux 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étages ; poteaux de 45x45 aux niveaux 11^{ème}, 12^{ème} et 13^{ème} étages ; poteaux de 40x40 aux niveaux 14^{ème}, 15^{ème} et 16^{ème} étages.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel à savoir ETABS :

Tableau V.2. Les zones des sections.

ZONE	Etages	La section (cm ²)
Zone I	RDC et 1 ^{er} étages	65X65
Zone II	2 ^{ème} -4 ^{ème} étages	60X60
Zone III	5 ^{ème} -7 ^{ème} étages	55X55
Zone IV	8 ^{ème} -10 ^{ème} étages	50X50
Zone V	11 ^{ème} -13 ^{ème} étages	45X45
Zone VI	14 ^{ème} et 16 ^{ème} étages	40X40

V.2.2.1. Ferrailage longitudinale des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés par logiciel **ETABS V18**.

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu après comparaison entre le ferrailage donné par le logiciel « SOCOTEC » et le minimum exigé par le RPA.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections, qui donne des résultats par face.

V.2.2.1.1. Situation durable :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$) :

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux avec $N_{\max}$ et M_{cor} SDT.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$N_{\max}$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
I	65X65	-1998,52	25,72	SEC	0	0	38,03
II	60X60	-1548,36	11,90	SEC	0	0	32,40
III	55X55	-1138,19	13,84	SEC	0	0	27,23
IV	50X50	-756,13	17,66	SEC	0	0	22,50
V	45X45	-402,33	19,64	SEC	0	0	18,23
VI	40X40	-73,73	26,66	SPC	0,88	0	14,40

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$) :

Tableau V.4. Ferrailage des poteaux avec $N_{\min}$ et M_{cor} SDT.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	N ^{min} (KN)	M ^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} RPA (cm ²)
I	65X65	-3162,49	-0,44	SEC	0	0	38,02
II	60X60	-2720,15	-29,74	SEC	0	0	32,40
III	55X55	-2127,29	-23,45	SEC	0	0	27,23
IV	50X50	-1562,13	-24,76	SEC	0	0	22,50
V	45X45	-1021,12	-24,92	SEC	0	0	18,23
VI	40X40	-497,61	-23,35	SEC	0	0	14,40

- Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$) :

Tableau V.5. Ferrailage des poteaux avec $M_{\max}$ et N_{cor} SDT.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	Mmax (KN)	Ncorr (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin RPA (cm ²)
I	65X65	51,23	-2443,61	SEC	0	0	38,03
II	60X60	32,92	-1879,51	SEC	0	0	32,40
III	55X55	38,17	-1420,63	SEC	0	0	27,23
IV	50X50	43,78	-958,50	SEC	0	0	22,50
V	45X45	46,61	-531,19	SEC	0	0	18,23
VI	40X40	49,60	-140,21	SPC	1,72	0	14,40

V.2.2.1.2. Situation accidentelle

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$) :

Tableau V.6. Ferrailage des poteaux avec $N_{\max}$ et M_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin RPA (cm ²)
I	65X65	121,61	24,43	SET	2,16	0,28	38,03
II	60X60	168,06	26,24	SET	2,80	0,56	32,40
III	55X55	126,70	38,02	SPC	3,01	0	27,23
IV	50X50	47,71	39,78	SPC	2,39	0	22,50
V	45X45	-14,77	35,66	SPC	1,71	0	18,23
VI	40X40	-11,05	39,69	SPC	2,29	0	14,40

- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$) :

Tableau V.7. Ferrailage des poteaux avec $N_{\min}$ et M_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
I	65X65	-3715,90	-131,50	SEC	0	0	38,03
II	60X60	-3295,59	-102,28	SEC	0	0	32,40
III	55X55	-2568,04	-101,30	SEC	0	0	27,23
IV	50X50	-1834,35	-90,31	SEC	0	0	22,50
V	45X45	-1140,59	-76,18	SEC	0	0	18,23
VI	40X40	-517,33	-59,22	SEC	0	0	14,40

- Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$) :

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux avec $M_{\max}$ et N_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$M_{\max}$ (KN)	N_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\min}$ RPA (cm ²)
I	65X65	204,63	-753,28	SEC	0	0	38,03
II	60X60	243,73	-1278,27	SEC	0	0	32,40
III	55X55	255,84	-935,74	SPC	1,74	0	27,23
IV	50X50	240,91	-613,94	SPC	5,67	0	22,50
V	45X45	205,73	-417,58	SPC	7,36	0	18,23
VI	40X40	165,41	-46,91	SPC	10,24	0	14,40

V.2.2.2. Choix des armatures

Le choix des armatures doit être à la fois économique ; réalisable et cohérent ; et on doit respecter la symétrie dans la section ; pour cela on adopte le choix suivant :

Tableau V.9. Choix des armatures pour les poteaux.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adpt} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z.C) (cm ²)	As ^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
I	65X65	2,16	3T20+2T16	13,44	38,03	144	324	8T20+8T16	41,21
II	60X60	2,80	3T20+2T14	10,96	32,40	121	272,25	8T20+8T14	37,44
III	55X55	3,01	2T20+2T16	10,30	27,23	100	225	4T20+8T16	28,65
IV	50X50	5,67	2T20+2T16	10,30	22,50	81	182,25	4T20+8T16	28,65
V	45X45	7,36	2T20+2T16	10,30	18,23	64	144	4T20+8T16	28,65
VI	40X40	10,24	2T20+2T16	10,30	14,40	49	110,25	4T20+8T16	28,65

V.2.2.3. Vérifications à l'ELS [3]

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous (N_{ser} ; M_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Béton :

$$-\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18\text{Mpa}$$

Acier :

$$-\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

- **Fissuration peu préjudiciable :** Pas de vérification.
- **Fissuration préjudiciable :** $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$
- **Fissuration très préjudiciable :** $\overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$-\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\} = \min \{ 250 ; \max (333,33\text{MPa} ; 215,56\text{MPa}) \}$$

$$-\overline{\sigma}_s = 250\text{MPa}.$$

La Position de l'axe neutre y : $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot (A_s + A_s') \cdot y - n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot c') = 0$

Le Moment d'inertie I : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s' \cdot (y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau V.10. Vérification à ELS avec N^{max} et M^{cor} .

Zone des poteaux	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	$A_{s^{adpt}}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
I	65X65	-1467,16	18,83	41,21	25,18	1032190,88	0,46	9,12	Vérifiée
II	60X60	-1136,70	8,67	37,44	23,78	781826,56	0,26	5,03	Vérifiée
III	55X55	-835,44	10,07	28,65	21,08	518840,30	0,41	8,28	Vérifiée
IV	50X50	-554,93	12,87	28,65	20,52	401542,50	0,66	11,77	Vérifiée
V	45X45	-295,25	14,32	28,65	19,86	300757,21	0,95	14,75	Vérifiée
VI	40X40	-54,16	19,48	28,65	19,07	215644,91	1,72	22,94	Vérifiée

- N_{ser}^{min} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau V.11. Vérification à ELS avec N^{min} et M^{cor} .

Zone des poteaux	Section (cm ²)	N^{min} (KN)	M^{cor} (KN.m)	$A_{s^{adpt}}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
I	65X65	-2315,33	-0,35	41,21	25,18	1032190,88	0,01	0,17	Vérifiée
II	60X60	-1989,26	-21,78	37,44	23,78	781826,56	0,66	12,63	Vérifiée
III	55X55	-1555,24	-17,39	28,65	21,08	518840,30	0,71	14,29	Vérifiée
IV	50X50	-1141,84	-18,36	28,65	20,52	401542,50	0,94	16,79	Vérifiée
V	45X45	-746,37	-18,47	28,65	19,86	300757,21	1,22	19,03	Vérifiée
VI	40X40	-363,85	-17,30	28,65	19,07	215644,91	1,53	20,37	Vérifiée

- M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{corr} :

Tableau V.12. Vérification des poteaux à ELS avec (M^{max} ; N^{corr}).

Zone des poteaux	Section (cm ²)	M^{max} (KN)	N^{corr} (KN.m)	$A_{s^{adpt}}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
I	65X65	37,38	-1793,32	41,21	25,18	1032190,88	0,91	18,10	Vérifiée
II	60X60	24,01	-1378,99	37,44	23,78	781826,56	0,73	13,92	Vérifiée
III	55X55	27,80	-1039,23	28,65	21,08	518840,30	1,13	22,86	Vérifiée
IV	50X50	31,92	-701,20	28,65	20,52	401542,50	1,63	29,20	Vérifiée
V	45X45	34,00	-388,74	28,65	19,86	300757,21	2,25	35,03	Vérifiée
VI	40X40	36,21	-103,03	28,65	19,07	215644,91	3,20	42,64	Vérifiée

Conclusion : Pour les poteaux les conditions de vérification à L'ELS sont vérifiées.

V.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant [3]

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- 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 [3] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{a}$$

λ : est l'élancement géométrique du poteau

L_f : longueur du flambement du Poteau.

a : dimension de la section droite du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	11,15	0,029	9,15	0,075	2,25	3	Vérifiée
1 ^{er}	65X65	22,31	0,058	3,29	0,040	1,20	3	Vérifiée
2 ^{eme} - 4 ^{eme}	60X60	21,62	0,067	3,57	0,040	1,20	3	Vérifiée
4 ^{eme} - 7 ^{eme}	55X55	25,61	0,094	3,89	0,040	1,20	3	Vérifiée
8 ^{eme} -10 ^{eme}	50X50	21,61	0,096	4,28	0,040	1,20	3	Vérifiée
11 ^{eme} -13 ^{eme}	45X45	31,60	0,173	4,76	0,040	1,20	3	Vérifiée
14 ^{eme} -16 ^{eme}	40X40	36,64	0,255	5,36	0,075	2,25	3	Vérifiée

V.2.2.5. Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93 [3]** et celles du **RPA99 version 2003[1]** ; elles sont données comme suit :

* Selon CBA 93 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 [1] :

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14. Espacements maximums selon RPA99.

ZONE	Section (cm ²)	Choix	St (cm)	
			Z.C	Z.R
I	65X65	8T20+8T16	10	15
II	60X60	8T20+8T14	10	15
III	55X55	4T20+8T16	10	15
IV	50X50	4T20+8T16	10	15
V	45X45	4T20+8T16	10	15
VI	40X40	4T20+8T16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 15. Choix des armatures transversales des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g	ρ_a	Tu (KN)	At/St RPA (cm ² /m)	(At/St.b) min	(At/St) min (cm ² /m)	At(cm ²) ZN St=10cm	At(cm ²) ZC St=15cm	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	5,95	9,15	2,5	11,15	0,86	0,3%	19,50	1,95	2,93	8T10	6,28
1 ^{er}	65X65	2,14	3,29	3,75	22,31	2,57	0,73%	47,45	4,75	7,12	8T10	6,28
2 ^{eme} - 4 ^{eme}	60X60	2,14	3,57	3,75	21,62	2,67	0,66%	39,60	3,96	5,94	8T10	6,28
5 ^{eme} - 7 ^{eme}	55X55	2,14	3,89	3,75	25,61	3,49	0,58%	31,90	3,19	4,78	6T10	4,71
8 ^{eme} - 10 ^{eme}	50X50	2,14	4,28	3,75	21,61	3,24	0,48%	24,00	2,40	3,60	6T10	4,71
11 ^{eme} - 13 ^{eme}	45X45	2,14	4,76	2,5	31,60	3,51	0,36%	16,20	1,62	2,43	6T8	3,02
14 ^{eme} - 16 ^{eme}	40X40	2,14	5,36	2,5	36,64	4,58	0,3%	12,00	1,20	1,80	6T8	3,02

V.2.2.6. Longueur de recouvrement [1]

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50 \times \phi$ en zone III. (Article 7.4.2.1 RPA 2003).

Pour :

- $\phi = 20\text{mm} \Rightarrow L_r = 100\text{cm}$

V.2.2.7. Schéma de ferrailage :

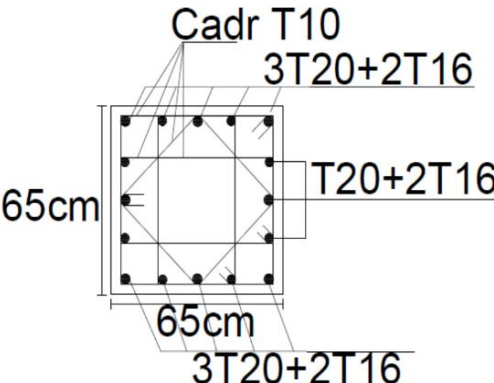
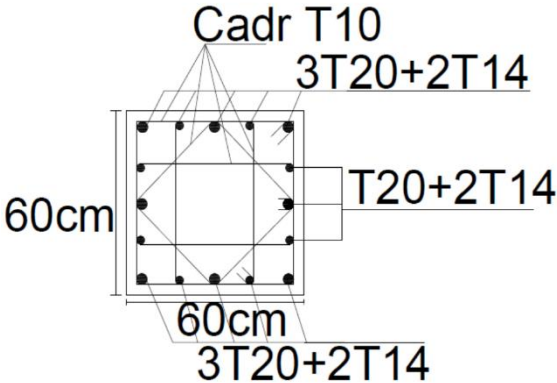
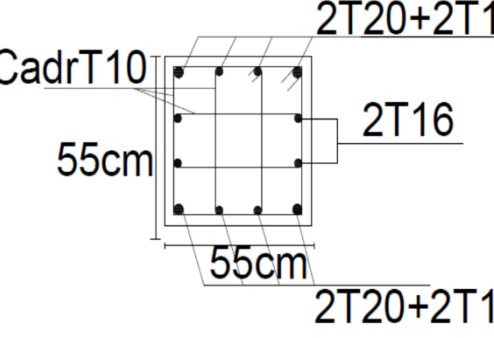
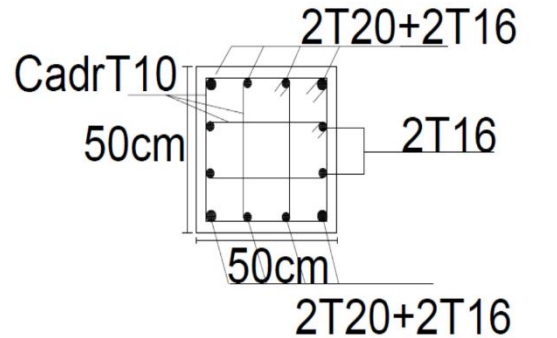
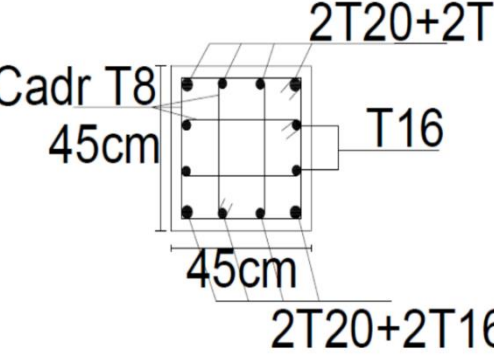
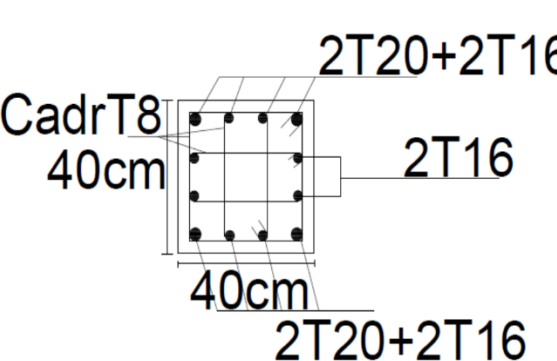
 Cadr T10 3T20+2T16 65cm 65cm 3T20+2T16 T20+2T16	 Cadr T10 3T20+2T14 60cm 60cm 3T20+2T14 T20+2T14
Ferrailage Poteau 65x65	Ferrailage Poteau 60x60
 Cadr T10 2T20+2T16 55cm 55cm 2T20+2T16 2T16	 Cadr T10 2T20+2T16 50cm 50cm 2T20+2T16 2T16
Ferrailage Poteau 55x55	Ferrailage Poteau 50x50
 Cadr T8 2T20+2T16 45cm 45cm 2T20+2T16 T16	 Cadr T8 2T20+2T16 40cm 40cm 2T20+2T16 2T16
Ferrailage Poteau 45x45	Ferrailage Poteau 40x40

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple. On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
 - Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$; $0,8G\pm E$
 - Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1$; $f_e = 500\text{MPa}$

V.3.1. Recommandation du « 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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens X-X 30x40.
- Sens Y-Y 30x40.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

V.3.2.1. Sens porteuse $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

a. Poutre porteuse d'usage de service :

Tableau V.16. Calcul les sections d'armature de service les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	37,78	2,49	0	6
		Appuis	-45,48	0	3,02	6
	Accidentelle	Travée	154,41	9,56	0	6
		Appuis	-161,23	0	10,04	6

Tableau V.17. Calcul les sections d'armature de service les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	2,52	0,16	0	6
		Appuis	-5,04	0	0,32	6
	Accidentelle	Travée	5,78	0,32	0	6
		Appuis	-10,53	0	0,59	6

b. Poutre porteuse d'usage d'habitation :

Tableau V.18. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	39,33	2,59	0	6
		Appuis	-100,99	0	7,06	6
	Accidentelle	Travée	196,65	12,64	0	6
		Appuis	-197,99	0	12,74	6

Tableau V.19. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	2,69	0,17	0	6
		Appuis	-5,77	0	0,37	6
	Accidentelle	Travée	10,53	0,59	0	6
		Appuis	-14,44	0	0,81	6

c. Poutre porteuse de la terrasse :

Tableau V.20. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M ^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	38,79	2,56	0	6
		Appuis	-91,48	0	6,33	6
	Accidentelle	Travée	83,04	4,87	0	6
		Appuis	-142,92	0	8,76	6

Tableau V.21. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M ^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	2,39	0,15	0	6
		Appuis	-8,47	0	0,54	6
	Accidentelle	Travée	13,72	0,77	0	6
		Appuis	-24,48	0	1,38	6

V.3.2.2. Sens non porteuse b x h = (30 x 40) cm²

a. Poutre non porteuse d'usage de service :

Tableau V.22. Calcul les sections d'armateur de service les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M ^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	13,45	0,87	0	6
		Appuis	-25,90	0	1,69	6
	Accidentelle	Travée	105,51	6,29	0	6
		Appuis	-112,72	0	6,75	6

Tableau V.23. Calcul les sections d'armateur de service les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M ^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	0,46	0,03	0	6
		Appuis	-1,05	0	0,07	6
	Accidentelle	Travée	7,75	0,43	0	6
		Appuis	-7,87	0	0,44	6

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

b. Poutre non porteuse d'usage d'habitation :

Tableau V.24. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	48,06	3,19	0	6
		Appuis	-84,81	0	5,83	6
	Accidentelle	Travée	235,26	15,73	0	6
		Appuis	-248,71	0	16,88	6

Tableau V.25. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	15,19	0,98	0	6
		Appuis	-10,78	0	0,69	6
	Accidentelle	Travée	36,47	2,07	0	6
		Appuis	-38,97	0	2,22	6

c. Poutre non porteuse de la terrasse :

Tableau V.26. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	41,07	2,71	0	6
		Appuis	-67,45	0	4,56	6
	Accidentelle	Travée	129,09	7,83	0	6
		Appuis	-168,97	0	10,59	6

Tableau V.27. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	3,63	0,23	0	6
		Appuis	-21,77	0	1,42	6
	Accidentelle	Travée	28,94	1,64	0	6
		Appuis	-54,87	0	3,16	6

V.3.3. Choix de ferrailage

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

$$A_s \min = 0,5\% \times b \times d$$

$$A_s \max = 4\% \times b \times d \text{ en zone courante.}$$

$$A_s \max = 6\% \times b \times d \text{ en zone nodal.}$$

Tableau V.28. Choix de ferrailage des poutres.

Usages	Section (cm ²)	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} RPA (cm ²)	A_s^{max} Z.C (cm ²)	A_s^{max} Z.N (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)
Service	P.P (30x40)	Travée	9,56	6	48	72	3T16+3T14	10,65
		Appuis	10,04	6	48	72	3T16+3T14	10,65
	P.N.P (30x40)	Travée	6,29	6	48	72	5T14	7,70
		Appuis	6,75	6	48	72	5T14	7,70
Habitation	P.P (30x40)	Travée	12,64	6	48	72	3T20+3T14	14,02
		Appuis	12,74	6	48	72	3T20+3T14	14,02
	P.N.P (30x40)	Travée	15,73	6	48	72	5T20+T16	17,72
		Appuis	16,88	6	48	72	5T20+T16	17,72
Terrasse	P.P (30x40)	Travée	4,87	6	48	72	5T14	7,70
		Appuis	8,76	6	48	72	6T14	9,24
	P.N.P (30x40)	Travée	7,83	6	48	72	3T16+2T14	9,11
		Appuis	10,59	6	48	72	3T16+3T14	10,65

V.3.4. Vérifications à l'ELS [3]

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous (N_{ser} ; M_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Béton :

$$-\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{Mpa}$$

Acier :

$$-\sigma_s = \frac{n * M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

Fissuration peu préjudiciable : Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.29. Vérification des contraintes des P.P (sans voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	27,73	13,50	105473,64	3,55	88,72	Vérifiée
	Appuis	-33,15	13,50	105473,64	4,24	106,07	
Habitation	Travée	28,17	14,36	128232,10	3,15	71,31	Vérifiée
	Appuis	-72,60	14,36	128232,10	8,13	183,77	
Terrasse	Travée	28,32	12,11	83684,26	4,10	121,29	Vérifiée
	Appuis	-66,87	13,05	95227,18	9,16	241,75	

Tableau V.30. Vérification des contraintes des P.P (avec voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	1,83	13,50	105473,64	0,23	5,86	Vérifiée
	Appuis	-3,66	13,50	105473,64	0,47	11,71	
Habitation	Travée	1,96	14,36	128232,10	0,22	4,96	Vérifiée
	Appuis	-4,23	14,36	128232,10	0,47	10,71	
Terrasse	Travée	1,75	12,11	83684,26	0,25	7,50	Vérifiée
	Appuis	-6,22	13,05	95227,18	0,85	22,49	

Tableau V.31. Vérification des contraintes des P.N.P (avec voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	0,34	12,11	83684,26	0,05	1,46	Vérifiée
	Appuis	-0,77	12,11	83684,26	0,11	3,30	
Habitation	Travée	11,16	15,75	148059,78	1,19	22,59	Vérifiée
	Appuis	-7,86	15,75	148059,78	0,84	16,12	
Terrasse	Travée	2,62	12,66	94726,63	0,35	9,68	Vérifiée
	Appuis	-15,84	13,50	105473,64	2,03	50,68	

Tableau V.32. Vérification des contraintes des P.N.P (sans voile).

Usage	Position	M ^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Service	Travée	9,80	12,11	83684,26	1,42	41,97	Vérifiée
	Appuis	-19,02	12,11	83684,26	2,75	81,46	
Habitation	Travée	35,10	15,75	148059,78	3,73	72,00	Vérifiée
	Appuis	-62,04	15,75	148059,78	6,60	127,27	
Terrasse	Travée	29,30	12,66	94726,63	3,92	108,27	Vérifiée
	Appuis	-49,07	13,50	105473,64	6,28	157,00	

Conclusion : Pour les poteaux L'ELS est vérifié.

V.3.5. Vérification de l'effort tranchant [3]

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : • T_u : L'effort tranchant.

- 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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable (selon le CBA 93).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.33. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Usage	Cas	T _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Service	P.P	90,66	0,84	3	Vérifiée
	P.N.P	51,98	0,48	3	
Habitation	P.P	107,58	1,01	3	Vérifiée
	P.N.P	74,63	0,69	3	
Terrasse	P.P	107,28	1,00	3	Vérifiée
	P.N.P	59,53	0,55	3	

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

- Selon le CBA 93 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad (\text{Art 7.5.2.2 page 66 RPA 99(V2003)}) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.34. Calcul des armatures transversales.

	Section	Tu (KN)	Tu (MPa)	BAEL	RPA		St ^{adpt} (cm)		At (cm ²)	Choix	At ^{choise} (cm ²)
				St(cm)	St ^{Z.N} (cm)	St ^{Z.C} (cm)	Z.N	Z.C			
P.P	30x40	107,58	1,01	32,40	19,20	20	10	15	1,35	4T8	2,01
P.N.P	30x40	74,63	0,69	32,40	20	20	10	15	1,35	4T8	2,01

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales [1]

$L_r = 50\varnothing$ (zone III). (Art 7.5.2.1 page 65 RPA 99 version 2003)

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

V.3.2.8. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

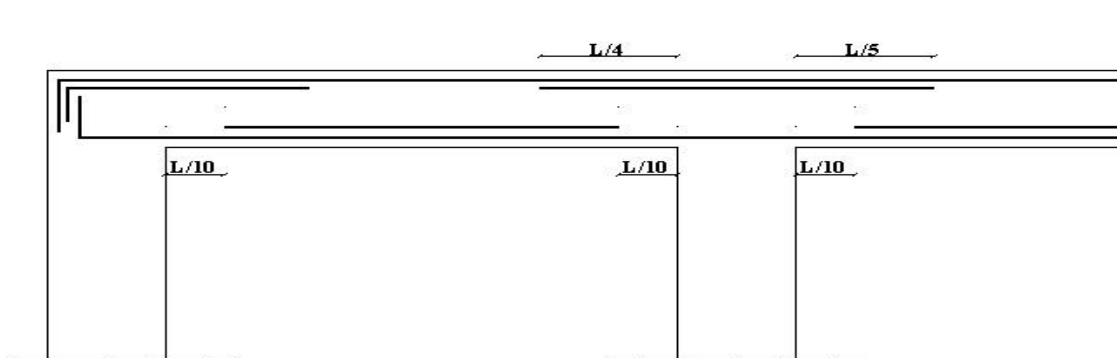


Figure V.7. Arrêt des barres.

V.3.8. Vérification de la flèche [3]

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- $f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$

$$\bullet \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

Et :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5\text{m}$$

On a: **P.P** : $L = 4\text{m} > 5\text{m}$ don c: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,8\text{cm} = 8\text{mm}$

P.N.P : $L = 3,92\text{m} > 5\text{m}$ don c: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,784\text{cm} = 7,84\text{mm}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right.$$

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

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 34179,56\text{MPa}$; $E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,18\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.35. Vérification de la flèche des poutres.

Usage	Cas	Section (cm ²)	Mser (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	σs (MPa)	δ	λi	λv
Service	P.P	30 x 40	27,73	10,65	6,03	72,33	0,009	2,43	0,97
	P.N.P	30 x 40	9,80	7,70	4,62	35,35	0,007	3,37	1,35
Habitation	P.P	30 x 40	28,17	14,02	9,42	55,81	0,013	1,85	0,74
	P.N.P	30 x 40	35,10	17,72	9,42	55,02	0,016	1,46	0,59
Terrasse	P.P	30 x 40	28,32	7,70	4,62	102,16	0,007	3,37	1,35
	P.N.P	30 x 40	29,30	9,11	6,03	89,34	0,008	2,85	1,14

V.3.9. Schéma de ferrailage

Usage	Cas	μ	I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _r (cm)	Obs
Service	P.P	0,2004	224051,2	165648,36	187469,94	0,08	0,21	0,13	Vérifié
	P.N.P	0,2323	207308,8	1046117,2	301674,04	0,004	0,044	0,04	Vérifié
Habitation	P.P	0,2070	250009,6	198822,19	216781,47	0,07	0,18	0,11	Vérifié
	P.N.P	0,3013	264217,6	20173218	224619,91	0,08	0,21	0,13	Vérifié
Terrasse	P.P	0,2096	207308,8	133710,75	161683,62	0,10	0,25	0,15	Vérifié
	P.N.P	0,2243	218137,6	146476,23	173778,32	0,09	0,23	0,14	Vérifié

V.3.9.1 Schéma de ferrailage des poutres porteuses

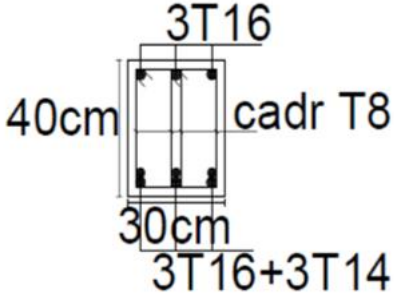
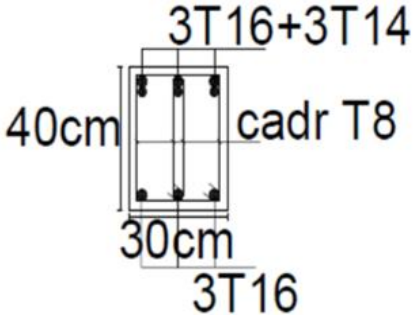
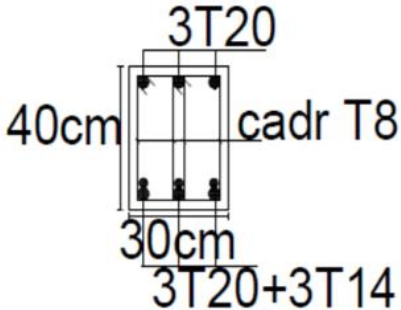
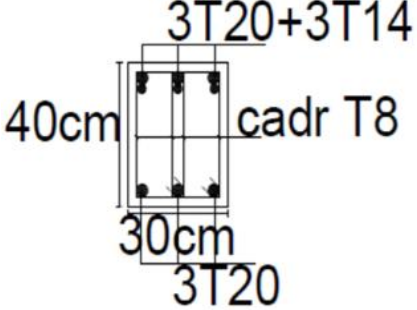
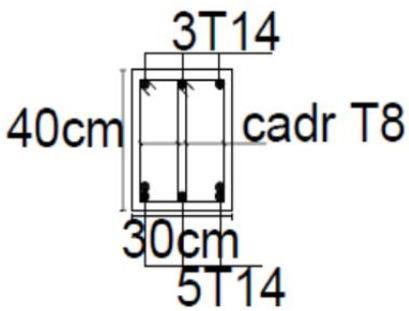
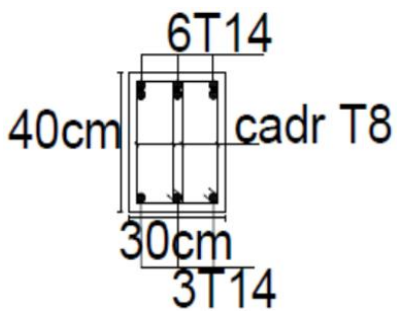
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse de service	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse d'Habitation	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse de la terrasse	

Figure V.2 : Ferrailage des poutres porteuses

V.3.9.2 Schéma de ferrailage des poutres non porteuses

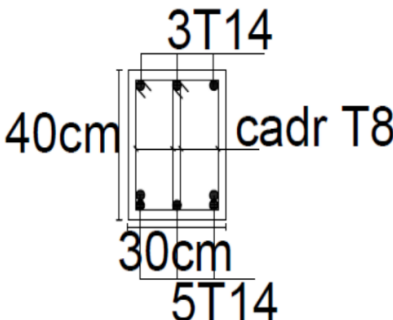
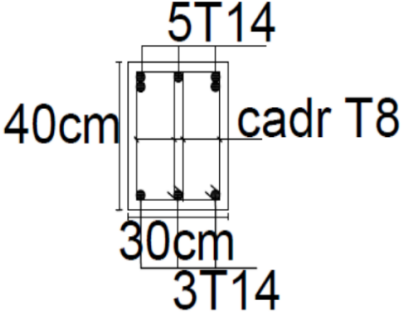
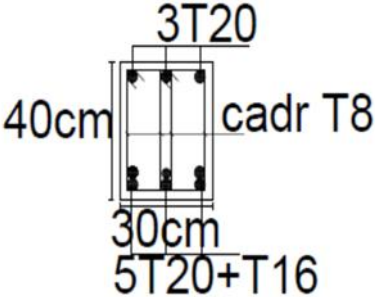
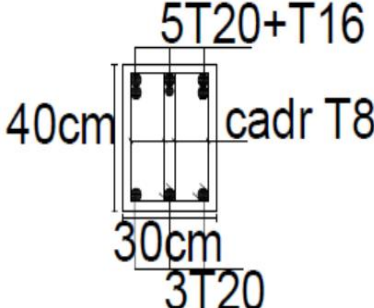
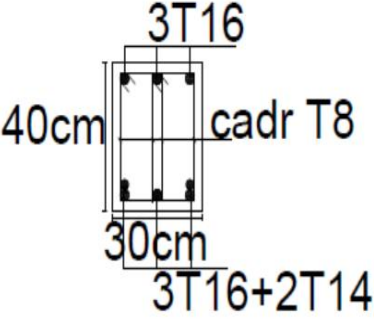
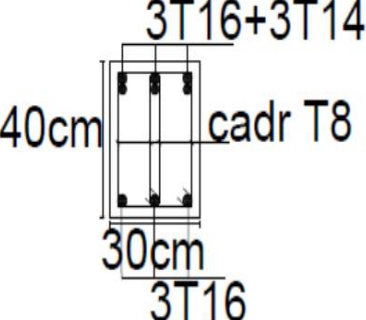
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse de service	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse d'habitation	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse de la terrasse	

Figure V.3. Ferrailage des poutres non porteuses

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement RPA2003 et les vérifications selon le règlement CBA93.

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme ;
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des efforts.

V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types de construction en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portique, appelé contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol ;

De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) [1] les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.4.4. Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003 [1]

V.4.4.1. Les linteaux (RPA99 version 2003 (article 7.7.3)) [1]

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\text{Ou } \tau_b = \frac{\tilde{V}}{b \times d} \text{ avec } \tilde{V} = 1,4V_u$$

b: Épaisseur de linteaux ou de voile.

d: Hauteur utile = 0,9h.

h: Hauteur total de la section brute.

s: Espacement des armatures transversales.

V.4.4.1.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion.

Des aciers transversaux.

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

a) Acier longitudinale [1] :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$

avec : $z = h - 2d'$ où h est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\tilde{V}$).

b) Aciers transversaux [1] :

α) Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$\text{on a : } s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\tilde{V}}$$

où s : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

z : $h - 2d'$

v : effort tranchant dans la section considérée.

l : portée du linteau.

β) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir : $s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$

$$V = \min (V1, V2)$$

$$V2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$\text{et } V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{avec } z = h - 2d'$$

V.4.4.1.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

a) Armatures diagonales [1]

Elles sont à disposer obligatoirement si $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

$$A_D \min \geq 0,0015 \times b \times h$$

b) Armature longitudinale [1]

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

c) Armature transversale [1] :

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s \quad (0,15\%) \text{ Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s \quad (0,25\%) \text{ Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

d) Armatures en section courante (armature de peau) [1] :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

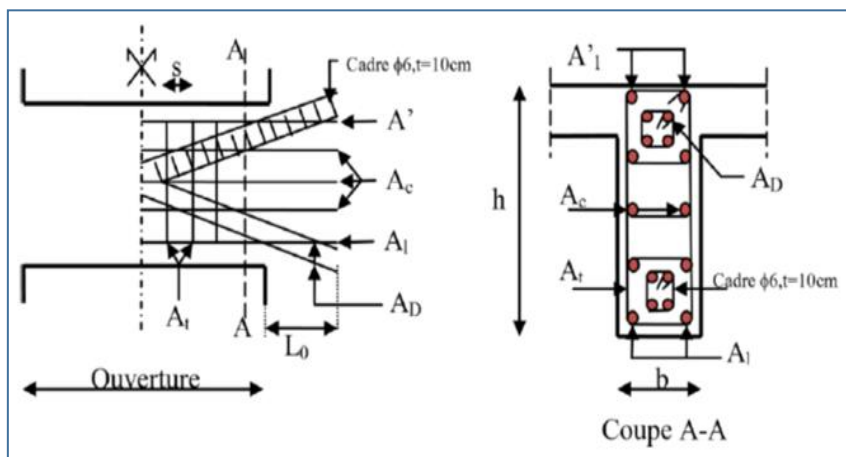


Figure V.4 : Ferrailage du linteau.

V.4.4.2. Les trumeaux (voiles pleines) (RPA99 version2003 (articles 7.7.4) [1]

On devra disposer :

Des aciers verticaux de flexion.

Des aciers horizontaux.

V.4.4.2.1. Aciers verticaux [1]

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99V2003** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur d'une voile $St \leq e$.
- c) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($St \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

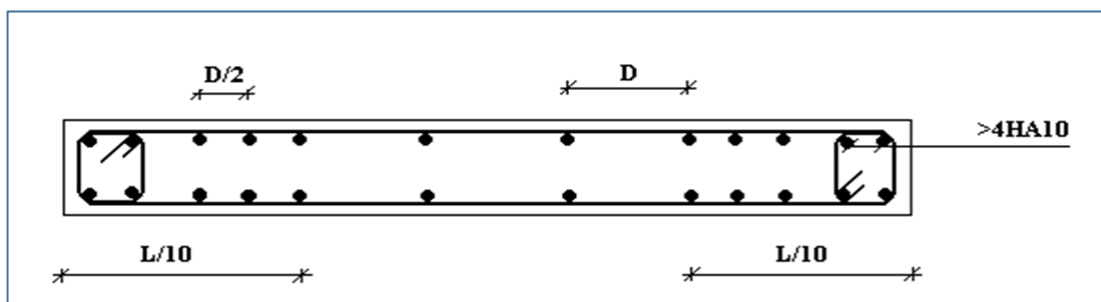


Figure V.5 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

V.4.4.2.2. Aciers horizontaux [1]

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions représentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ

V.4.4.2.3. Règles communes : (article 7.7.4.3) [1]

a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite.

Des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$
- $S \leq 30\text{cm}$

c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

d. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

e. Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

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

V.4.5. Vérifications à L'ELS [3]

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$-\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28}$$

Avec :

N ser : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armature adoptée.

V.4.6. Vérifications de la contrainte de cisaillement

V.4.6.1. D'après (CBA 93) [3]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 * f_{c28} = (0,2 * 30) = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b * d} \text{ avec } \tilde{V} = 1,4 V_u \text{ calcule}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.4.6.2. D'après (RPA99 version2003) [1]

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

v et v' : bras de levier.

$$I = \frac{a.L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4^3}{12} = 1,067 \text{ m}^4$$

$$B = (L \times a) = (4 \times 0,2) = 0,80 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 2 \text{ m}$$

$$\sigma^1 = \frac{391,15 \times 10^3}{0,8 \times 10^6} + \frac{2930,87 \times 10^6 \times 2 \times 10^3}{1,067 \times 10^{12}} = 5,98 \text{ MPa} = \sigma^{\max}$$

$$\sigma^2 = \frac{391,15 \times 10^3}{0,8 \times 10^6} - \frac{2930,87 \times 10^6 \times 2 \times 10^3}{1,067 \times 10^{12}} = -5,01 \text{ MPa} = \sigma^{\min}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

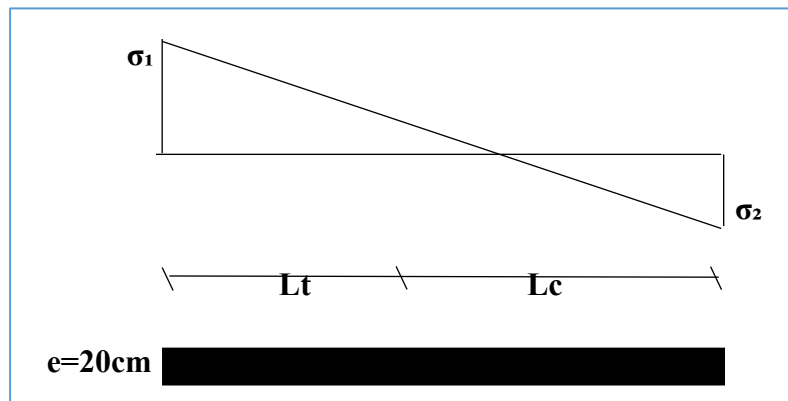


Figure V.7 : Les contraintes sur le voile.

Calcul de L_c :

$$L_c = L \left(\frac{|\sigma^2|}{\sigma^1 + |\sigma^2|} \right) = 4 \times \left(\frac{5,01}{5,98 + 5,01} \right) = 1,82 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1,082 = 2,18 \text{ m}$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma^1}{2} \times a \times L_t \right) = 1303,64 \text{ kN}.$$

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{1303,64 \times 10}{500} = 26,07 \text{ m}^2.$$

On a:

$$\sigma_{t40} = \frac{(L_t - 25) \times \sigma_t}{L_t} = \frac{(218 - 40) \times 5,98}{218} = 4,88 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{t40}^{\text{moy}} = \frac{\sigma_{t40} + \sigma_t}{2} = \frac{5,98 + 4,88}{2} = 5,43 \text{ MPa.}$$

$$N_{t25} = \sigma_{t40}^{\text{moy}} \times A_{40} = 5,43 \times 200 \times 400 \times 10^{-3} = 434,40 \text{ KN.}$$

$$A_{st25} = \frac{N_{t25} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{434,40 \times 10}{500} = 8,68 \text{ cm}^2.$$

V.4.8.3. Armature minimale de RPA99 [1]

D'après l'article 7.7.4.1 [2] : $A_{RPA} = 0,2\% \times a \times L_t'$

$$L_t' = L_t - 40 = 178 \text{ cm}$$

a : épaisseur du voile.

L_t = longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 20 \times 178 = 7,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = \frac{7,12}{(4 \times 2,18)} = 0,82 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

V.4.8.4. Le pourcentage minimal

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} / \text{ml/face} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{st40} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 8,68 \text{ cm}^2$$

V.4.8.5. Espacement

D'après (Article 7.7.4.3 du RPA 99 v2003) [1], l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$$

On adopte : **S = 20 cm.**

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

V.4.8.6. Armatures horizontales [1]

$$A_h = \frac{\tau u^{adm} \cdot a \cdot St}{f_e}$$

avec : $\overline{\tau u} = \tau u^{adm} = 1,4 \tau u$

$$A_h = \frac{2,28 \times 1,4 \times 20 \times 20}{500} = 2,55 \text{ cm}^2$$

V.4.8.7. Armatures de coutures [1]

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de bétonnage : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e}$ et $T = 1,4 V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$V_u = 1174,81 \text{ KN} \rightarrow A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{1174,81}{500} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures longitudinales et transversales calculées par le logiciel (EXCEL) développé pour toutes les voiles sous les différentes combinaisons de charge.

V.4.8.7. Les tableaux de ferrailage des voiles

Tableau V.36. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y (e=20cm) V₁.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 40cm (cm ²)	A _{SC} , 40cm (cm ²)	A _S , Max,40cm (cm ²)
391,2	2930,9	4,0	0,2	5,98	-5,01	SPC	2,18	1,82	1303,4	26,07	8,70	7,17	8,70

Tableau V.37. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y (e=25cm) V₁.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 40cm (cm ²)	A _{SC} , 40cm (cm ²)	A _S , Max,40cm (cm ²)
1534,9	5198,9	4,0	0,25	9,33	-6,26	SPC	2,39	1,61	2792,6	55,85	17,11	6,82	17,11

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux RPA99 v2003

Tableau V.38. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens y d'RDC (e=25cm) V₁.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 40cm (cm ²)	A _{SC} , 40cm (cm ²)	A _s , Max,40cm (cm ²)
2372,8	8386,2	4,0	0,25	14,95	-10,21	SPC	2,38	1,62	4443,1	88,86	27,39	7,26	27,39

Tableau V.39. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x avec ouverture (e=20cm)

V7.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ max (MPa)	σ min (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 26cm (cm ²)	A _{SC} , 26cm (cm ²)	A _s , Max,26cm (cm ²)
-407,7	1388,1	2,57	0,20	5,51	-7,10	SPC	1,12	1,45	6191	12,38	5,07	7,00	7,00

Tableau V.40. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x avec ouverture (e=25cm)

V7.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ max (MPa)	σ min (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 26cm (cm ²)	A _{SC} , 26cm (cm ²)	A _s , Max,26cm (cm ²)
-17,80	2449,7	2,56	0,25	8,98	-9,03	SPC	1,27	1,28	1429,3	28,59	10,48	7,03	10,48

Tableau V.41. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x sans ouverture (e=25cm)

V7.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ max (MPa)	σ min (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 36cm (cm ²)	A _{SC} , 36cm (cm ²)	A _s , Max,36cm (cm ²)
210,4	4056	3,60	0,25	7,74	-7,28	SPC	1,86	1,74	1796,9	35,94	12,59	8,18	12,59

Tableau V.42. Tableau d'armatures Longitudinales Voiles sens x d'RDC (e=25cm) V7.

P (KN)	M ₃ (KN.m)	L (m)	E _p (m)	σ max (MPa)	σ min (MPa)	Cas	L _T (m)	L _C (m)	P _{LT} (KN)	A _{ST} (cm ²)	A _{ST} , 36cm (cm ²)	A _{SC} , 36cm (cm ²)	A _s , Max,36cm (cm ²)
1064,9	7075	3,60	0,25	14,28	-11,9	SPC	1,96	1,64	2504,4	70,09	23,35	8,25	23,35

V.4.8.8. Choix de ferrailage

Tableau V.43. Choix de ferrailage des voiles.

				CHOIX			
Voile	Sens	Niveaux	Esp(cm)	A _{ST} ^{débord} (cm ²)	Esp(cm)	A _{ST} (cm ²)	Esp(cm)
V1	Y	4 ^{eme} - 16 ^{eme}	20	11,30 (2x5T12)	10	18,10 (2x8T12)	20
V1	Y	1 ^{eme} - 3 ^{eme}	25	20,10 (2x5T16)	10	36,20 (2x9T14)	20
V1	Y	RDC	25	31,42 (2x5T20)	10	56,54 (2x9T20)	20
V7	X	4 ^{eme} - 16 ^{eme}	20	9,24(2x3T14)	10	9,05 (2x4T12)	20
V7	X	2 ^{eme} et 3 ^{eme}	25	12,06 (2x3T16)	10	20,10 (2x5T16)	20
V7	X	1 ^{er}	25	16,08 (2x4T16)	10	21,56 (2x7T14)	20
V7	X	RDC	25	25,13 (2x4T20)	10	50,26 (2x8T20)	20

V.4.8.9. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le (RPA version 2003 Article 7.7.2) [1]

Il faut vérifier que : $\tau_b = \frac{1,4 V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b$

Avec : $\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 6\text{MPa}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.44. Tableaux des Armatures Transversales.

	Sens	Niveaux	V ₂ (KN)	L (m)	Esp(cm)	τ_b (MPa)	$\tau_{b,limite}$ (MPa)	A _t (cm ²) S _t = 15cm
V1	Y	4 ^{eme} - 16 ^{eme}	1174,80	4,00	20	2,28	6	1,09
V2	Y	1 ^{eme} - 3 ^{eme}	1658,00	4,00	25	2,58	6	1,54
V3	Y	RDC	1933,80	4,00	25	3,01	6	1,79
V4	X	4 ^{eme} - 16 ^{eme}	930,80	2,57	20	2,82	6	1,34
V5	X	2 ^{eme} et 3 ^{eme}	1304,80	2,56	25	3,18	6	1,89
V6	X	1 ^{er}	1556,40	3,60	25	2,69	6	1,60
V7	X	RDC	1824,80	3,60	25	3,15	6	1,88

Choix de A_t : 2 brins d'armature transversale :

2T10 (A_t = 1,57cm²) pour voile V₁ et V₂.

2T12 (A_t = 2,26cm²) pour voile V₃ ; V₄ V₅ ; V₆ et V₇.

V.4.8.10. Schéma de ferrailage :

Dans cette partie, nous présentons le schéma de ferrailage des voiles, éléments essentiels du système de contreventement de la structure. Le ferrailage est défini conformément aux exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024. Les schémas permettent de visualiser la disposition des armatures longitudinales et transversales, assurant à la fois la résistance mécanique des voiles et leur capacité à reprendre les efforts horizontaux, notamment sous l'effet des sollicitations sismique.

Sens X		Sens Y
Ferrailage de voile 7 épaisseur 20cm	Ferrailage de voile 7 épaisseur 25cm	Ferrailage de voile 1 épaisseur 25cm sens Y
Ferrailage de voile 7 épaisseur 25cm		Ferrailage de voile 1 épaisseur 25cm sens Y
Ferrailage de voile 7 épaisseur 25cm d'RDC		Ferrailage de voile 1 épaisseur 25cm d'RDC sens Y

Figure V.8 : Les schéma de ferrailage des voiles.

V.4.9. Ferrailage des linteaux

Exemple de calcul (linteau de voile V_{1x}) :

Conformément au RPA99/03, les linteaux seront calculés sous la combinaison G+Q+E.

Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison :

$$M = 512,84 \text{ KN.m.}$$

$$V = 841,66 \text{ KN.}$$

V.4.9.1. Calcul des contraintes [1]

$$\text{Ou } \tau_b = \frac{1,4 \times V}{b \times d} = \frac{1,4 \times 841,66 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 5,95 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = (0,2 \times 30) = 6 \text{ Mpa.}$$

Les contraintes de cisaillement est vérifiée.

$$\text{On a : } \tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa.}$$

On dispose le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courant (armateur de peau) suivant les minimums réglementaires (selon le RPA99/03).

V.4.9.2. Armatures diagonales [1]

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{L}$$

-h = 1,10m : hauteur de linteau.

-d' = 3cm : distance d'enrobage.

-L = 1,00m : longueur du linteau.

$$\alpha = 46,12^\circ$$

$$\text{D'où : } A_{D,\text{calculé}} = 11,68 \text{ cm}^2$$

Selon minimal (RPA99/03) :

$$A_{D,\text{min}} = 0,15\% b \cdot h = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_D = \max (A_{D,\text{calculé}} ; A_{D,\text{min}}) = 11,68 \text{ cm}^2$$

Choix : 8HA16 ($A_s = 16,08 \text{ cm}^2$).

V.4.9.3. Armature longitudinale [1]

$$A_L = 0,15\% b \cdot h = 3,3 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA14 ($A_s = 4,62 \text{ cm}^2$)

V.4.9.4. Armature transversal [1]

$$0,025 f_{c28} \leq \tau_b \rightarrow A_t > 0,25\% b St$$

$$St < \frac{h}{4} = 27,5\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}.$$

$$A_t > 0,75\text{cm}^2$$

Choix : 2HA8 ($A_s = 1,01\text{cm}^2$)

V.4.9.5. Armatures de peau [1]

$$A_c = 0,2\% b \cdot h = 4,4\text{cm}^2$$

Choix : 6HA12 ($A_s = 6,79\text{cm}^2$)

Tableau V.45. Calcul de ferrailage des linteaux

Voile	Epaisseur	V (KN)	$\tau(\text{MPa})$	A_D (cm^2)	A_L (cm^2)	A_t (cm^2)	A_c (cm^2)
S1-S3 Avec porte	20	841,66	5,95	12,23	3,30	0,75	4,40
S2-S4 Avec porte	25	1053,81	5,96	14,62	4,13	0,94	5,50
S5-S7 Avec fenêtre	20	752,77	4,87	10,01	3,60	0,75	4,80
S6-S8 Avec fenêtre	25	945,56	4,90	12,57	4,50	0,94	6,00

Tableau V.46. Choix de ferrailage des linteaux

		CHOIX							
Voile	Epaisseur	A_D (cm^2)		A_L (cm^2)		A_t (cm^2)		A_c (cm^2)	
	20	8HA16	16,08	3HA14	4,62	2HA8	1,01	6HA12	6,79
V5-V6 Avec porte	25	8HA16	16,08	3HA14	4,62	2HA8	1,01	6HA12	6,79
V7-V8 Avec fenêtre	20	8HA16	16,08	3HA14	4,62	2HA8	1,01	6HA12	6,79
V7-V8 Avec fenêtre	25	8HA16	16,08	3HA14	4,62	2HA8	1,01	6HA12	6,79

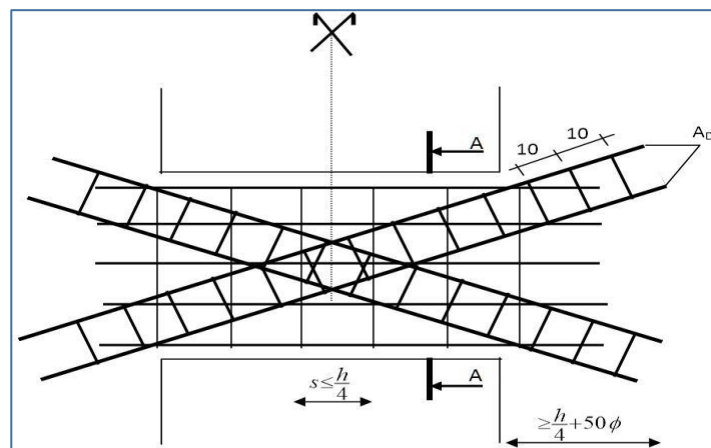


Figure V.9 : Coupe longitudinale de linteau.

V.4.9.6. Schéma de ferrailage

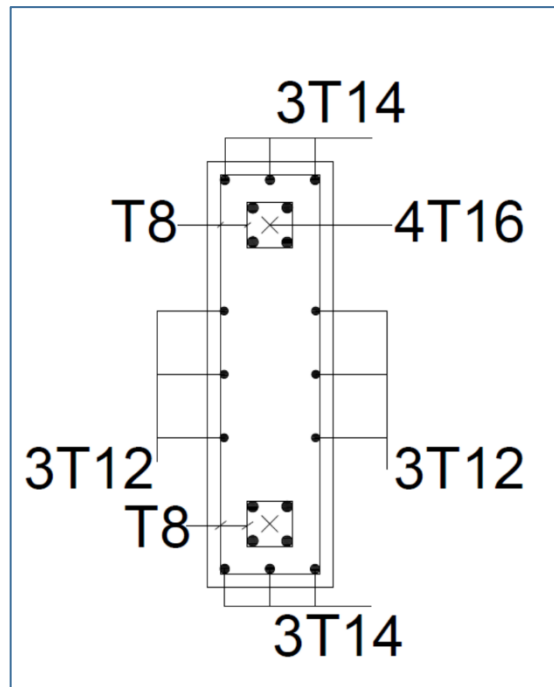


Figure V.10 : Coupe transversale de ferrailage de linteau.

V.5. Conclusion

Le chapitre a présenté le dimensionnement des armatures des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) selon les normes du béton armé et le RPA99 version 2003. Ce calcul vise à assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure en zone sismique. Il permet de traduire les sollicitations sismiques en sections d'acier appropriées, garantissant ainsi un comportement fiable de l'ouvrage face aux séismes.

Chapitre VI : Etude d'infrastructure
RPA99 v2003.

VI.1. Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.3. Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

VI.4. Calcul des fondations

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

VI.4.1. Semelles isolées :

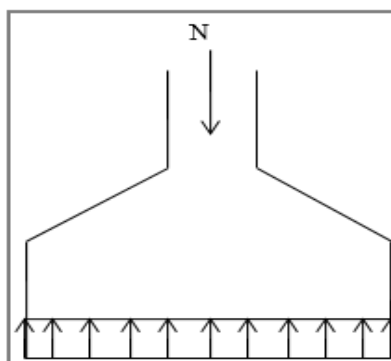


Figure VI.1. Semelle isolée sous poteau.

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 2,65 \text{ bars}$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 2464,38 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{2464,38}{265} = 9,30 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 3,05 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 3,05 \text{ m}$

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- $L_{\min}$: l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{\min} = 2,70 \text{ m}$).
- $A = B = 3,05 \text{ m}$
 $\Rightarrow 1,5 \times B = 4,58 \text{ m} \geq L_{\min} = 2,70 \text{ m} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes :

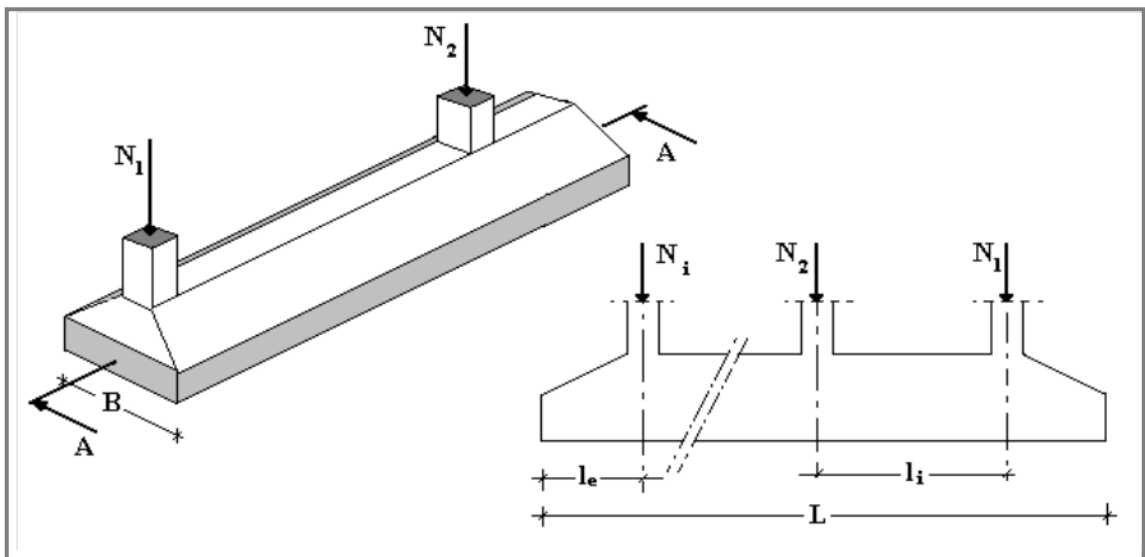


Figure VI.2. Semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2.1. Hypothèse de Calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.
- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

VI.4.2.2. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que : $N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

S=B x L

Avec: B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

VI.4.2.2.1. Sens longitudinal

Tableau VI.1. Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux sens longitudinal.

Semelles filantes					
Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m²)
A	16288,51	26,40	2,62	2,65	69,96
B	14222,37	26,40	2,29	2,30	60,72
C	17719,76	26,40	2,86	2,90	76,56
D	12151,30	26,40	1,96	2,00	52,80
E	12093,46	26,40	1,94	1,95	51,48
F	17089,32	26,40	2,75	2,75	72,60
G	15109	26,40	2,43	2,45	64,68
H	16532,10	26,40	2,66	2,70	71,28

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Chapitre VI : Etude d'infrastructure RPA99 v2003.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{520,08}{631} = 82,42\% > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles dans le sens longitudinal, on passe alors à l'étude du radier général.

VI.4.2.2.1. Sens transversal

Tableau VI.2. Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux sens transversal.

Semelles filantes					
Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1	3243,95	23,90	0,51	0,55	13,15
2	13207,95	23,90	2,08	2,05	48,99
3	18899,37	23,90	2,98	3,00	71,10
4	17327,30	23,90	2,73	2,75	65,73
5	14346,63	23,90	2,26	2,30	54,97
6	14407,66	23,9	2,27	2,30	54,97
7	18000,32	23,90	2,84	2,85	68,12
8	18476,87	23,90	2,92	2,95	70,51
9	9383,78	23,90	1,48	1,50	35,85

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{483,03}{631} = 76,55\% > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles dans le sens transversal, on passe alors à l'étude du radier général.

VI.4.3. Radier général

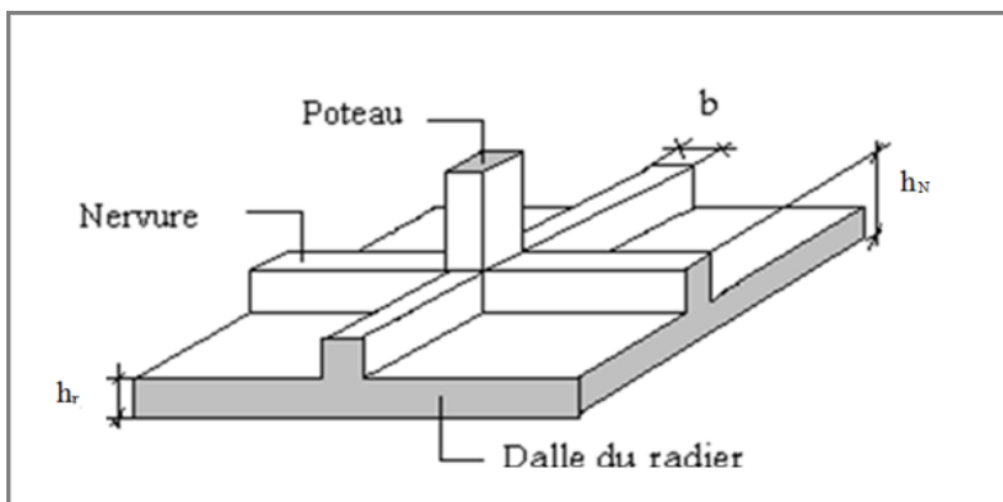


Figure VI.3. Radier général nervuré.

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.4.3.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 145782,94 \text{ kN}$ (Obtenu à partir du ETABS)
- $\sigma_{sol} = 265 \text{ bars}$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 556,92 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{556,92}{631} = 88,26\% > 50\%$$

• Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (631m^2). Avec un débord de **0,50m** de chaque côté, la surface totale du radier devient **$682,30\text{m}^2$** .

Un radier général ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous et de ce fait son épaisseur doit être assez importante ; Nous avons opté pour **un radier nervuré**.

VI.4.3.2. Pré dimensionnement du radier

VI.4.3.2.1. Epaisseur de la dalle

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

a. Condition forfaitaire :

$$h_l \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$ = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4\text{m}$$

$$h_l \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_l = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

b. Condition de cisaillement :

Une contrainte de cisaillement c'est une force (en **Newtons**) appliquée à une surface (en **m²**).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 \\ 4 \end{smallmatrix} f_{c28}\right) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$$- T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$- q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

- T_u : effort tranchant par la bande de largeur b .
- h radier : épaisseur de la dalle de radier.
- On doit vérifier la contrainte de cisaillement par la bande de cisaillement b .

Donc on a : $N_u = N_u + 1,35 \times \text{Poids (radier)}$

$$N_u = 208443,42 \text{ KN}$$

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

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 16,97 \text{ cm} \rightarrow h_2 = 20 \text{ cm}$$

c. Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2; h_{\min}; h_{\min}) = \max(40; 20) = 40 \text{ cm}$$

VI.4.3.2.2. Dimensionnement des nervures

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_l \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec $L_{\max} = 400 \text{ cm}$ La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$h_l \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

b. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$50 \text{ cm} \leq h_n \leq 100 \text{ cm}$$

c. Condition de la longueur élastique :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

L_e : Longueur élastique.

I: Inertie de la section transversale de la semelle $\frac{b \times h^3}{12}$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- **K=0,5[kg/cm³]** → pour un très mauvais sol.
- **K=4 [kg/cm³]** → pour un sol de densité moyenne.
- **K=12[kg/cm³]** → pour un très bon sol.

On aura : $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4000}{\pi}\right)^4}{20000}} = 631,88\text{mm} = 63,19\text{cm}$$

VI.4.3.2.3. CONCLUSION

Le coffrage adopté :

-Pour les nervures : On prend : $h_n=100\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$

-Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier $h=40\text{ cm}$.

VI.4.4. Caractéristiques géométriques du radier

On calcul la surface de bâtiment on utilise logiciel **SOCOTEC** on trouve :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G=12,45\text{m} \\ Y_G=13,70\text{m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx}= 42684,50\text{m}^4 \\ I_{yy}= 35250,70\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.4.5.1. Vérifications Nécessaires

VI.4.5.1. Vérification de la stabilité du radier

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

$$\text{On a : } N_1 = 129613,63\text{KN}$$

$$N_2 = 25 \times 682,3 \times 0,40 = 6823\text{KN}$$

$$N = 136436,63\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens x : } M_{0x} = 286773,82\text{KN.m}$$

- $V_{0x} = 7944,35\text{KN}$
- $h = 6,00\text{ m}$

$$\text{Donc : } M_R = 334439,92\text{kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 2,45\text{m} \leq \frac{B}{4} = 6,60\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{➤ Sens y : } M_{0y} = 301399,88\text{KN.m}$$

- $V_{0y} = 8470,28\text{kN}$
- $h = 6,00\text{m}$

$$\text{Donc : } M_R = 352221,26\text{KN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2,58\text{m} \leq \frac{B}{4} = 5,975\text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.5.2. Vérification des contraintes sous le radier

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2,65\text{MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

VI.4.5.2.1. Sollicitation du premier genre

$$A \text{ L'ELS } : N_{ser} = 152605,94 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{152605,94}{682,30} = 223,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 223,66 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 265 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.5.2.2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

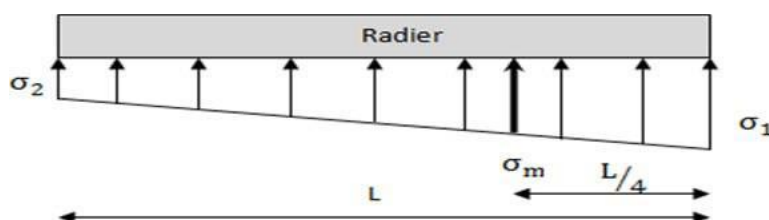


Figure VI.4. Contraintes sous le radier

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 12,45 \text{ m} \\ Y_G = 13,70 \text{ m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 42684,50 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 35250,70 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Surface de radier :

$$S_{radier} = 682,30 \text{ m}^2$$

A L'ELU :

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$-N_u = 208443,42 \text{ KN}$$

M : Moment de renversement :

$$-M_{Rx} = 334439,92 \text{ kN.m}$$

$$-M_{Ry} = 352221,26 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.3. Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	403,05	207,95	354,28
Sens y-y	442,39	168,61	73,95
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$
Obs	NON	OUI	NON

A L'ELS :

$N_s = N_s (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$-N_s = 152605,94 \text{ KN}$$

M : Moment de renversement :

$$-M_{Rx} = 334439,92 \text{ kN.m}$$

$$-M_{Ry} = 352221,26 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.4. Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	321,21	126,12	272,44
Sens y-y	360,55	86,77	292,11
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$
Obs	OUI	OUI	OUI

CONCLUSION : Il faut changer les démenassions de radier.

On prendre :

$$h_r = 40 \text{ cm.}$$

$$h_N = 100 \text{ cm.}$$

$$L_x = 26,20 \text{ m.}$$

$$L_y = 28,70 \text{ m.}$$

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,10 \text{ m} \\ Y_G = 14,35 \text{ m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 51613,80 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 43013,50 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = 751,90 \text{ cm}^2$$

A L'ELU :

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$- \quad N_u = 209383,02 \text{ KN}$$

M : Moment de renversement :

$$- \quad M_{Rx} = 334439,92 \text{ kN.m}$$

$$- \quad M_{Ry} = 352221,26 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.5. Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	363,35	193,59	320,91
Sens y-y	395,97	160,96	337,22
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$

A L'ELS :

$N_s = N_s \text{ (structure)} + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$- N_s = 153301,94 \text{ KN}$$

M : Moment de renversement :

$$- M_{Rx} = 334439,92 \text{ kN.m}$$

$$- M_{Ry} = 352221,26 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.6. Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	288,77	119,01	246,33
Sens y-y	321,39	86,38	262,64
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.6. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 337,22 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 262,64 \text{ kN/m}$$

VI.4.7. Ferrailage du radier

VI.4.7.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **CBA 93**.

VI.4.7.2. Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

Moment en travée :

- $Mtx = 0,85Mx$
- $Mty = 0,85My$

Moment sur appuis :

- $Max = May = 0,3Mx$ (*appui de rive*)
- $Max = May = 0,5Mx$ (*autre appui*)

- **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée :

- $Mtx = 0,75Mx$
- $Mty = 0,75My$

Moment sur appuis :

- $Max = May = 0,5Mx$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée : $Mt = 0,85M_0$

Moment sur appuis : $Ma = 0,5M_0$

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

- $qu = \sigma u \times 1ml = 337,22kN / ml$

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,92	4,00	0,98	0,0384	0,9545	337,22	198,98	149,24	189,93	142,45	99,49

ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1m = 262,64 \text{ kN/ml.}$$

Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,92	4,00	0,98	0,0457	0,9694	262,64	184,44	138,33	178,80	134,10	92,22

VI.4.7.3. Calcul du ferrailage

VI.4.7.3.1. Ferrailage du radier

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

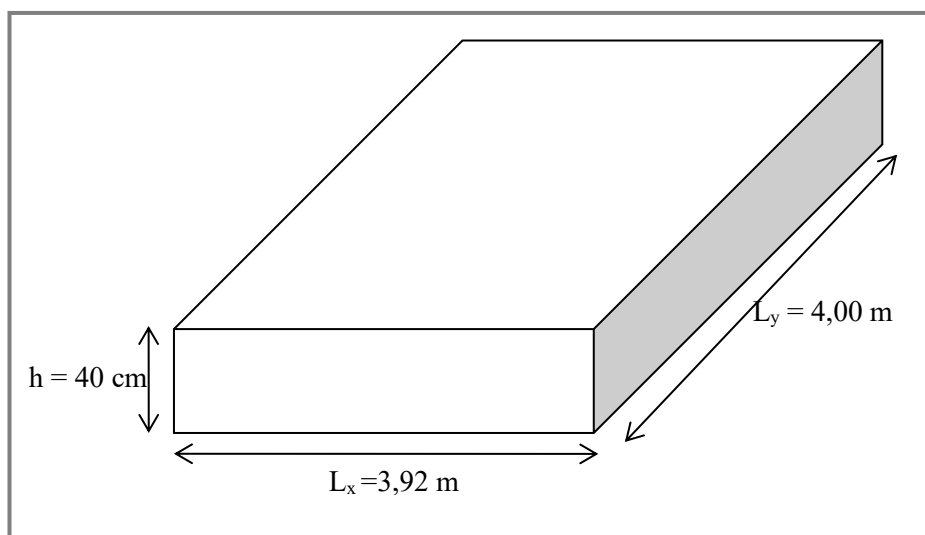


Figure VI.5. Schéma du radier.

Les données :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; FeE500 ; b = 100 \text{ cm} ;$$

$$h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm.}$$

Chapitre VI : Etude d'infrastructure RPA99 v2003.

Section minimale :

$$\text{Sens y-y : } 0,08\% bh = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \min} = 1,2 (A_{s \min} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF: } A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9. Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \min}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	149,24	0,068	0,088	347,33	9,88	3,97	7HA14	10,78
	y-y	142,45	0,065	0,084	347,90	9,42	3,97	7HA14	10,78
Appuis	x-x	99,49	0,045	0,058	351,65	6,51	3,97	7HA14	10,78
	y-y								

Espacement :

- **En Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifié} \quad esp=15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45 \text{ cm}}\right) = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifié} \quad esp=15 \text{ cm}$$

- **En Appuis :**

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifié} \quad esp=15 \text{ cm}$$

VI.4.7.3.2. Vérification à l'E.L. S [3]

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	138,33	10,78	9,29	142086,17	9,05	18	Ok	390,01	250	Non
	y-y	134,10	10,78	9,29	142086,17	8,77	18	Ok	378,08	250	Non
Appuis	x-x	92,22	10,78	9,29	142086,17	6,03	18	Ok	260,01	250	Non
	y-y										

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.11. Redimensionnement des armatures.

	Sens	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	St (cm)
Travée	x-x	9,88	6HA20	18,85	15
	y-y	9,42	6HA20	18,85	15
Appuis	x-x et y-y	6,51	6HA16	12,02	15

Tableau VI.12. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.

	Sens	$M_{ser} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Obs	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs
Travée	x-x	138,33	18,85	11,72	220347,67	7,36	18	Ok	228,66	250	Ok
	y-y	134,10	18,85	11,72	220347,67	7,13	18	Ok	221,66	250	Ok
Appuis	x-x	92,22	12,02	9,73	155132,93	5,79	18	Ok	234,22	250	Ok
	y-y										

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètres **T12** généralement appelées **CHAISES** donc on prévoit 4 chaises de T12 par m².

VI.4.7.3.3. Schéma de ferrailage

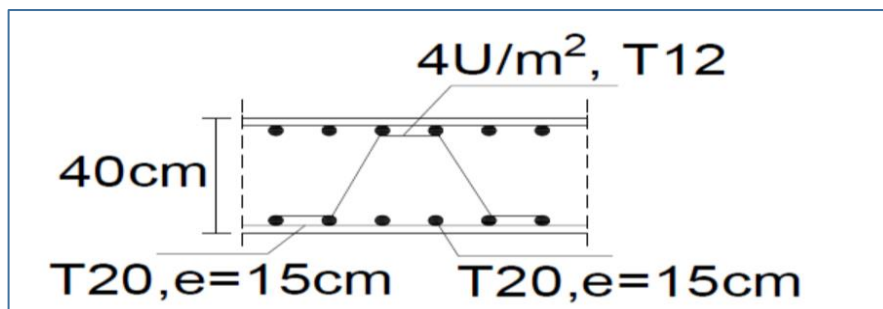


Figure VI.6. Ferrailage de la dalle du radier sur travée.

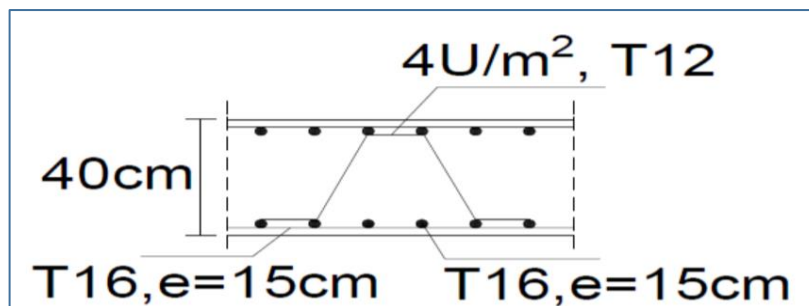


Figure VI.7. Ferrailage de la dalle du radier en appuis.

VI.4.7.3.2. Ferrailage des nervures

VI.4.7.3.2.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "CBA 93" [3]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

VI.4.7.3.2.2. Calcul des armatures :

$$b=65\text{cm} ; h=100\text{cm} ; d=90\text{cm}$$

- **Sens non porteur (x-x) :** $L=3,92\text{m} ; q_{\text{elu}} = 337,22\text{kN/ml}$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{337,22 \times 3,92^2}{8} = 647,73\text{KN.m}$$

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s, \min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	550,57	0,062	0,080	871,20	14,53	6,46	8T16	16,08
Appuis	323,86	0,036	0,046	883,44	8,43	6,46	4T16+2T14	11,12

- **Sens porteur (y-y) :** $L=4\text{m} ; q_{\text{elu}} = 337,22\text{kN/ml}$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{337,22 \times 4^2}{8} = 674,44\text{KN.m}$$

Tableau VI.14. Ferrailage des nervures (sens porteur).

Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s, \min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	573,27	0,064	0,083	870,12	15,15	6,46	8T16	16,08
Appuis	337,22	0,038	0,048	882,72	8,78	6,46	4T16+2T14	11,12

VI.4.7.3.2.3. Vérifications nécessaires

a. Condition de non fragilité [3] :

$$-A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,46 \text{ cm}^2$$

b. Vérification des contraintes à l'ELS [3] :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "CBA 93" [3]

On a : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- **Sens non porteur (x-x) :** $L=3,92m$; $q_{els} = 262,64kN/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{262,64 \times 3,92^2}{8} = 504,48kN.m$$

- **Sens porteur (y-y) :** $L=4m$; $q_{els} = 262,64kN/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{262,64 \times 4^2}{8} = 525,28kN.m$$

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Non porteuse	Travée	428,81	16,08	22,40	1345746,96	7,14	18	Ok	323,11	250	Non
	Appuis	252,24	11,12	19,08	989441,80	4,86	18	Ok	271,20	250	Non
Porteuse	Travée	446,49	16,08	22,40	1346917,87	7,43	18	Ok	336,43	250	Non
	Appuis	262,64	11,12	19,08	989441,80	5,06	18	Ok	282,38	250	Non

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.16. Redimensionnement des armatures.

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Non porteuse	Travée	16,08	6HA20+2HA16	22,87
	Appuis	11,12	4HA16+4HA14	14,20
Porteuse	Travée	16,08	6HA20+2HA16	22,87
	Appuis	11,12	4HA16+4HA14	14,20

Tableau VI.17. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	428,81	22,87	25,99	1785946,03	6,24	18	Ok	230,52	250	Ok
	y-y	252,24	14,20	21,23	1214664,07	4,41	18	Ok	214,21	250	Ok
Appuis	x-x	446,49	22,87	25,99	1785946,03	6,50	18	Ok	240,03	250	Ok
	y-y	262,64	14,20	21,23	1214664,07	4,59	18	Ok	223,05	250	Ok

c. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [3] :

On doit vérifier que : $\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{337,22 \times 4}{2} = 674,44 kN$$

$$\tau_u = \frac{674,44 \times 10^3}{650 \times 0,9 \times 1000} = 1,15 MPa \langle \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.4.7.3.2.4. Armatures transversales

- CBA 93 [3] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{en flexion simple})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,57MPa$$

- RPA99 version 2003 [1] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$-\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2cm$$

$$-\varphi_t \geq \frac{1}{3}\varphi \text{ max} = 6,66mm$$

$$f_e = 500MPa ; f_{t28} = 2,4MPa ; b = 65cm ; h = 100cm ; d = 90cm$$

On trouve :

St=15 cm Zone nodal.

St=20cm Zone courante.

Tableau VI.18. Choix des armatures transversales.

<i>Zone</i>	<i>S_t (cm)</i>	<i>A_s^{cal} (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adpt} (cm²)</i>
Courante	20	3,90	6T10	4,71
Nodale	15	2,93	6T10	4,71

VI.4.7.3.2.5. Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=100 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{paroi}$

VI.4.7.3.2.6. Schéma de Ferrailage des Nervures :

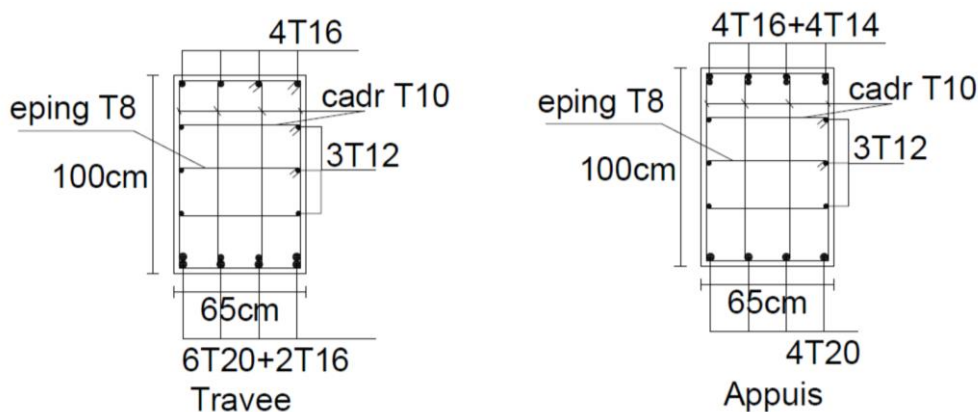


Figure VI.8. Ferrailage des nervures sens porteur.

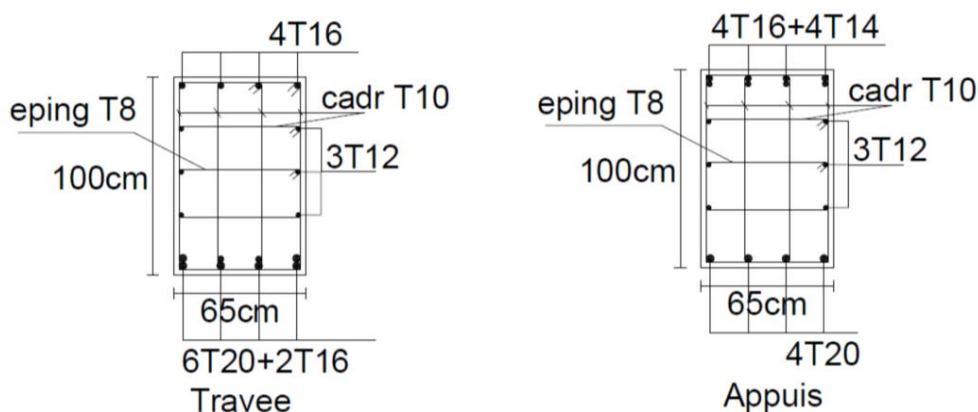


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens non porteur.

VI.4.7.3.3. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,20\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

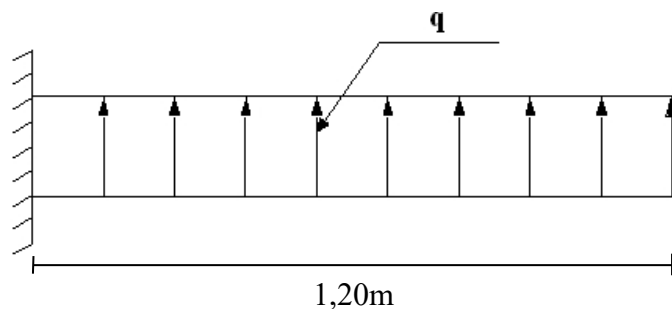


Figure VI.10. Schéma statique des débords.



Figure VI.11. Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage

$b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $f_{be}=17\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{1,35 \times 25 \times 0,4 \times 1 \times 1,1^2}{2} = 8,17\text{KN.m}$$

Tableau VI.19. Ferrailage de débords.

M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
8,17	0,004	0,005	359,28	0,52	3,97	6T12	6,79	20

VI.4.7.3.2.3. Vérifications nécessaires

a. Condition de non fragilité :

$$-A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm}^2$$

b. Armature de répartition :

$$\cdot \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \leq A_r \leq 3,40$$

On prend 4T10 ($A_s = 3,14\text{ cm}^2$) , $St = 15\text{cm}$

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{25 \times 0,4 \times 1 \times 1,1^2}{2} = 6,05 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.20. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
6,05	6,79	1,38	18	55,57	250	OK

VI.5. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI.5.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'à au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.5.2. Pré dimensionnement du voile périphérique

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, il faut que :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

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

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- La longueur de recouvrement est de $50 \times \emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B = 20 \text{ cm}$ (Section du voile).

VI.5.3. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

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

$$L_y = 4 - 0,65 = 3,35\text{m}$$

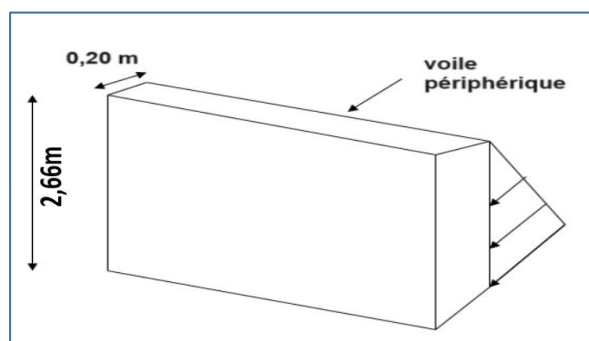


Figure VI.12. Voiles périphériques.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de **1m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par : $P_i = k_0 \times \gamma d \times H$

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$
- γd = Poids spécifique des terres ($\gamma d = 20,5 \text{ kN/m}^3$).
- H = Hauteur du voile ($H = 2,66\text{m}$).
- ϕ : Angle de frottement interne du remblai = 32° selon le rapport Géotechnique.

$$\Phi = 32^\circ \rightarrow K_0 = \text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{32}{2})] = 0,307$$

$$\text{Donc : } P_i = k_0 \times \gamma d \times H = 0,307 \times 20,5 \times 2,66 = 16,74 \text{ kN/ml}.$$

$$P_u = 1,35 P_i = 22,60 \text{ kN/ml}.$$

VI.5.4. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,66}{3,35} = 0,79 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0573$$

$$\mu_y = 0,5786$$

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 = 9,16 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 5,30 \text{ kN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 3,98 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 4,58 \text{ KN.m}$$

VI.5.5. Calcul du Ferrailage

Les données : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; FeE500 ; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21. Ferrailage de voiles périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	6,87	0,012	0,015	17,89	0,88	1,99	6HA10	4,71	20
	y-y	3,98	0,007	0,009	17,94	0,51	1,99	6HA10	4,71	20
Appuis	x-x	4,58	0,009	0,011	17,92	0,59	1,99	6HA10	4,71	20
	y-y	4,58	0,009	0,011	17,92	0,59	1,99	6HA10	4,71	20

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Condition exigée : le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \textbf{Vérifiée}$$

VI.5.6. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 23,23 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 20,04 \text{ kN}$$

$$T_{umax} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 23,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,23 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,13 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textbf{Vérifiée}$$

VI.5.7. Vérification à l'ELS :

$$P_i = P_{ser} = k_0 \times \gamma \times d \times H = 0,307 \times 20,5 \times 2,66 = 16,74 \text{ KN/ml} .$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,66}{3,35} = 0,79 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0639$$

$$\mu_y = 0,6978$$

$$M_x = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2 = 7,57 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 5,28 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 3,96 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3,79 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 22. Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	x-x	5,68	4,71	4,39	15906,8	1,57	18	72,92	250	Vérifiée
	y-y	3,96	4,71	4,39	15906,8	1,09	18	50,84	250	Vérifiée
Appuis	x-x	3,79	4,71	4,39	15906,8	1,05	18	48,66	250	Vérifiée
	y-y									

VI.5.8. Schéma Ferrailage du Voile Périphérique

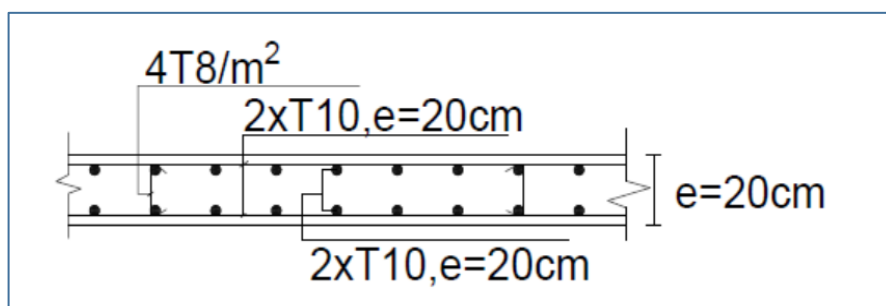


Figure VI.13. Ferrailage de voiles périphérique sens x-x.

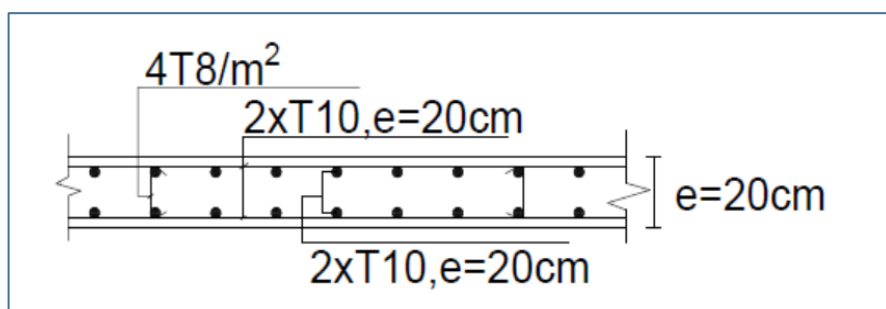


Figure VI.14. Ferrailage de voiles périphérique sens y-y.

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

VII.1. INTRODUCTION

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. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les **règles parasismiques Algériennes RPA 2024**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V18** qui est un logiciel de calcul de structure.

VII.2. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE

1. Zone de sismicité [2]

Le bâtiment étudié est implanté dans la wilaya de Blida, qui est considérée étant dans la : **Zone VI**.

2. Classification du site d'implantation [2]

D'après le relevé géotechnique :

Site ferme : **Catégorie S3**.

3. Classification du bâtiment selon son importance [2]

Le bâtiment étudié est destiné principalement à usage d'habitation et de service , d'une hauteur dépasse 48m , nous le considérons comme un bâtiment de grand importance , il sera classifié sous le : **Groupe 1B**.

4 . Classification du bâtiment selon sa configuration [2]

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non , selon les critères ci – dessous : tous les critères prescrits dans l'article 3.7.1

a) Régularité en plan

a2 : A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales entre le centre de gravité des planchers et le centre de rigidité e_{0x} et e_{0y} doivent satisfaire les

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

deux conditions suivantes :

$$e_{0x} \leq 0.30r_x ; e_{0y} \leq 0.30r_y$$

Tableau VII.1. Vérification de condition a_2 de la régularité en plan.

Story	Excentricité		Rayon de torsion		Vérification			
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
	e_{0x}	e_{0y}	R_x	r_y	$0.3r_x$	$0.3r_y$		
Story17	0,0795	1,8771	12,0908	11,4666	3,6272533	3,439983	CV	CV
Story16	0,0486	1,8889	12,1248	11,5311	3,63744293	3,459342	CV	CV
Story15	0,0336	1,9879	12,1474	11,5878	3,644223	3,476352	CV	CV
Story14	0,0323	2,1090	12,1531	11,6289	3,64594349	3,48867	CV	CV
Story13	0,0255	2,2482	12,2298	11,7388	3,66893702	3,521644	CV	CV
Story12	0,0201	2,4014	12,2954	11,8385	3,68861973	3,551537	CV	CV
Story11	0,0077	2,5611	12,3477	11,9247	3,70431023	3,577418	CV	CV
Story10	0,0000	2,7276	12,3908	12,0047	3,71723873	3,601411	CV	CV
Story9	0,0061	2,9026	12,4223	12,0742	3,72669147	3,62227	CV	CV
Story8	0,0120	3,0743	12,4463	12,1362	3,73390409	3,64087	CV	CV
Story7	0,0201	3,2480	12,4817	12,2128	3,74450635	3,663832	CV	CV
Story6	0,0264	3,4173	12,5480	12,3198	3,76438993	3,69593	CV	CV
Story5	0,0347	3,5600	12,7089	12,5164	3,81267662	3,754929	CV	CV
Story4	0,0422	3,6608	12,7028	12,5478	3,81083849	3,764343	CV	CV
Story3	0,0429	3,3919	12,9809	12,8316	3,89428196	3,849484	CV	CV
Story2	0,0420	3,5433	13,2142	13,0827	3,96427421	3,924819	CV	CV
Story1	0,1390	2,9454	13,4185	13,3208	4,02555959	3,996247	CV	CV

a_3 : La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4 : $\frac{L_x}{L_y} < 4$

Tableau VII.2. Vérification de condition a_3 de la régularité en plan.

Rappot longuer largeur				
Lx (m)	23,9	Lx/Ly	0,905303	CV
Ly (m)	26,4			

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

Parties saillante					
sens x			sens y		
Σ Sailante	2,44	CV	Σ Sailante	5,86	CV
Lx (m)	22,98		Ly (m)	26,56	
Parties rentrantes					
sens x			sens y		
Σ rentrantes	11,08	CNV	Σ rentrenes	0	CV
Lx (m)	22,98		Ly (m)	26,56	

b) Régularité en élévation :

b2 : Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Tableau VII.3. Vérification de condition b₂ variation de masse (la régularité en élévation).

selon RPS la variation de masse ne doit dépasser 15%				
Etage	P cumulé	P étage	Changement P%	Résultatats
Story17	5952,473	5952,473	0,07	CV
Story16	12353,23	6400,757	0	CV
Story15	18753,99	6400,757	0,03	CV
Story14	25349,59	6595,598	0	CV
Story13	31945,18	6595,598	0	CV
Story12	38540,78	6595,598	0,032	CV
Story11	45356,02	6815,234	0	CV
Story10	52171,25	6815,234	0	CV
Story9	58986,48	6815,234	0,035	CV
Story8	66046,13	7059,647	0	CV
Story7	73105,78	7059,647	0	CV
Story6	80165,42	7059,647	0,037	CV
Story5	87494,29	7328,868	0,016	CV
Story4	94945,25	7450,962	0	CV
Story3	102397	7451,712	0,132	CV
Story2	110980,1	8583,107	0,286	CNV
Story1	123003,3	12023,23	-	-

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

Tableau VII.4. Vérification de condition b₂ variation de la rigidité (la régularité en élévation).

selon RPS la variation de la rigidité ne doit dépasser 30%						
Etagé	sens x			sens y		
	K _x	% chagmnt	résultats	K _y	% chagmnt	résultats
Story17	85,4555	0,046	CV	76,8594	0,051	CV
Story16	89,5316	0,05	CV	80,9787	0,056	CV
Story15	94,2688	0,057	CV	85,7838	0,062	CV
Story14	99,9289	0,064	CV	91,4936	0,069	CV
Story13	106,7192	0,073	CV	98,3225	0,078	CV
Story12	115,0849	0,084	CV	106,6898	0,089	CV
Story11	125,5784	0,095	CV	117,1224	0,101	CV
Story10	138,7800	0,11	CV	130,2662	0,116	CV
Story9	155,8936	0,127	CV	147,2797	0,133	CV
Story8	178,6688	0,147	CV	169,8762	0,153	CV
Story7	209,5181	0,173	CV	200,5873	0,179	CV
Story6	253,4088	0,206	CV	244,2755	0,211	CV
Story5	319,1604	0,246	CV	309,5655	0,251	CV
Story4	423,4215	0,303	CNV	413,1523	0,304	CNV
Story3	607,3478	0,376	CNV	593,4549	0,378	CNV
Story2	973,7601	0,482	CNV	954,4735	0,484	CNV
Story1	1878,523	-	-	1851,266	-	-

b₃ : Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

Tableau VII.5. Vérification de condition b_3 de la régularité en élévation.

Etage	sens x			sens y		
	P/Kx	P/Kx %	Résultats	P/Ky	P/Ky %	Résultats
Story17	69,65582	0,026	CV	77,4463	0,02	CV
Story16	71,49162	0,053	CV	79,04247	0,059	CV
Story15	67,89899	0,029	CV	74,61494	0,035	CV
Story14	66,00294	0,068	CV	72,08805	0,075	CV
Story13	61,80327	0,078	CV	67,08124	0,085	CV
Story12	57,31073	0,056	CV	61,8203	0,062	CV
Story11	54,27074	0,105	CV	58,18901	0,112	CV
Story10	49,10817	0,123	CV	52,31776	0,131	CV
Story9	43,71722	0,106	CV	46,27408	0,113	CV
Story8	39,51248	0,173	CV	41,55759	0,181	CV
Story7	33,69469	0,209	CV	35,19489	0,218	CV
Story6	27,85873	0,213	CV	28,90035	0,221	CV
Story5	22,96296	0,305	CNV	23,67469	0,313	CNV
Story4	17,59703	0,434	CNV	18,03442	0,436	CNV
Story3	12,26927	0,392	CNV	12,55649	0,396	CNV
Story2	8,814396	0,377	CNV	8,992504	0,385	CNV
Story1	6,40036			6,494598		

5. Facteur de qualité [2] :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Catégorie b :

Tableau VII.6. Facteur de qualité.

Critère	Observation		P _q	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Régularité en plan	Non-observé	Non-observé	0,05	0,05
Régularité en élévation	Non-observé	Non-observé	0,20	0,20
Redondance en plan	Observé	Observé	0	0
			1,25	1,25

VII.3. Choix de la méthode de calcul [2]

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99 2024**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

La méthode statique équivalente est applicable dans certaines conditions qui sont décrites dans l'article 4.1.2 du RPA 2024.

Nous avons un bâtiment R+16 de groupe d'usage 1B qui présente une forme irrégulière situé dans la Zone VI, nous dépassons l'exigence précisée dans le tableau 4.1.

La méthode modale spectrale est applicable pour tous les cas, donc nous l'adopterons pour cette étude.

Principe :

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

VII.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation doit considérer divers aspects :

-Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.

-Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

-Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.

-La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon

significative.

-Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).

VII.3.2. Modélisation de masse [2]

La masse de la structure est définie selon le RPA2024 étant :

$$W = W_G + \Psi \cdot W_Q$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Ψ : est le coefficient d'accompagnement donné par le tableau 4.2, pour refléter cette notion nous définissons cette combinaison dans Mass Source.

Tableau VII.7. Valeurs du coefficient de pondération Ψ [2].

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Notre projet est de la première catégorie donc un coefficient de pondération de 0,30 (Bâtiment de type 1 « RDC des locaux commerciaux ,1^{er} étage service et les autres étages habitation » .

VII.3.3. Nombre de modes à considérer [2]

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure ;

- Ou que 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.

VII.4. Spectre de calcul [2]

Le spectre de calcul linéaire est donné par :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

ou:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur.
- T: période de vibration d'un système linéaire a un seul degré de liberté.
- A : coefficient d'accélération. (Tableau 3.3).
- T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T_3 : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant.
- I: coefficient d'importance.
- S : coefficient de site.
- Q_F : facteur de qualité (cf. § 3.8).

Coefficient d'accélération : $A = 0,3$ zone sismique élevée.

$T_1 = 0,15$; $T_2 = 0,60$; $T_3 = 2,00$.

Coefficient d'importance : $I = 1$.

Coefficient du site : $S = 1,30$.

Facteur de qualité : $Q_F = 1,25$.

Coefficient de comportement : $R = 4,5$.

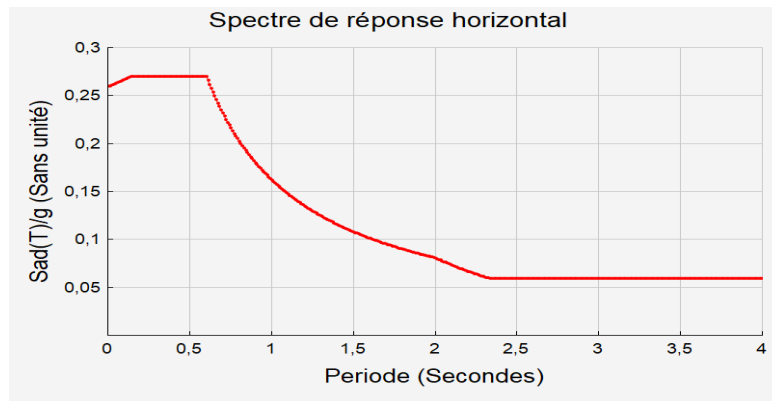


Figure VII.1. Spectre de réponse horizontale.

Spectre de calcul verticale [2] :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A \text{ v.l.g}$) est supérieure à ($0.25g$), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Aucun cas est présent dans ce bâtiment donc la composante verticale n'est pas prise en compte.

VII.5. Combinaisons de calcul [2]

L'action sismique est considérée du fait de sa courte durée comme une action accidentelle, elle caractérisée par trois composante E_x , E_y suivant les deux directions orthogonales sur plan et E_z suivant l'axe vertical de la structure, ces composantes dans le cas où nous négligeons la composante verticale se combine comme suite :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul, donc les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés, cette condition doit

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

être satisfaite selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + 1.3E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + 1.3E_2 \end{cases}$$

Pour les justifications de stabilité des fondations, les combinaisons suivantes sont prescrites :

Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux) :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + \frac{Q_F}{R} E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + \frac{Q_F}{R} E_2 \end{cases}$$

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers... etc.) :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + 1.4E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + 1.4E_2 \end{cases}$$

Nous avons qu'on prend le signe « + » pour toutes les actions sismiques, puisque le logiciel de calcul considère les deux sens pour chaque direction de calcul.

VII.6. Analyse du modèle final

VII.6.1. Taux de participation massique

Tableau VII.8. Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,541	0,0002	0,6815	0,0002	0,6815	0,0001
2	1,534	0,5616	0,0003	0,5619	0,6818	0,13
3	1,252	0,1317	3,126E-06	0,6936	0,6818	0,5258
4	0,447	0,1296	0,00002255	0,8232	0,6818	0,0268
5	0,427	0,00002546	0,1714	0,8232	0,8533	8,055E-07
6	0,319	0,031	3,201E-06	0,8542	0,8533	0,1574
7	0,214	0,0589	0,00001133	0,9131	0,8533	0,0122
8	0,197	0,00001424	0,0744	0,9131	0,9277	0
9	0,143	0,0121	1,397E-06	0,9253	0,9277	0,069
10	0,13	0,0314	7,327E-06	0,9567	0,9277	0,0071
11	0,117	0,000008216	0,0373	0,9567	0,965	0
12	0,089	0,0179	4,249E-06	0,9746	0,965	0,0019

VII.6.2. L'analyse dynamique de la structure a conduit à

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 68,15% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 56,16% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

VII.6.3. La force sismique totale

La force sismique totale est donnée par :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ Étant l'ordonnée du spectre de réponse pour la période T_0 .

La période fondamentale de la structure T_0 peut être évalué à travers la formule empirique T :

Méthode empirique :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Le coefficient C_T est donné par le tableau 4.3, donc $C_T = 0,050$

$$h_N = 54,91\text{m}$$

$$T_{\text{empirique}} = 1,0086 \text{ s}$$

Selon le RPA nous fait la comparaison entre $1,3T_{\text{empirique}}$ et T_{calcul} :

$$\text{Sens x-x : } T_{\text{calcul}} = 1,541\text{s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 1,311\text{s}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\text{calcul}} = 1,541\text{s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 1,311\text{s}$$

Donc $T_0 = 1,311\text{s}$ dans les deux sens.

Le poids total de la structure W est obtenu à partir :

$$W = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi})$$

$$\text{Nous trouvons } W = 123003,30\text{kN}$$

Donc nous trouvons la force sismique totale suivant les deux directions :

$$V_x = V_y = 12957,974\text{KN}.$$

VII.6.4. Vérification de l'effort tranchant a la base [2]

La résultante des forces sismiques a la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismiques, V :

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

Si La condition n'est pas vérifiée, dans ce cas nous devons faire les vérifications sous un effet sismique augmentée suivant la direction en question par un rapport de : $\frac{0.8V}{V_t}$

La force sismique totale obtenue par la méthode analytique suivant les deux directions est :

$$V_{tx} = 10080,17\text{kN}$$

$$V_{ty} = 10811,37\text{kN}$$

Et donc :

Tableau VII.9 : Vérification de l'effort tranchant a la base avant la majoration.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	10080,17	10366,38	Non vérifié
Sens Y-Y	10811,37	10366,38	Vérifié

La condition n'est pas vérifiée dans la direction x, dans ce cas nous devons faire les vérifications sous un effet sismique augmentée suivant la direction x en question par un rapport de : $\frac{0.8V}{V_t} = 1,029$.

La force sismique totale obtenue par la méthode analytique suivant les deux directions est :

$$V_{tx} = 10372,49\text{ kN}$$

$$V_{ty} = 10811,37\text{kN}$$

Et donc :

Tableau VII.10 : Vérification de l'effort tranchant a la base après la majoration.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	10372,49	10366,38	Vérifié
Sens Y-Y	10811,37	10366,38	Vérifié

VII.6.5. Vérification de déplacements inter-étage [2]

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

Ou : δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité.

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - I", est égal a:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

VII.6.5.1. Justification de non effondrement [2]

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules selon article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_k}$ décrite dans l'article

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

5.10.1 du RPA, la valeur que nous prenons dans ce cas : $\overline{\Delta_k} = 0.0150h_k$

Tableau VII.11. Vérification de déplacements inter-étage de non effondrement.

Etage	H (mm)	Sens x-x				Selon y-y				Résultats
		Sek (mm)	Sk(mm)	Δk (mm)	$\overline{\Delta k}$ (mm)	Sek(mm)	Sk(mm)	Δk (mm)	$\overline{\Delta k}$ (mm)	
17	3060	122,74	441,864	22,3452	45,9	103,354	372,074	21,5856	45,9	Vérifiée
16	3060	116,533	419,5188	23,5224	45,9	97,358	350,489	22,338	45,9	Vérifiée
15	3060	109,999	395,9964	24,9408	45,9	91,153	328,151	23,1516	45,9	Vérifiée
14	3060	103,071	371,0556	26,0856	45,9	84,722	304,999	23,7672	45,9	Vérifiée
13	3060	95,825	344,97	27,4140	45,9	78,12	281,232	24,4656	45,9	Vérifiée
12	3060	88,21	317,556	28,6524	45,9	71,324	256,766	25,0524	45,9	Vérifiée
11	3060	80,251	288,9036	29,3472	45,9	64,365	231,714	25,272	45,9	Vérifiée
10	3060	72,099	259,5564	30,0996	45,9	57,345	206,442	25,4232	45,9	Vérifiée
9	3060	63,738	229,4568	30,5928	45,9	50,283	181,019	25,3224	45,9	Vérifiée
8	3060	55,24	198,864	30,4236	45,9	43,249	155,696	24,84	45,9	Vérifiée
7	3060	46,789	168,4404	30,1392	45,9	36,349	130,856	24,2028	45,9	Vérifiée
6	3060	38,417	138,3012	29,2896	45,9	29,626	106,654	23,1156	45,9	Vérifiée
5	3060	30,281	109,0116	27,5076	45,9	23,205	83,538	21,4092	45,9	Vérifiée
4	3060	22,64	81,504	25,1028	45,9	17,258	62,1288	19,206	45,9	Vérifiée
3	3060	15,667	56,4012	20,7144	45,9	11,923	42,9228	16,452	45,9	Vérifiée
2	3060	9,913	35,6868	17,4924	45,9	7,353	26,4708	13,0536	45,9	Vérifiée
1	5950	5,054	18,1944	18,1944	89,25	3,727	13,4172	13,4172	89,25	Vérifiée

VII.6.5.2. Justification de limitation des dommages [2]

Dans le cadre de limiter les dommages nous prenons en considération la valeur admissible $\overline{\Delta_k}$ de l'article 5.10.2 décrite comme suite :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,005h_k$$

Le coefficient réducteur v_A prendre en compte le passage de la période de retour associé à l'objectif de non effondrement, sa valeur est prise à 0,5.

Tableau VII.12. Vérification de déplacements inter-étage de limitation des dommages.

Vérification des déplacements inter-étage limitation des dommages					
Etage	Sens x-x		Selon y-y		Résultats
	Δk	$\bar{\Delta k}$	Δk	$\bar{\Delta k}$	
17	11,173	22,95	10,793	22,95	Condition vérifiée
16	11,761	22,95	11,169	22,95	Condition vérifiée
15	12,47	22,95	11,576	22,95	Condition vérifiée
14	13,043	22,95	11,884	22,95	Condition vérifiée
13	13,707	22,95	12,233	22,95	Condition vérifiée
12	14,326	22,95	12,526	22,95	Condition vérifiée
11	14,674	22,95	12,636	22,95	Condition vérifiée
10	15,05	22,95	12,712	22,95	Condition vérifiée
9	15,296	22,95	12,661	22,95	Condition vérifiée
8	15,212	22,95	12,42	22,95	Condition vérifiée
7	15,07	22,95	12,101	22,95	Condition vérifiée
6	14,645	22,95	11,558	22,95	Condition vérifiée
5	13,754	22,95	10,705	22,95	Condition vérifiée
4	12,551	22,95	9,603	22,95	Condition vérifiée
3	10,357	22,95	8,226	22,95	Condition vérifiée
2	8,746	22,95	6,527	22,95	Condition vérifiée
1	9,097	44,625	6,709	44,625	Condition vérifiée

Après vérification des déplacements inter-étage, les résultats obtenus respectent les limites fixées par la réglementation en vigueur, ce qui garantit un comportement structurel satisfaisant et permet de limiter les dommages en cas d'action sismique.

VII.6.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ [2]

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

avec:

• P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i)$$

Chapitre VII : Etude dynamique et sismique RPA 2024.

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Tableau VII.13. Vérification de l'effet P- Δ .

Etage	H (mm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Résultats
			Vx,k (KN)	$\Delta_{x,k}$ (KN)	Θ_x	Vy,k (KN)	$\Delta_{y,k}$ (KN)	Θ_y	
17	3060	5952,473	1831,7897	22,3452	0,02373	1909,3	21,5856	0,02199	Vérifiée
16	3060	12353,23	2725,1248	23,5224	0,03485	2840,43	22,338	0,03175	Vérifiée
15	3060	18753,987	3565,7384	24,9408	0,04287	3716,61	23,1516	0,03818	Vérifiée
14	3060	25349,5851	4377,6143	26,0856	0,04936	4562,84	23,7672	0,04315	Vérifiée
13	3060	31945,1831	5135,164	27,414	0,05573	5352,44	24,4656	0,04772	Vérifiée
12	3060	38540,7811	5838,3873	28,6524	0,06181	6085,42	25,0524	0,05185	Vérifiée
11	3060	45356,0151	6508,893	29,3472	0,06683	6784,3	25,272	0,05521	Vérifiée
10	3060	52171,2491	7123,2633	30,0996	0,07204	7424,66	25,4232	0,05838	Vérifiée
9	3060	58986,4831	7681,4982	30,5928	0,07677	8006,52	25,3224	0,06097	Vérifiée
8	3060	66046,1301	8201,6044	30,4236	0,08006	8548,63	24,84	0,06272	Vérifiée
7	3060	73105,7771	8663,5621	30,1392	0,08311	9030,13	24,2028	0,06403	Vérifiée
6	3060	80165,4241	9067,3713	29,2896	0,08462	9451,03	23,1156	0,06408	Vérifiée
5	3060	87494,2917	9426,2138	27,5076	0,08344	9825,06	21,4092	0,06231	Vérifiée
4	3060	94945,2539	9729,6627	25,1028	0,08005	10141,3	19,206	0,05876	Vérifiée
3	3060	102396,966	9971,7643	20,7144	0,06951	10393,7	16,452	0,05297	Vérifiée
2	3060	110980,0728	10179,927	17,4924	0,06232	10610,7	13,0536	0,04462	Vérifiée
1	5950	123003,2982	10372,49	18,1944	0,03626	10811,4	13,4172	0,02566	Vérifiée

Suite à la vérification de l'effet P- Δ , il a été constaté que l'influence des déplacements secondaires reste dans les limites acceptables, conformément aux exigences réglementaires.

Par conséquent, la stabilité globale de la structure est assurée.

VII.6.7. Vérification de l'effort normale réduit [2]

L'effort normale réduit en fonction de la section brute B_c et la résistance caractéristique du béton f_{c28} est donnée par :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}}$$

Nous prenons la valeur de l'effort normale de compression N_d maximale sur chaque section.

Pour les éléments linéaires la condition suivante doit être satisfaite : $v_{\max} \leq 0.10$

Pour les voiles, la condition à respecter est : $v_{\max} \leq 0.40$

Tableau VII.14 : Vérification de l'effort normale réduit.

Vérification de l'effort normale réduit				
a (cm)	b (cm)	N (kN)	v	Résultats
40	40	494,5129	0,1030235	Condition vérifiée
45	45	1091,2992	0,1796377	Condition vérifiée
50	50	1976,8574	0,263581	Condition vérifiée
55	55	2490,3671	0,2744206	Condition vérifiée
60	60	3213,5986	0,2975554	Condition vérifiée
65	65	3618,699	0,2854989	Condition vérifiée

Après vérification, il a été constaté que l'effort normal réduit ne dépasse pas les limites réglementaires imposées par les normes en vigueur. Par conséquent, la section étudiée est conforme et capable de résister à l'effort axial appliqué en toute sécurité.

VII.6.8. Justification du coefficient de comportement [2]

Le coefficient de comportement R dépend de systèmes de contreventement qui sont définie en article 3.5 du RPA2024, nous faisons deux vérifications :

VII.6.8.1. Vérification vis-à-vis le système à effet noyau [2]

- $r_x \geq l_s$
- $r_y \geq l_s$

Les rayons de torsion r_x et r_y sont obtenus par la racine carré de la raideur de torsion sur la raideur de translation suivant la direction calculée :

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 \cdot I_{x_i} + y_i^2 \cdot I_{y_i})}{\sum I_{x_i}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 \cdot I_{x_i} + y_i^2 \cdot I_{y_i})}{\sum I_{y_i}}}$$

Le rayon de gyration l_s est obtenue par la racine carrée de moment d'inertie polaire par rapport le centre de gravité du plancher divisé par la masse de ce dernier :

$$l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}}$$

Nous résumons les résultats pour chaque plancher dans le tableau suivant :

Tableau VII.15 : Vérification vis-à-vis le système à effet noyau.

Story	Kfx	Kfy	Rx	Ry	Ls	x-x	y-y
Story17	85,4555	76,8594	12,09	11,47	10,2918	CV	CV
Story16	89,5316	80,9787	12,12	11,53	10,7159	CV	CV
Story15	94,2688	85,7838	12,15	11,59	10,7049	CV	CV
Story14	99,9289	91,4936	12,15	11,63	10,6946	CV	CV
Story13	106,7192	98,3225	12,23	11,74	10,6837	CV	CV
Story12	115,0849	106,6898	12,3	11,84	10,6837	CV	CV
Story11	125,5784	117,1224	12,35	11,92	10,6735	CV	CV
Story10	138,78	130,2662	12,39	12	10,6622	CV	CV
Story9	155,8936	147,2797	12,42	12,07	10,6622	CV	CV
Story8	178,6688	169,8762	12,45	12,14	10,6523	CV	CV
Story7	209,5181	200,5873	12,48	12,21	10,6407	CV	CV
Story6	253,4088	244,2755	12,55	12,32	10,6407	CV	CV
Story5	319,1604	309,5655	12,71	12,52	10,6299	CV	CV
Story4	423,4215	413,1523	12,7	12,55	10,6536	CV	CV
Story3	607,3478	593,4549	12,98	12,83	10,5613	CV	CV
Story2	973,7601	954,4735	13,21	13,08	11,0053	CV	CV
Story1	1 878,52	1 851,27	13,42	13,32	11,0697	CV	CV

Les valeurs de rayons de torsion sont supérieures aux valeurs de rayons de gyration, ce qui veut dire que les planchers présentent une rigidité suffisante, et par conséquence le système n'est pas considéré ayant un effet noyau.

VII.6.8.2. Vérification de forces latérales reprises par les voiles [2]

L'RPA distingue entre les systèmes 2, 4, et 5 selon le pourcentage de l'effort tranchant à la base repris par l'ossature ou bien les voiles par rapport à ce repris par tout l'ensemble :

Tableau VII.16. Vérification de forces latérales reprises par les voiles.

Justification de coefficient de comportement			
Forces Latérales (kN)			
Direction x		Direction y	
Totale	Voile	Totale	Voile
10372,49	7782,0609	10811,3702	8334,5172
Résultats			
Les voiles reprennent	75%	des forces latérales suivant x	
Les voiles reprennent	77%	des forces latérales suivant y	

Les résultats de calcul montrent que les voiles assurent plus de 65 % de la reprise des efforts tranchants à la base de la structure. Dès lors, conformément aux exigences réglementaires, le système de contreventement peut être classé comme un système composé essentiellement de voiles porteurs. Par conséquent, le coefficient de comportement sismique retenu pour cette structure est fixé à $R = 4,5$, et cette valeur sera maintenue pour l'ensemble de l'étude.

VII. 7 CONCLUSION

L'ensemble des vérifications exigées par le RPA 2024 a été rigoureusement réalisé dans le cadre de cette étude dynamique. Les contrôles effectués, notamment ceux liés aux déplacements inter-étages, à l'effet $P-\Delta$, à la limitation des dommages, ainsi qu'à la stabilité globale de la structure, ont confirmé la conformité du projet aux exigences de la réglementation parasismique en vigueur.

Les résultats obtenus valident le choix du système de contreventement ainsi que les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments porteurs. La structure répond de manière satisfaisante aux critères de résistance, de stabilité et de limitation des déplacements imposés par le RPA 2024.

En conclusion, la structure projetée présente un comportement sismique conforme, garantissant la sécurité et la performance attendues, même en cas d'action sismique majeure.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024.

VIII.1. Introduction

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage (Poteaux, Poutres, Voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA 20024 « Règles Parasismiques Algériennes »).

VIII.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VIII.1. Contraintes.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1,2	1	30	21,25	500	500

VIII.2.1. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

• Selon CBA93 [3] :

ELU : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

ELS : Situation durable : $G + Q$ (2)

• Selon le RPA 2024 [2] situation accidentelle (article 5.2.1) :

$G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$ (1)

$G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$ (2)

Avec : • G : Charges permanentes.

• Q : Charge d'exploitation.

- E : Action du séisme.

VIII.2.2. Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants

1^{er} cas : $N_{\max}$ et M correspondant

2^{ème} cas : $N_{\min}$ et M correspondant

3^{ème} cas : $M_{\max}$ et N correspondant

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Recommandations du RPA 2024 [2] :

D'après le RPA 2024 [1], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique VI est limité par :

- Leur pourcentage minimal est de : 1% (zone VI)
- Leur pourcentage maximal est de : 4% en zone courante.
8% en zone recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 60ϕ (zone VI)

- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 15cm.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10cm ; 6\phi_l \right)$ (zone VI)
- **Zone courante** : $S_t' \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l \right)$ (zone VI)

Avec ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Les résultats obtenus : Nous avons retenu six (6) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir ETABS :

Tableau VIII.2. Les zones des sections.

Zones des poteaux	Etages	La section (cm ²)
Zone I	RDC et 1 ^{er} étages	65X65
Zone II	2 ^{ème} -4 ^{ème} étages	60X60
Zone III	5 ^{ème} -7 ^{ème} étages	55X55
Zone IV	8 ^{ème} -10 ^{ème} étages	50X50
Zone V	11 ^{ème} -13 ^{ème} étages	45X45
Zone VI	14 ^{ème} et 16 ^{ème} étages	40X40

VIII.2.2.1. Ferrailage longitudinale des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés par logiciel **ETABS V18**.

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu après comparaison entre le ferrailage donné par le logiciel « SOCOTEC » et le minimum exigé par le RPA.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections, qui donne des résultats par face.

1. Situation durable :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.3. Ferrailage des poteaux avec $N_{\max}$ et M_{cor} SDT.

Zones des poteaux	Section (cm ²)	$N_{\max}$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
I	65X65	-1998,52	25,72	SEC	0	0	42,25
II	60X60	-1548,36	11,90	SEC	0	0	36
III	55X55	-1138,19	13,84	SEC	0	0	30,25
IV	50X50	-756,13	17,66	SEC	0	0	25
V	45X45	-402,33	19,64	SEC	0	0	20,25
VI	40X40	-73,73	26,66	SPC	0,88	0	16

- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.4. Ferrailage des poteaux avec $N_{\min}$ et M_{cor} SDT.

Zones des poteaux	Section (cm ²)	$N_{\min}$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\min}$ RPA (cm ²)
I	65X65	-3162,49	-0,44	SEC	0	0	42,25
II	60X60	-2720,15	-29,74	SEC	0	0	36
III	55X55	-2127,29	-23,45	SEC	0	0	30,25
IV	50X50	-1562,13	-24,76	SEC	0	0	25
V	45X45	-1021,12	-24,92	SEC	0	0	20,25
VI	40X40	-497,61	-23,35	SEC	0	0	16

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

- Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.5. Ferrailage des poteaux avec $M_{\max}$ et N_{cor} SDT.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} RPA (cm ²)
I	65X65	51,23	-2443,61	SEC	0	0	42,25
II	60X60	32,92	-1879,51	SEC	0	0	36
III	55X55	38,17	-1420,63	SEC	0	0	30,25
IV	50X50	43,78	-958,50	SEC	0	0	25
V	45X45	46,61	-531,19	SEC	0	0	20,25
VI	40X40	49,60	-140,21	SPC	1,72	0	16

2. Situation accidentelle :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.6. Ferrailage des poteaux avec $N_{\max}$ et M_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} RPA (cm ²)
I	65X65	69,85	27,34	SPC	1,71	0	42,25
II	60X60	115,48	48,77	SPC	3,12	0	36
III	55X55	82,65	75,72	SPC	4,08	0	30,25
IV	50X50	13,13	78,92	SPC	3,84	0	25
V	45X45	-37,03	70,61	SPC	3,33	0	20,25
VI	40X40	-13,38	73,18	SPC	4,37	0	16

- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.7. Ferrailage des poteaux avec $N_{\min}$ et M_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} RPA (cm ²)
I	65X65	-3618,70	-163,12	SEC	0	0	42,25
II	60X60	-3213,60	-110,37	SEC	0	0	36
III	55X55	-2490,37	-99,66	SEC	0	0	30,25
IV	50X50	-1758,74	-86,55	SEC	0	0	25
V	45X45	-1091,30	-77,83	SEC	0	0	20,25
VI	40X40	-494,51	-61,19	SEC	0	0	16

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

- Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$)

Tableau VIII.8. Ferrailage des poteaux avec $M_{\max}$ et N_{cor} SA.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	M ^{max} (KN)	N ^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} RPA (cm ²)
I	65X65	214,51	-1713,84	SEC	0	0	42,25
II	60X60	249,98	-1104,68	SEC	0	0	36
III	55X55	261,05	-797,84	SPC	3,12	0	30,25
IV	50X50	247,29	-526,05	SPC	6,73	0	25
V	45X45	212,51	-359,05	SPC	8,26	0	20,25
VI	40X40	171,51	-37,54	SPC	10,82	0	16

Choix des armatures

Le choix des armatures doit être à la fois économique ; réalisable et cohérent ; et on doit respecter la symétrie dans la section ; pour cela on adopte le choix suivant :

Tableau VIII.9. Choix des armatures pour les poteaux.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adpt} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z.C)(cm ²)	As ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
I	65X65	1,71	4T20+T16	14,57	42,25	169	338	12T20+4T16	45,72
II	60X60	3,12	3T20+2T14	10,96	36	144	288	8T20+8T14	37,44
III	55X55	4,08	3T20+2T14	10,96	30,25	121	242	8T20+8T14	37,44
IV	50X50	6,73	2T20+2T16	10,30	25	100	200	4T20+8T16	28,65
V	45X45	8,26	2T20+2T16	10,30	20,25	81	162	4T20+8T16	28,65
VI	40X40	10,82	4T20	12,57	16	64	128	12T20	37,68

VIII.2.2.2. Vérifications à l'ELS [3]

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous ($N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}}$) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Béton :

$$-\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Acier :

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

Fissuration peu préjudiciable : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$-\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\} = \min \{ 250 ; \max (333,33 \text{MPa} ; 215,56 \text{MPa}) \}$

$-\bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa}$.

La Position de l'axe neutre y : $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot (A_s + A_s') \cdot y - n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot c') = 0$

Le Moment d'inertie I : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s' \cdot (y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau VIII.10. Vérification à ELS avec N^{max} et M^{cor} .

Zone des poteaux	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	A_s^{adpt} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
I	65X65	-1467,16	18,83	45,72	26,13	1105146,94	0,45	8,27	Vérifiée
II	60X60	-1136,70	8,67	37,44	23,78	781826,56	0,26	5,03	Vérifiée
III	55X55	-835,44	10,07	37,44	23,18	617383,98	0,38	6,44	Vérifiée
IV	50X50	-554,93	12,87	28,65	20,52	401542,50	0,66	11,77	Vérifiée
V	45X45	-295,25	14,32	28,65	19,86	300575,21	0,95	14,75	Vérifiée
VI	40X40	-54,16	19,48	37,68	20,76	250566,57	1,61	17,78	Vérifiée

- N_{ser}^{min} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau VIII.11. Vérification à ELS avec N^{min} et M^{cor} .

Zone des poteaux	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	A_s^{adpt} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
I	65X65	-2315,33	-0,35	45,72	26,13	1105146,94	0,01	0,15	Vérifiée
II	60X60	-1989,26	-21,78	37,44	23,78	781826,56	0,66	12,63	Vérifiée
III	55X55	-1555,24	-17,39	37,44	23,18	617383,98	0,65	11,12	Vérifiée
IV	50X50	-1141,84	-18,36	28,65	20,52	401542,50	0,94	16,79	Vérifiée
V	45X45	-746,37	-18,47	28,65	19,86	300575,21	1,22	19,03	Vérifiée
VI	40X40	-363,85	-17,30	37,68	20,76	250566,57	1,43	15,79	Vérifiée

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

- M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{corr} :

Tableau VIII.12. Vérification des poteaux à ELS avec (M^{max} ; N^{cor}).

Zone des poteaux	Section (cm ²)	M^{corr} (KN.m)	N^{max} (KN)	A_{s}^{adpt} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
I	65X65	37,38	-1793,32	45,72	26,13	1105146,94	0,88	16,42	Vérifiée
II	60X60	24,01	-1378,99	37,44	23,78	781826,56	0,73	13,92	Vérifiée
III	55X55	27,80	-1039,23	37,44	23,18	617383,98	1,04	17,78	Vérifiée
IV	50X50	31,92	-701,20	28,65	20,52	401542,50	1,63	29,20	Vérifiée
V	45X45	34,00	-388,74	28,65	19,86	300575,21	2,25	35,03	Vérifiée
VI	40X40	36,21	-103,03	37,68	20,76	250566,57	3,00	33,04	Vérifiée

Conclusion : Pour les poteaux L'ELS est vérifié.

VIII.2.2.3. Vérification de l'effort tranchant [3]

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} u$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τu : 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 [3] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 2024 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda g = \frac{L_f}{a}$

λg : est l'élanement géométrique du poteau

L_f : longueur du flambement du Poteau.

a : dimension de la section droite du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	11,15	0,029	9,15	0,075	2,25	3	Vérifiée
1^{er}	65X65	22,31	0,058	3,29	0,040	1,20	3	Vérifiée
2^{eme} - 4^{eme}	60X60	21,62	0,067	3,57	0,040	1,20	3	Vérifiée
4^{eme} - 7^{eme}	55X55	25,61	0,094	3,89	0,040	1,20	3	Vérifiée
8^{eme} -10^{eme}	50X50	21,61	0,096	4,28	0,040	1,20	3	Vérifiée
11^{eme} -13^{eme}	45X45	31,60	0,173	4,76	0,040	1,20	3	Vérifiée
14^{eme} -16^{eme}	40X40	36,64	0,255	5,36	0,075	2,25	3	Vérifiée

VIII.2.2.4. Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93 [3]** et celles du **RPA 2024** ; elles sont données comme suit :

* Selon CBA 93 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA 2024 [2] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_c \times f_e}$$

Avec :

A_t : Section droit ou équivalente de des brins de l'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h_c : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Elancement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10cm ; 6\phi_l \right)$ (zone VI)

- **Zone courante** : $S_t' \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l \right)$ (zone VI)

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \cdot b_c}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{L_f}{b_c} \text{ ou } \frac{L_f}{h_c}$$

h_c, b_c : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VIII.14. Espacements maximums selon RPA 2024.

Zone des poteaux	Section (cm ²)	Choix	St (cm)	
			Z.C	Z.R
I	65X65	12T20+4T16	10	15
II	60X60	8T20+8T14	10	15
III	55X55	8T20+8T14	10	15
IV	50X50	4T20+8T16	10	15
V	45X45	4T20+8T16	10	15
VI	40X40	12T20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15. Choix des armatures transversales des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g	ρ_a	Tu (KN)	At/St RPA (cm ² /m)	(At/St.b) min	(At/St) min (cm ² /m)	At(cm ²) ZN St=10cm	At(cm ²) ZC St=20cm	Choix	As ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	5,95	9,15	2,5	11,15	0,86	0,3%	19,50	1,95	3,90	8T10	6,28
1 ^{er}	65X65	2,14	3,29	3,75	22,31	2,57	0,73%	47,45	4,75	9,49	8T10	6,28
2 ^{eme} - 4 ^{eme}	60X60	2,14	3,57	3,75	21,62	2,67	0,66%	39,60	3,96	7,92	8T10	6,28
5 ^{eme} - 7 ^{eme}	55X55	2,14	3,89	3,75	25,61	3,49	0,58%	31,90	3,19	6,38	8T10	6,28
8 ^{eme} - 10 ^{eme}	50X50	2,14	4,28	3,75	21,61	3,24	0,48%	24,00	2,40	4,80	6T10	4,71
11 ^{eme} - 13 ^{eme}	45X45	2,14	4,76	2,5	31,60	3,51	0,36%	16,20	1,62	3,24	6T8	3,02
14 ^{eme} - 16 ^{eme}	40X40	2,14	5,36	2,5	36,64	4,58	0,3%	12,00	1,20	2,40	6T8	3,02

VIII.2.2.5. Longueur de recouvrement [2]

$L_r = 60 \times \emptyset_1$ en zone VI. (Article 7.4.2 RPA 2024).

Pour : - $\emptyset = 20\text{mm} \Rightarrow L_r = 120\text{cm}$

VIII.2.2.6. Schéma de ferrailage :

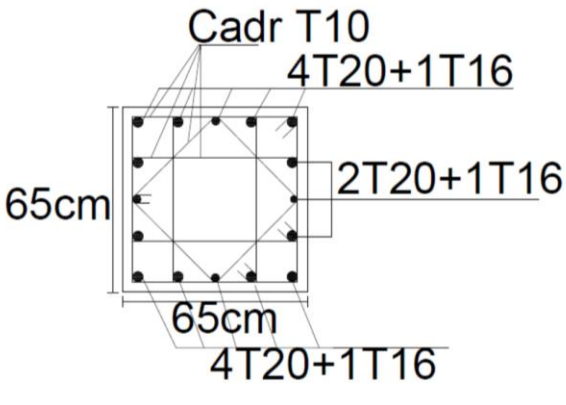
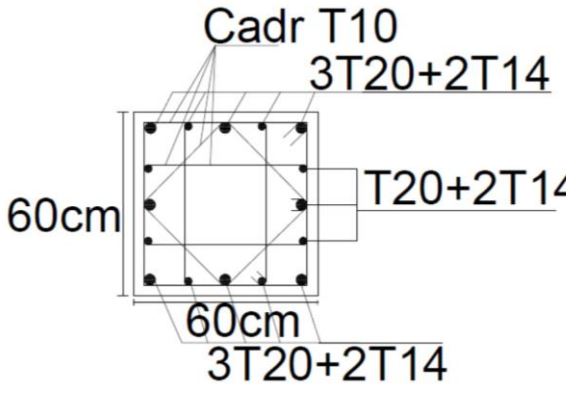
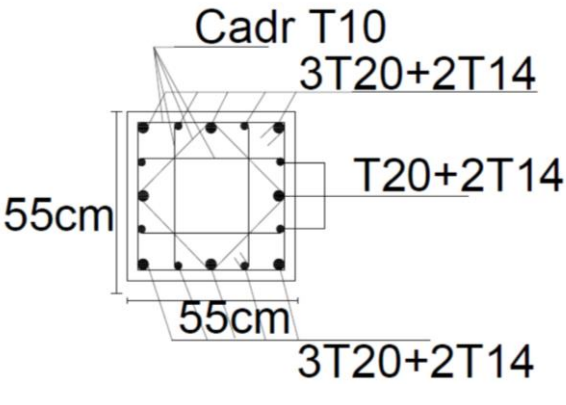
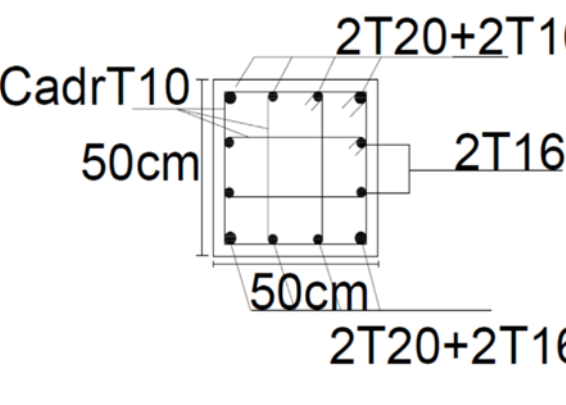
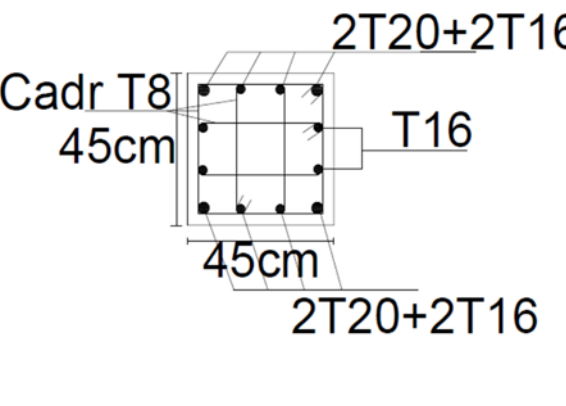
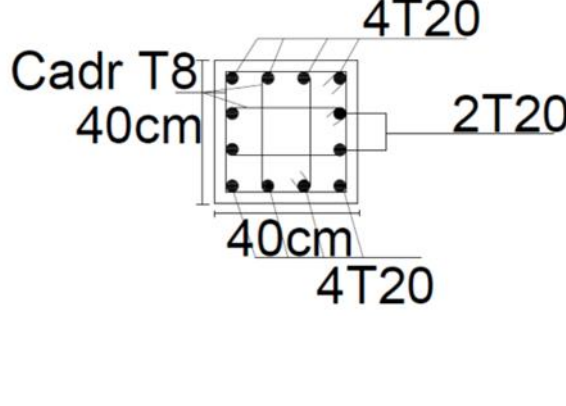
 Cadr T10 4T20+1T16 65cm 65cm 2T20+1T16 4T20+1T16	 Cadr T10 3T20+2T14 60cm 60cm T20+2T14 3T20+2T14
Ferrailage poteaux 65x65.	Ferrailage poteaux 60x60.
 Cadr T10 3T20+2T14 55cm 55cm T20+2T14 3T20+2T14	 Cadr T10 2T20+2T16 50cm 50cm 2T16 2T20+2T16
Ferrailage poteaux 55x55.	Ferrailage poteaux 50x50.
 Cadr T8 2T20+2T16 45cm 45cm T16 2T20+2T16	 Cadr T8 4T20 40cm 40cm 2T20 4T20
Ferrailage poteaux 45x45.	Ferrailage poteaux 40x40.

Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

VIII.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple. On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
 - Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$
- Situation accidentelle : $G+0,3Q+E_x+0,3E_y$; $G+0,3Q+E_y+0,3E_x$
 - Béton : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1$; $f_e = 500\text{MPa}$

VIII.3.1. Recommandation du « RPA 2024 »

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$ en zone VI.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VIII.3.2. Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens X-X 30x40.
- Sens Y-Y 30x40.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

VIII.3.2.1. Sens porteuse $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

a. Poutre porteuse d'usage de service :

Tableau VIII.16. Calcul les sections d'armature de service les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max} \text{ (KN.m)}$	$As \text{ (cm}^2\text{)}$	$As' \text{ (cm}^2\text{)}$	$As^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$
PP30x40	Durable	Travée	37,78	2,49	0	6
		Appuis	-45,48	0	3,02	6
	Accidentelle	Travée	170,69	10,54	0	6
		Appuis	-176,65	0	10,96	6

Tableau VIII.17. Calcul les sections d'armature de service les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max} \text{ (KN.m)}$	$As \text{ (cm}^2\text{)}$	$As' \text{ (cm}^2\text{)}$	$As^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$
PP30x40	Durable	Travée	2,52	0,16	0	6
		Appuis	-5,04	0	0,32	6
	Accidentelle	Travée	7,26	0,40	0	6
		Appuis	-11,38	0	0,64	6

b. Poutre porteuse d'usage d'habitation :

Tableau VIII.18. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max} \text{ (KN.m)}$	$As \text{ (cm}^2\text{)}$	$As' \text{ (cm}^2\text{)}$	$As^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$
PP30x40	Durable	Travée	39,33	2,59	0	6
		Appuis	-100,99	0	7,06	6
	Accidentelle	Travée	215,52	13,78	0	6
		Appuis	-213,63	0	13,64	6

Tableau VIII.19. Calcul les sections d'armature de l'habitation les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max} \text{ (KN.m)}$	$As \text{ (cm}^2\text{)}$	$As' \text{ (cm}^2\text{)}$	$As^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$
PP30x40	Durable	Travée	2,69	0,17	0	6
		Appuis	-5,77	0	0,37	6
	Accidentelle	Travée	12,63	0,71	0	6
		Appuis	-16,43	0	0,92	6

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

c. Poutre porteuse de la terrasse :

Tableau VIII.20. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	38,79	2,56	0	6
		Appuis	-91,48	0	6,33	6
	Accidentelle	Travée	100,09	5,89	0	6
		Appuis	-153,10	0	9,34	6

Tableau VIII.21. Calcul les sections d'armature de la terrasse les P.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PP30x40	Durable	Travée	2,39	0,15	0	6
		Appuis	-8,47	0	0,54	6
	Accidentelle	Travée	16,13	0,90	0	6
		Appuis	-27,84	0	1,57	6

VIII.3.2.2. Sens non porteuse b x h = (30 x 40) cm²

a. Poutre non porteuse d'usage de service :

Tableau VIII.22. Calcul les sections d'armature de service les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	13,45	0,87	0	6
		Appuis	-25,90	0	1,69	6
	Accidentelle	Travée	111,18	6,59	0	6
		Appuis	-119,18	0	7,10	6

Tableau VIII.23. Calcul les sections d'armature de service les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	$M^{3\max}$ (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	0,46	0,03	0	6
		Appuis	-1,05	0	0,07	6
	Accidentelle	Travée	9,22	0,51	0	6
		Appuis	-9,02	0	0,50	6

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

b. Poutre porteuse d'usage d'habitation :

Tableau VIII.24. Calcul les sections d'armateur de l'habitation les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	48,06	3,19	0	6
		Appuis	-84,81	0	5,83	6
	Accidentelle	Travée	245,15	16,08	0	6
		Appuis	-259,96	0	17,29	6

Tableau VIII.25. Calcul les sections d'armateur de l'habitation les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	15,19	0,98	0	6
		Appuis	-10,78	0	0,69	6
	Accidentelle	Travée	40,41	2,30	0	6
		Appuis	-42,95	0	2,44	6

c. Poutre non porteuse de la terrasse :

Tableau VIII.26. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.N.P (sans voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	41,07	2,71	0	6
		Appuis	-67,45	0	4,56	6
	Accidentelle	Travée	136,11	8,20	0	6
		Appuis	-180,91	0	11,26	6

Tableau VIII.27. Calcul les sections d'armateur de la terrasse les P.N.P (avec voile).

Section	Situation	Position	M^{3max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
PNP30x40	Durable	Travée	3,63	0,23	0	6
		Appuis	-21,77	0	1,42	6
	Accidentelle	Travée	32,27	1,82	0	6
		Appuis	-59,83	0	3,44	6

VIII.3.3. Choix de ferrailage

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

$$A_{s \min} = 0,5\% \times b \times d$$

$$A_{s \max} = 4\% \times b \times d \text{ en zone courante.}$$

$$A_{s \max} = 6\% \times b \times d \text{ en zone nodal.}$$

Tableau VIII.28. Choix de ferrailage des poutres.

Usages	Section (cm ²)	Position	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s \min}$ RPA (cm ²)	$A_{s \max}$ Z.C (cm ²)	$A_{s \max}$ Z.N (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adpt}}$ (cm ²)
Service	P.P (30x40)	Travée	10,54	6	48	72	3T16+3T14	10,65
		Appuis	10,96	6	48	72	5T16+T14	11,59
	P.N.P (30x40)	Travée	6,59	6	48	72	5T14	7,70
		Appuis	7,10	6	48	72	5T14	7,70
Habitation	P.P (30x40)	Travée	13,78	6	48	72	3T20+3T14	14,02
		Appuis	13,64	6	48	72	3T20+3T14	14,02
	P.N.P (30x40)	Travée	16,08	6	48	72	5T20+T16	17,72
		Appuis	17,29	6	48	72	5T20+T16	17,72
Terrasse	P.P (30x40)	Travée	5,89	6	48	72	5T14	7,70
		Appuis	9,34	6	48	72	3T16+3T14	10,65
	P.N.P (30x40)	Travée	8,20	6	48	72	3T16+2T14	9,11
		Appuis	11,26	6	48	72	5T16+T14	11,59

VIII.3.4. Vérifications à l'ELS [3]

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous (N_{ser} ; M_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Béton :

$$- \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$- \sigma_s = \frac{n * M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

Fissuration peu préjudiciable : Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.29. Vérification des contrainte des P.P (sans voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	27,73	13,50	105473,64	3,55	88,72	Vérifiée
	Appuis	-33,15	13,97	111635,13	4,15	98,12	
Habitation	Travée	28,17	14,36	128232,10	3,15	71,31	Vérifiée
	Appuis	-72,60	14,36	128232,10	8,13	183,77	
Terrasse	Travée	28,32	11,80	84069,24	3,98	122,27	Vérifiée
	Appuis	-66,87	13,82	104989,10	8,80	211,94	

Tableau VIII.30. Vérification des contrainte des P.P (avec voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	1,83	13,50	105473,64	0,23	5,86	Vérifiée
	Appuis	-3,66	13,97	111635,13	0,46	10,83	
Habitation	Travée	1,96	14,36	128232,10	0,22	4,96	Vérifiée
	Appuis	-4,23	14,36	128232,10	0,47	10,71	
Terrasse	Travée	1,75	11,80	84069,24	0,25	7,56	Vérifiée
	Appuis	-6,22	13,82	104989,10	0,82	19,71	

Tableau VIII.31. Vérification des contrainte des P.N.P (avec voile).

Usage	Position	M^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Service	Travée	0,34	12,11	83684,26	0,05	1,46	Vérifiée
	Appuis	-0,77	12,11	83684,26	0,11	3,30	
Habitation	Travée	11,16	15,75	148059,78	1,19	22,59	Vérifiée
	Appuis	-7,86	15,75	148059,78	0,84	16,12	
Terrasse	Travée	2,62	12,66	94726,63	0,35	9,68	Vérifiée
	Appuis	-15,84	13,97	111635,13	1,98	46,89	

Tableau VIII.32. Vérification des contrainte des P.N.P (sans voile).

Usage	Position	M ^{ser} (KN.m)	Y (mm)	I (mm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Service	Travée	9,80	12,11	83684,26	1,42	41,97	Vérifiée
	Appuis	-19,02	12,11	83684,26	2,75	81,46	
Habitation	Travée	35,10	15,75	148059,78	3,73	72,00	Vérifiée
	Appuis	-62,04	15,75	148059,78	6,60	127,27	
Terrasse	Travée	29,30	12,66	94726,63	3,92	108,27	Vérifiée
	Appuis	-49,07	13,97	111635,13	6,14	145,24	

Conclusion : Pour les poteaux L'ELS est vérifié.

VIII.3.5. Vérification de l'effort tranchant [3]

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} u$

Avec : • T_u : L'effort tranchant.

- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τu : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau} u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

$\bar{\tau} u = \min (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable (**selon le CBA 93**) [3].

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.33. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Usage	Cas	T _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Service	P.P	90,66	0,84	3	Vérifiée
	P.N.P	51,98	0,48	3	
Habitation	P.P	107,58	1,01	3	Vérifiée
	P.N.P	74,63	0,69	3	
Terrasse	P.P	107,28	1,00	3	Vérifiée
	P.N.P	59,53	0,55	3	

VIII.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

- Selon le CBA 93 [3] :

$$-St = \min (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$\frac{At}{b St} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\frac{At}{b St} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right)$$

- Selon le RPA 2024 : (Art 7.5.2 page 114) [2]

$$A_t = 0,003 S b$$

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Zone nodale}$$

Avec :

-h : hauteur de la poutre.

- ϕ_t : diamètre des armatures de confinement.

- ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

$$S' \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courant}$$

Avec :

$$S' = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \text{ Si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.34. Calcul des armatures transversales.

	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL	RPA		St ^{adpt} (cm)		At (cm ²)	Choix	At ^{choise} (cm ²)
				St(cm)	S ^{Z.N} (cm)	S' ^{Z.C} (cm)	Z.N	Z.C			
P.P	30x40	107,58	1,01	32,40	12	20	10	15	1,35	4T8	2,01
P.N.P	30x40	74,63	0,69	32,40	12	20	10	15	1,35	4T8	2,01

VIII.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales [2]

$L_r = 60\varnothing$ (zone VI). (Art 7.5.2 page 113 RPA 2024) [2].

L_r : Longueur de recouvrement.

- $\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 120\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 96\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 84\text{cm}$

VIII.3.8. Vérification de la flèche [3]

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- $f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$
- $f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Et :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5\text{m}$$

On a : **P.P** : $L = 4\text{m} > 5\text{m}$ don c: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,8\text{cm} = 8\text{mm}$

P.N.P : $L = 3,92\text{m} > 5\text{m}$ don c: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,784\text{cm} = 7,84\text{mm}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau VIII.35. Vérification de la flèche des poutres.

Usage	Cas	Section (cm ²)	Mser (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	σs (MPa)	Δ	λi	λv
Service	P.P	30 x 40	27,73	10,65	6,03	72,33	0,009	2,43	0,97
	P.N.P	30 x 40	9,80	7,70	4,62	35,35	0,007	3,37	1,35
Habitation	P.P	30 x 40	28,17	14,02	9,42	55,81	0,013	1,85	0,74
	P.N.P	30 x 40	35,10	17,72	9,42	55,02	0,016	1,46	0,59
Terrasse	P.P	30 x 40	28,32	7,70	6,03	102,16	0,007	3,37	1,35
	P.N.P	30 x 40	29,30	9,11	6,03	89,34	0,008	2,85	1,14

Usage	Cas	μ	I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δ _{rr} (cm)	Obs
Service	P.P	0,2004	224051,2	165648,36	187469,94	0,08	0,21	0,13	Vérifié
	P.N.P	0,2323	207308,8	1046117,2	301674,04	0,004	0,044	0,04	Vérifié
Habitation	P.P	0,2070	250009,6	198822,19	216781,47	0,07	0,18	0,11	Vérifié
	P.N.P	0,3013	264217,6	20173218	224619,91	0,08	0,21	0,13	Vérifié
Terrasse	P.P	0,2096	212723,2	137202,95	165906,40	0,10	0,25	0,15	Vérifié
	P.N.P	0,2243	218137,6	146476,23	173778,32	0,09	0,24	0,15	Vérifié

VIII.3.9. Schéma de ferrailage

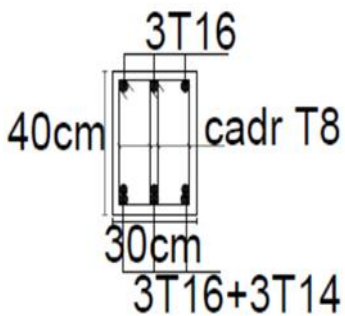
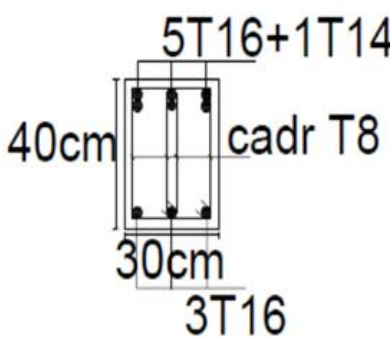
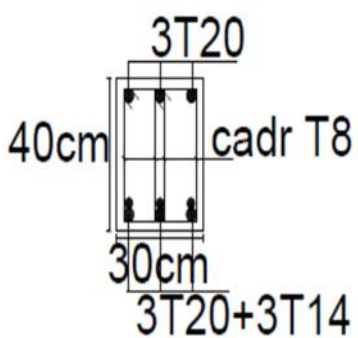
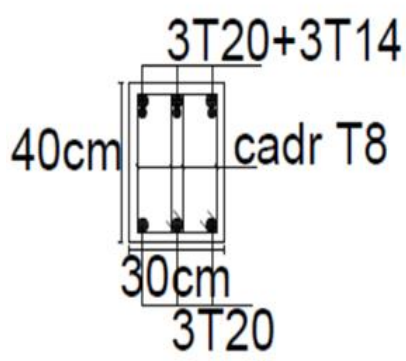
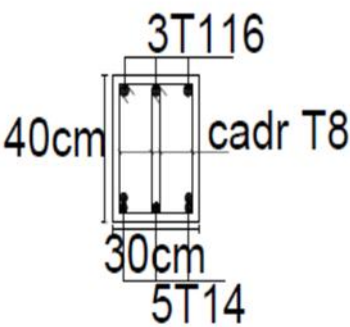
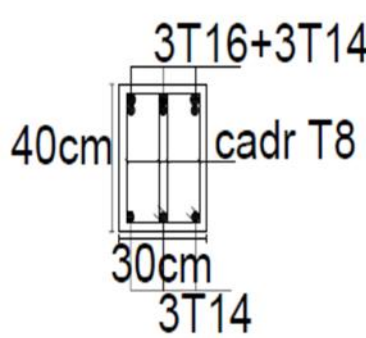
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse de service	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse d'Habitation	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre porteuse de la terrasse	

Figure VIII.2 : Ferrailage de la poutre porteuse de la terrasse.

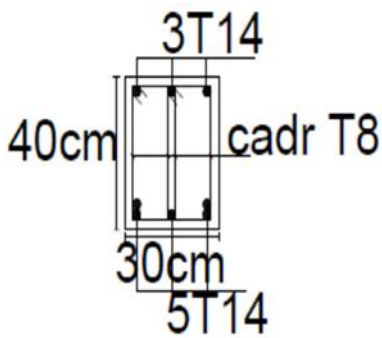
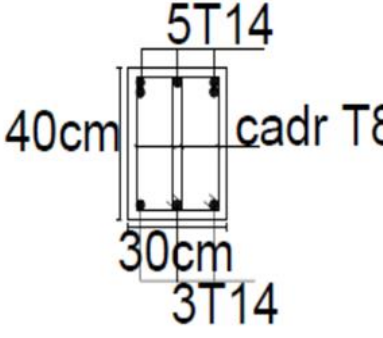
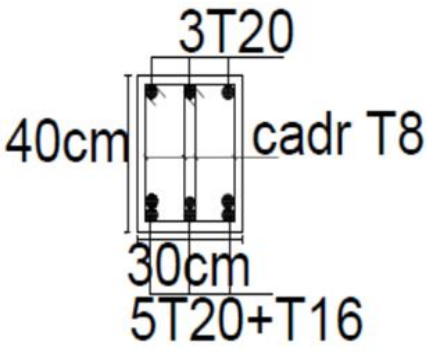
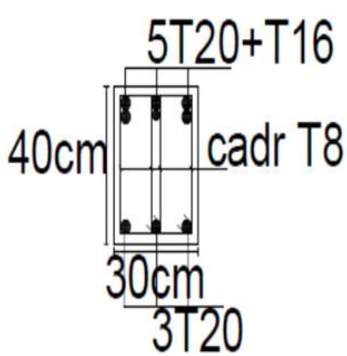
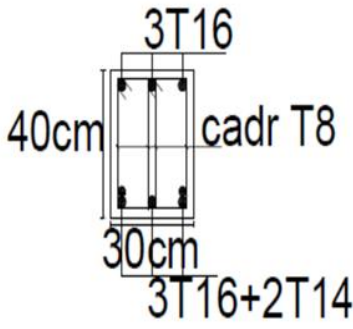
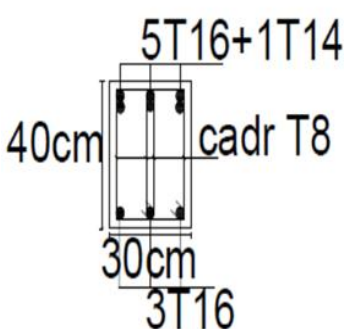
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse de service	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse d'Habitation	
	
Travée	Appui
Ferrailage de la poutre non porteuse de la terrasse	

Figure VIII.3 : Ferrailage de la poutre non porteuse de la terrasse

VIII.4. FERRAILAGE DES VOILES

VIII.4.1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement RPA2024 et les vérifications selon le règlement CBA93.

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

VIII.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types de construction en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portique, appelé contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024) [2] les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

- $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$

VIII.4.3. Prescriptions imposées par RPA 2024 [2]

V.4.3.1. Les linteaux (RPA 2024 (article 7.7.3)) [2]

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

Ou $\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_w \times d}$ avec $\tilde{V} = 1,4V_u$

b_w : Épaisseur de linteaux ou de voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur total de la section brute.

V.4.3.1.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion.

Des aciers transversaux.

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

c) Acier longitudinale [2] :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$

avec : $z = h - 2d'$ où h est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\tilde{V}$) avec $\tilde{V} = 1,4V_u$.

d) Aciers transversaux [2] :

α) Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda g = \frac{l}{h} > 1$)

on a : $s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\tilde{V}}$

où s : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

z : $h - 2d'$

$\tilde{V}$: effort tranchant dans la section considérée, égal à $(1,4V_u)$.

l : portée du linteau.

β) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda g \leq 1$)

on doit avoir : $s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$

$V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u$ Calcul

et $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$

avec $z = h - 2d'$

VIII.4.3.1.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

a) Armatures diagonales [2] :

Elles sont à disposer obligatoirement si $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{L}$$

$$A_D \geq 0,0015 \times b_w \times h \text{ Pour } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \text{ Pour } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

b) Armature longitudinale [2] :

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \cdot b_w \cdot h \quad (0,15\%)$$

c) Armature transversale [2] :

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b_w \cdot s \quad (0,15\%) \text{ Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b_w \cdot s \quad (0,25\%) \text{ Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Ferrailage minimal :

Aciers longitudinaux [2] :

$$(A_l, A_l') \geq 0,0025 \cdot b_w \cdot h$$

d) Armatures en section courante (armature de peau) [2] :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

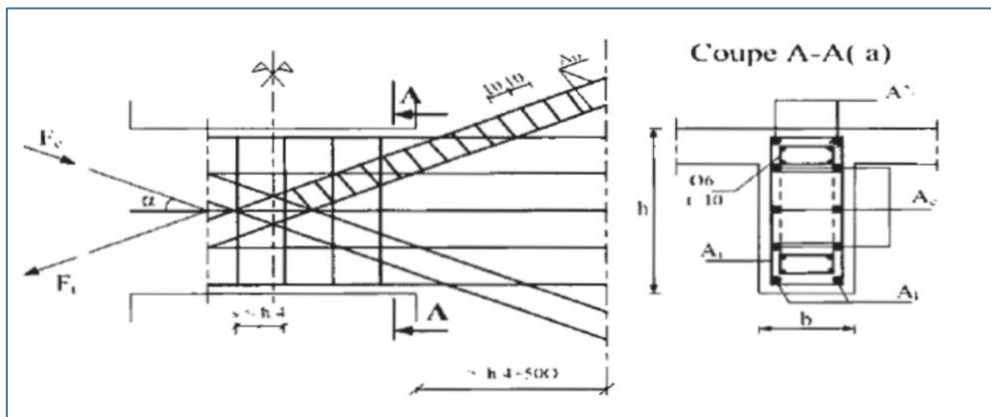


Figure VIII.4. Ferrailage du linteau.

VIII.4.3.2. Les trumeaux (voiles pleines) :

VIII.4.3.2.1. Introduction (RPA99 version 2024 (articles 7.7.4) [2] :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7.11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $((h_w / l_w) > 2)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2)$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2/3)$ (cf. Annexe D).

Commentaire (1) : Les voiles courts et Les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Commentaire (2): L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

-la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.

-La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

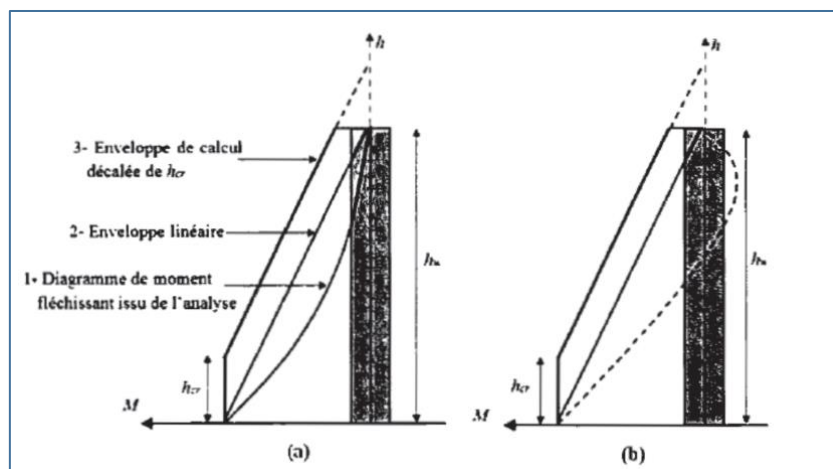


Figure VIII.5. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants.

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right)$$

et:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

ou:

- h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.
- h_w est la hauteur totale du voile.

Commentaire : L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour Les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes a contreventement mixte. Cette modification est faite pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

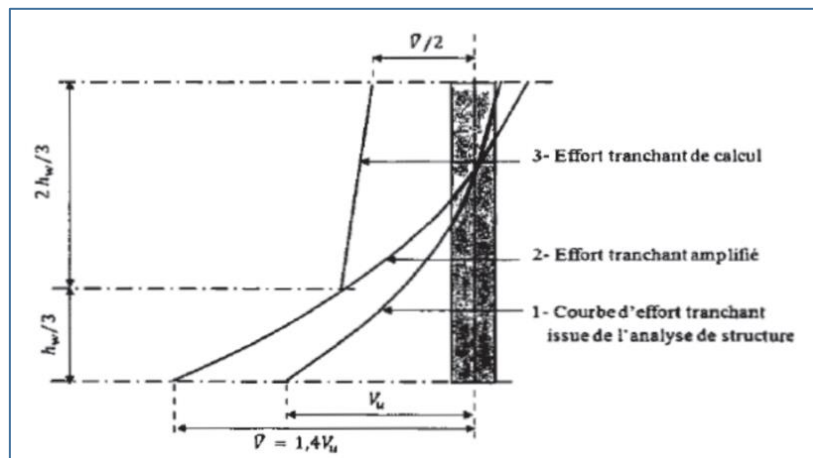
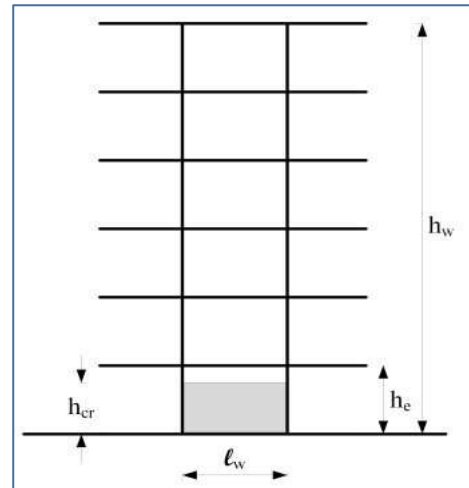


Figure VIII.6. Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.

VIII.4.3.2.2. Calcul de ferrailage

1. Ferrailages des éléments de rive [2] :

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$.

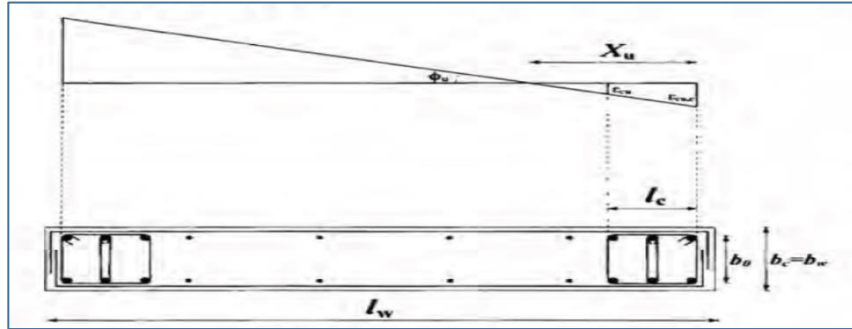


Figure VIII.7. Eléments de rives pour les voiles.

La longueur, l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Avec: - l_w : longueur du voile.

- b_w : largeur de l'âme du voile.

Épaisseur b_c des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200mm. De plus, si $l_c \leq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{15}$

Si : $l_c \geq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{10}$

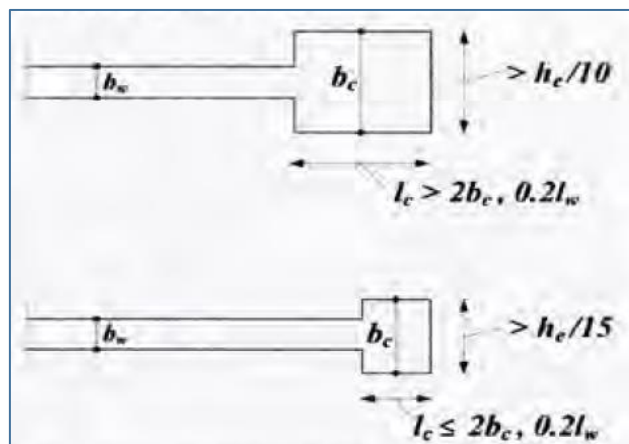


Figure VIII.8. Épaisseur minimale des éléments de rive confinés.

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min (b_o/3; 12,5\text{cm}; 6.\phi_l)$$

ou : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre $\phi_l > 12\text{mm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions

$$A_t \geq 0,09 S_t b_o \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,03 S_t b_o \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- b_o représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.
- (A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

2. Ferrailage de l'âme [2] :

a. Aciers verticaux [2] :

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500mm.

Le diamètre maximal, $\phi_l \max$, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux [2] :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités

confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

- $\tilde{V}$: effort tranchant de calcul, $\tilde{V} = 1.4V$.

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

c. Condition de ductilité locale [2] :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{od} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{od} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\text{Avec : } \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

OU:

- μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
 - ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit : $\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$.
 - E_s : module d'élasticité de l'acier.
 - v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.
 - ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.
- $$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2lc) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$
- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.
 - f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.
 - f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.
 - α : coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n ; \alpha_s)$, avec :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6.b_0.h_0} \right)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right)$$

- n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

- b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

- b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

Il convient de prévoir une valeur minimale de w_{wd} égale à 0,12 dans la zone critique à la base du voile.

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_ϕ) peut être déterminé selon Eqn. (7.36), en fonction de la période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R / Q_F) et du rapport (M_{ED} / M_{RD}).

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur ; M_{RD} est la résistance à la flexion de calcul.

La position de l'axe neutre x_u , correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situe hors du noyau confine des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive, $l_{c,calcul}$ il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture, $\epsilon_{cu,c}$ du béton comprime :

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$$

$$\text{Soit donc : } l_{c,calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}} \right)$$

$$\text{Avec : } \epsilon_{cu} = 0,0035$$

Cette longueur $l_{c,calcul}$ doit être supérieure à $\max(0,15l_w ; 1,5b_w)$

VIII.4.3.2.3. Ferrailages des linteaux [2]

Exemple de calcul (linteau de voile V_{1x}) :

1. Vérification des contraintes [2] :

$$e = 20\text{cm}$$

$$V = 772,97\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_w \times d} \text{ avec } \tilde{V} = 1,4V_u$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 772,97 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 5,46\text{MPa} < 0,2 f_{c28} = 6\text{MPa}.$$

La condition est vérifiée.

On a dans le deuxième cas : $\tau_b = 5,46\text{MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,80\text{MPa}$.

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

2. Armatures diagonales [2] :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{L}$$

-h = 1,10m : hauteur de linteau.

-d' = 3cm : distance d'enrobage.

-L = 1,00m : longueur du linteau.

$$\alpha = 46,12^\circ$$

$$\text{D'où : } A_{D,\text{calculé}} = 10,72\text{cm}^2$$

Selon minimal (RPA2024/7.7.3) :

$$A_{D,\text{min}} = 0,15\% b \cdot h = 3,3\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_D = \max (A_{D,\text{calculé}} ; A_{D,\text{min}}) = 10,72\text{cm}^2$$

Choix : 8HA16 ($A_s = 16,08\text{cm}^2$).

3. Armature longitudinale [2] :

$$A_L = 0,15\% b \cdot h = 3,3\text{cm}^2$$

Choix : 3HA14 ($A_s = 4,62\text{cm}^2$)

4. Armature transversal [2] :

$$0,025 f_{c28} \leq \tau_b \rightarrow A_t > 0,25\% b \cdot St$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

$$St < \frac{h}{4} = 27,5\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm.}$$

$$At > 0,75\text{cm}^2$$

Choix : 2HA8 ($A_s = 1,01\text{cm}^2$)

5. Armatures de peau [2] :

$$A_c = 0,2\% b \cdot h = 4,4\text{cm}^2$$

Choix : 6HA12 ($A_s = 6,79\text{cm}^2$)

Tableau VIII.36. Calcul de ferrailage des linteaux.

Voile	Epaisseur	V (KN)	τ (MPa)	$A_D(\text{cm}^2)$	$A_L(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$
S1-S4 Avec porte	20	772,97	5,46	10,72	3,30	0,75	4,40
S2-S9 Avec porte	25	1029,23	5,82	14,27	4,13	0,94	5,50
S3-S10 Avec porte	30	1146,83	5,41	15,91	4,95	1,13	6,60
S5-S7 Avec fenêtre	20	760,23	4,92	10,11	3,60	0,75	4,80
S6-S8 Avec fenêtre	25	1091,35	5,65	14,51	4,50	0,94	6,00
S11-S12 Avec fenêtre	30	1094,20	4,72	14,55	5,40	1,13	7,20

Tableau VIII.37. Choix de ferrailage des linteaux.

Voile	Epaisseur	CHOIX							
		$A_D(\text{cm}^2)$		$A_L(\text{cm}^2)$		$A_t(\text{cm}^2)$		$A_c(\text{cm}^2)$	
V5-V6 Avec porte	20	8T16	16,08	3T14	4,62	2T8	1,01	6T12	6,79
V5-V6 Avec porte	25	8T16	16,08	3T14	4,62	2T8	1,01	6T12	6,79
V5-V6 Avec porte	30	8T16	16,08	2T16+T14	5,56	2T10	1,57	6T14	9,24
V7-V8 Avec fenêtre	20	8T16	16,08	3T14	4,62	2T8	1,01	6T12	6,79
V7-V8 Avec fenêtre	25	8T16	16,08	3T14	4,62	2T8	1,01	6T12	6,79
V7-V8 Avec fenêtre	30	8T16	16,08	2T16+T14	5,56	2T10	1,57	6T14	9,24

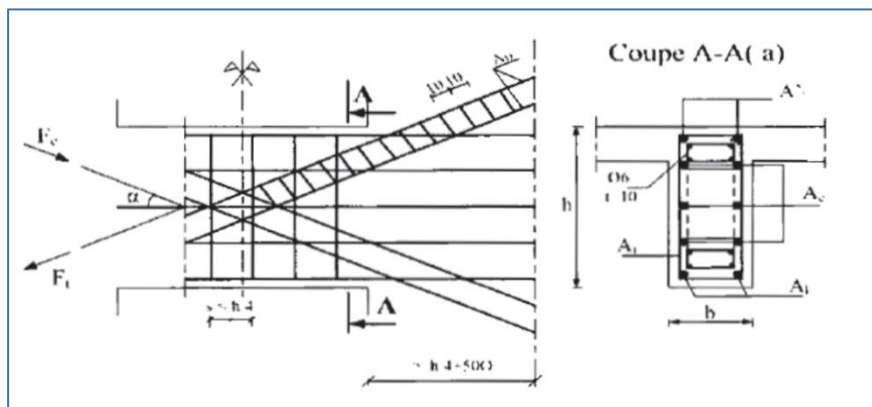


Figure VIII.9. Coupe longitudinale de linteau.

6. Schéma de ferrailage :

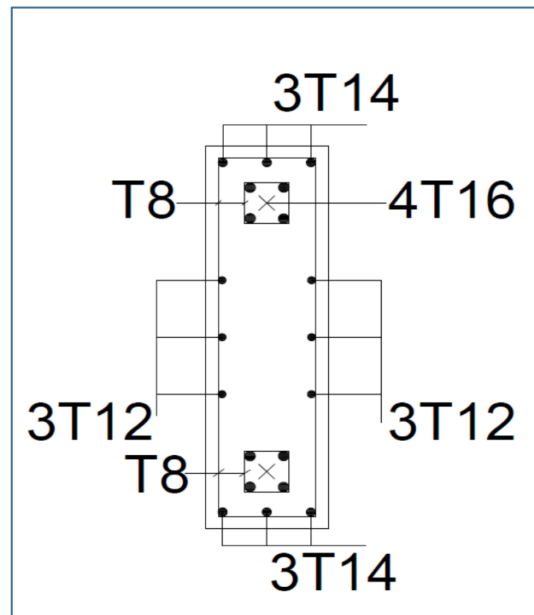


Figure VIII.10. Coupe transversale de ferrailage des linteaux épaisseur 20 et 25.

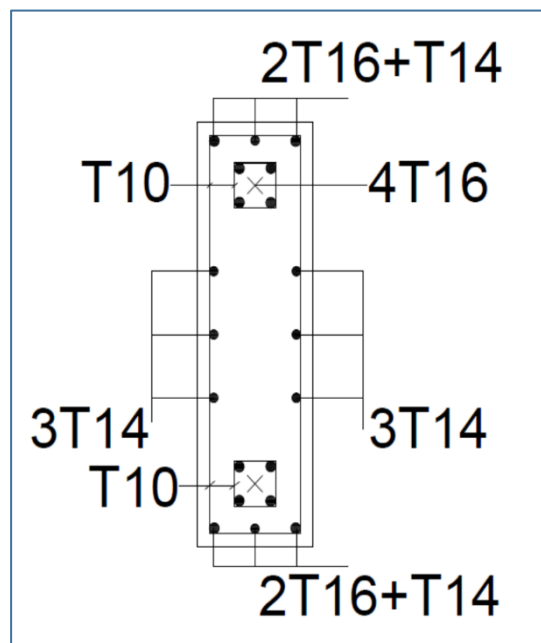


Figure VIII.11. Coupe transversale de ferrailage des linteaux épaisseur 30cm.

VIII.4.3.2.4. Ferrailages des voiles complets

Tableaux VIII.38 : Les dimensions des voiles.

Les voiles	Sens	L'épaisseur (cm)	
1 et 2	Y-Y	RDC - 2 ^{ème} étage	30
		3 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	25
		6 ^{ème} - 16 ^{ème} étage	20
3 et 4	Y-Y	RDC - 2 ^{ème} étage	30
		3 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	25
		6 ^{ème} - 16 ^{ème} étage	20
5 et 6	X-X	RDC - 2 ^{ème} étage	30
		3 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	25
		6 ^{ème} - 16 ^{ème} étage	20
7 et 8	X-X	RDC - 2 ^{ème} étage	30
		3 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	25
		6 ^{ème} - 16 ^{ème} étage	20

1. Calcul de voile V₁ sens y-y épaisseur 30cm

$L_w = 4,65\text{m}$; $h_w = 54,91\text{m}$; $h_e = 5,95\text{m}$

a. Condition de l'effort normal réduit [2]

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11)$$

ν : L'effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

$N_d = 9771,10\text{KN}$ (Effort normal de compression à la base de bâtiment).

B_c : Section du poteau en (mm^2)

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{9771,10 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 3350) \times 30} = 0,176 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

b. Condition d'élancement [2] :

Les voiles élancés correspondent à $\frac{h_w}{L_w} > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$- \frac{hw}{L_w} = \frac{54,91}{4,65} = 11,81 > 2 \rightarrow \text{Voile élance}$$

c. Calcul de la hauteur critique [2] :

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{hw}{6} \right) = \max \left(4,65 ; \frac{54,91}{6} \right) = 9,15\text{m}.$$

$$h_{cr} = 9,15\text{m} \leq 2.L_w = 2 \times 4,65 = 9,30\text{m}$$

$$h_{cr} = 9,15\text{m} \leq 2.h_e = 2 \times 5,95 = 11,90\text{m}$$

$$\rightarrow h_{cr} = 9,15\text{m}$$

Avec :

h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal a la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (Article 7.7.4 RPA 2024).

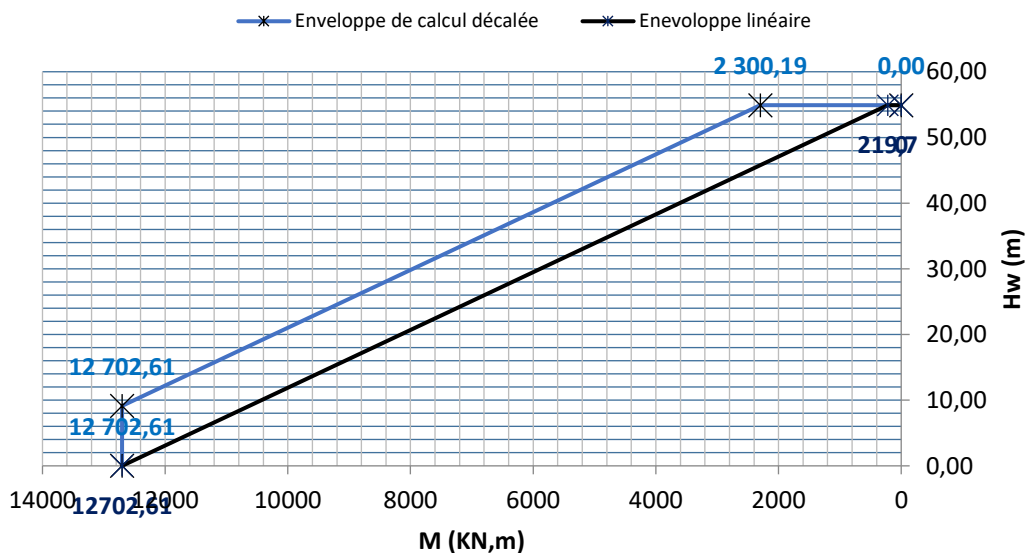


Figure VIII.12. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens y.

Remarque: Le ferrailage des voiles se fait en flexion composée en considérant les moments fléchissant projetés du diagramme des moments amplifié.

d. Calcul de l'élément de rive :

d1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 12702,61 \text{KN.m}$$

$$N = 1608,77 \text{KN}$$

$$e = 30 \text{cm} ; L_w = 4,65 \text{m}$$

$$S.A : V_s = 1 ; V_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 80,49 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times 9T25 (A_s = 88,36 \text{cm}^2)$$

d2. Conditions géométriques [2]

- Longueur confinée (l_c) :

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 4,65 = 0,70 \text{m} ; 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{m}) = 0,70 \text{m}$$

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c \leq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{15}$$

$$l_c \geq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{10}$$

$$l_c = 0,70 \text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,3 = 0,60 \text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 4,65 = 0,93 \text{m}) = 0,93 \text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{595}{15} = 39,67 \text{cm}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,65 \text{m}$$

$$l_c = 0,80 \text{m}$$

d3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive [2] :

$$A_l = \frac{0,5}{100} \times (65 \times 65 + 30 \times 15) = 23,38 \text{cm}^2$$

d4. Armatures transversales dans les éléments de rive [2]

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5 \text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12 \text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{60}{3} = 20 \text{cm} ; 12,5 \text{cm} ; 6 \times 2,5 = 15 \text{cm} \right) = 12,5 \text{cm}$$

d5. Section minimale des armatures de confinement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 S_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_t \geq 0,03 S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 60\text{cm}$).

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{65 \times 65 + 30 \times 15}{60 \times 60 + 25 \times 10} = 1,214$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 60 \times \frac{30}{500} = 4,05\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 60 \times (1,214 - 1) \frac{30}{500} = 0,289\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_t \geq 4,05\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

e. Calcul de l'âme :

e1. Vérification des contraintes de cisaillement [2] :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2297,74 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4650} = 3,07\text{MPa} < 6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

e2. Aciers verticaux dans l'âme du voile [2] :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{300}{8} = 37,5\text{mm}$$

Choix : $\phi_l = 14\text{mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250\text{mm}; 25 \phi_l \min) = (250\text{mm}; 25 \times 14 = 350\text{mm}) = 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Choix : $2\text{x}11\text{T}14$ ($A_{sv} = 33,86\text{cm}^2$).

e3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile [2] :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- $\tilde{V}$: effort tranchant de calcul, $\tilde{V} = 1,4V$.

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 3,80\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

$$A_h \geq \frac{100 \times 1,4 \times 2297,74 \times 10^3}{3800 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 1,69 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 30 = 0,60 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

f. Schéma de ferrailage :

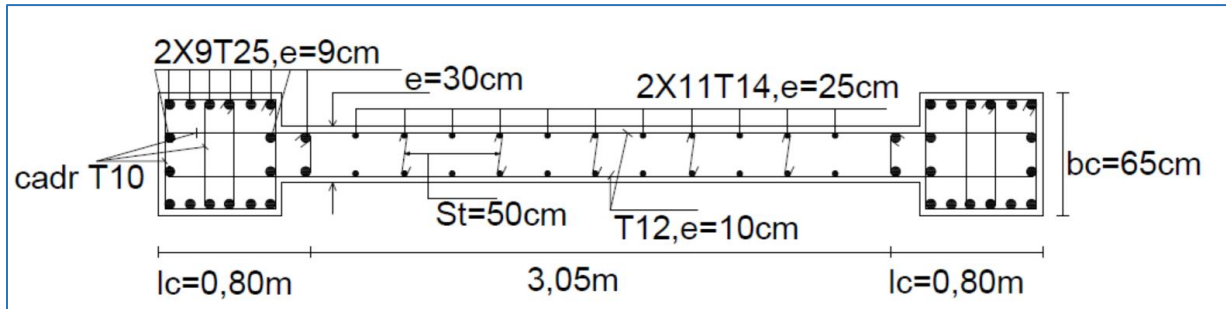


Figure VIII.13. La coupe de ferrailage des voiles sens y épaisseur 30cm.

g. Vérification de ductilité locale [2] :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}}\right)$

Avec :

x_u : Position de l'axe neutre.

ϵ_{cu} : Déformation critique du béton 0,35%.

$\epsilon_{cu,c}$: Raccourcissement limite à la rupture.

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

Avec :

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

w_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.

$N_d = 9771,10 \text{ kN}$; $L_w = 4,325 \text{ m}$; $b_w = 30 \text{ cm}$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{9771,10 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 3350) \times 30} = 0,176 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

A_{sv} : section de ferrailage correspondant a la section de l'âme du voile.

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton a la compression.

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{33,86 \times 10^2}{(4650 - 2 \times 800) \times 300} \cdot 20 = 0,074$$

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,176 + 0,074) \cdot \frac{465 \times 65}{60} = 125,94 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprime :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$$

ω_{od} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

$$\omega_{od} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{od} = \frac{V_{st} \text{ (cm}^3\text{)}}{V_{nc} \text{ (cm}^3\text{)}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

$$V_{nc} = h_{cr} \times S_c = 915 \times (60 \times 60 + 25 \times 10) = 3522750 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre + étrier + épingle).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (L_{cr}).

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 60 \times 4 + 2 \times 5 + 2 \times 60 + 2 \times 15 + 2 \times 5 + 2 \times 25 + 2 \times 80 + 2 \times 5 = 630 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{h_{cr} - 10}{S_t} = \frac{915 - 10}{12,5} = 73 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = 630 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 73 = 36120,46 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{36120,46}{3522750} \times 20 = 0,205$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2 \cdot h_0} \right)$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

$n = 18$ bars ; $b_i = 9$ cm ; $b_0 = 60$ cm ; $h_0 = 75$ cm ; $t = 12,5$ cm

$$\alpha_n = 1 - 18 \left(\frac{9^2}{6 \times 60 \times 75} \right) = 0,946$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 60} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 75} \right) = 0,821$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,946 \times 0,821 = 0,776$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,776 \times 0,205 = 0,019$$

$$l_c \text{ calculée} = 125,94 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,019} \right) = 102,74 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 102,74 \text{cm} = 1,03 \text{m} \geq \max(0,15 \times 4,65 = 0,70 \text{m} ; 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{m}) = 0,70 \text{m} \dots \text{CV}$$

On calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 9,15$ m.

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ϵ_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) a la base du mur.

M_{RD} : est la résistance à la flexion de calcul.

$R = 4,5$; $Q_F = 1,25$; $T_0 = 1,311$; $T_2 = 0,60$

$M_{ED} = 12702,61 \text{KN.m}$; $M_{RD} = 14063 \text{KN.m}$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_\phi = 2. \left(\frac{R}{QF} \cdot \frac{MED}{MRD} \right) - 1 = 2. \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{12702,61}{14063} \right) - 1 = 5,503$$

$$\omega_{od} \geq \frac{30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,205 \geq \frac{30 \times 5,503 \times (0,176 + 0,074) \times 0,0024 \times \frac{650}{600} - 0,035}{0,776} = 0,093 \dots CV$$

VIII.4.3.2.4.2. Calcul de voile V₁ sens y-y d'épaisseur 25cm et épaisseur 20cm

1. Calcul de l'élément de rive :

Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$S.A : \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,20$$

- Longueur confinée (l_c) : $l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$

- Epaisseur confinée (b_c) : $l_c \leq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{15}$

$$l_c \geq \max (2b_w , 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{he}{10}$$

Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive : $A_s^{min}=0,5\%$

Tableaux VIII.39 : Calcul de ferrailage les éléments de rive de voile sens Y-Y.

Voile	Epaisseur (cm)	L _w (cm)	N (KN)	M(KN.m)	A _s ^{Cal} (cm ²)	l _c (cm)	b _c (cm)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
V ₁	25	4,60	350,11	11343,53	61,66	70	60	19,25	2x(2T25+7T20)	63,58
	20	4,55	285,55	9256,61	45,30	70	55	19	2 x8T20	50,27

Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive

- Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

- (A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

- b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_t \geq 0,03 \times S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

Tableaux VIII.40 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive de voile sens Y-Y.

Voile	Epaisseur (cm)	S_t (cm)	$\frac{A_g}{A_c}$	A_t^1 (cm ²)	A_t^1 (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
V ₁	25	12,5	1,232	3,71	0,29	3,71	6HA10	4,71
	20	12	1,228	3,56	0,27	3,56	6HA10	4,71

2. Calcul de l'âme :

Vérification des contraintes de cisaillement : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$

Aciers verticaux dans l'âme du voile : $8\text{mm} \leq \phi_l \text{ max} \leq \frac{b_w}{8}$

Espacement maximal : $S_t \text{ max} \leq \min (250\text{mm}; 25 \phi_l \text{ min})$

Tableaux VIII.41 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme de voile sens Y-Y.

Voile	Epaisseur (cm)	τ_b (MPa)	Vérification $\tau_b < 0,2 f_{c28}$	Choix de ϕ_l (mm)	S_t (cm)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
V ₁	25	3,58	Oui	14	25	2x12T14	36,94
	20	2,95	Oui	14	25	2x12T14	36,94

Aciers horizontaux dans l'âme du voile : $\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de 0,2% x S_h x b_w

Tableaux VIII.42 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme de voile sens Y-Y.

Voile	Epaisseur (cm)	V (KN)	Z (cm)	$A_h^{calculé}$ (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	Choix	A_h^{adp} (cm ²)
V ₁	25	2116,37	380	1,55	0,50	2HA12	2,26
	20	1307,73	383	0,96	0,20	2HA12	2,26

Schéma de ferrailage :

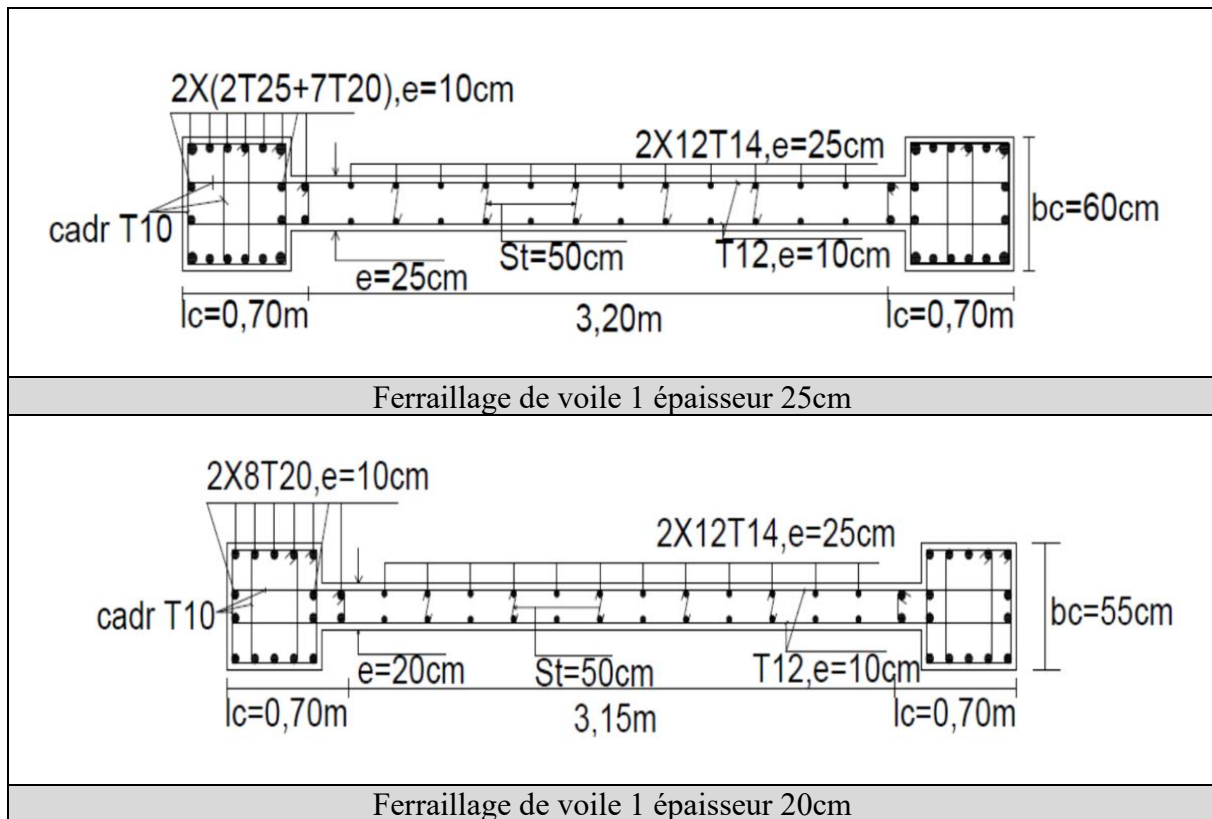


Figure VIII.14. La coupe de ferrailage des voile 1 sens y.

3. Vérification de ductilité locale :

Tableaux VIII.43 : Vérification de ductilité local de voile sens Y-Y.

Voile	Epaisseur (cm)	ν_d	$\frac{fyd}{fcd}$	$\Omega\nu$	x_u (cm)	Vnc (cm ³)	Vst (cm ³)	ω_{od}
1	25	0,176	20	0,092	134,49	956250	10744,25	0,225
	20	0,176	20	0,117	146,65	787950	10602,87	0,269

α_n	α_s	α	$\epsilon_{cu,c}$	$l_{c,calculée}$ (cm)	ϵ_{sy}	MRD (KN.m)	$\mu\phi$	ω_{od} (min)
0,916	0,801	0,734	0,020	110,95	0,0024	11599	6,041	0,126
0,918	0,798	0,732	0,023	124,33	0,0024	10120	5,586	0,129

VIII.4.3.2.4.3. Calcul de voile V₈ sens x-x épaisseur 30cm

$L_w = 4,25m$; $h_w = 54,91m$; $h_e = 5,95m$

1. Condition de l'effort normal réduit :

$$B_c = 650 \times 650 \times 2 + 300 \times 2950 = 1730000 \text{mm}^2$$

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cd}} = \frac{6529,90 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 2950) \times 30} = 0,126 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

2. Condition d'élancement :

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{54,91}{4,25} = 12,92 > 2 \rightarrow \text{Voile élance}$$

3. Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = \max \left(4,25 ; \frac{54,91}{6} \right) = 9,15m = 9,15m.$$

$$h_{cr} = 9,15m > 2.L_w = 2 \times 4,25 = 8,50m$$

$$h_{cr} = 9,15m \leq 2.h_e = 2 \times 5,95 = 11,90m$$

$$\rightarrow h_{cr} = 8,50m$$

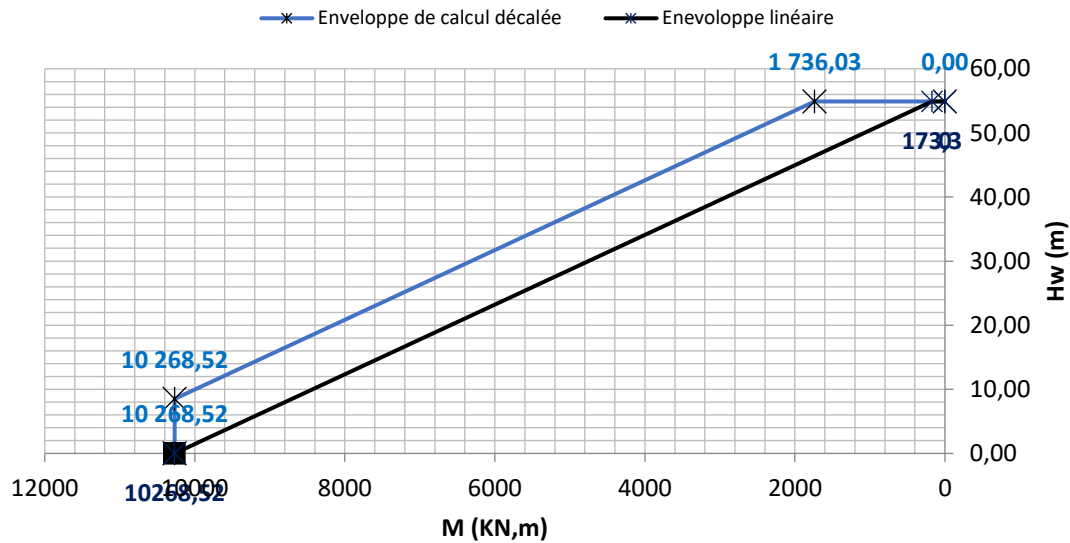


Figure VIII.16. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.

Tableaux VIII.44 : Calcul de ferrailage les éléments de rive voile complet sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	L _w (cm)	N (KN)	M(KN.m)	A _S ^{Cal} (cm ²)	lc (cm)	bc (cm)	A _S ^{min} (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
	30	4,25	200	10268,52	54,54	65	65	21,12	2x(4T25+6T20)	57,34

Tableaux VIII.45 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive voile complet sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	St (cm)	$\frac{A_g}{A_c}$	A _t ¹ (cm ²)	A _t ¹ (cm ²)	A _t (cm ²)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
	30	12,5	1,174	4,05	0,23	4,05	6HA10	4,71

Tableaux VIII.46 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile complet sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	τ _b (MPa)	Vérification τ _b < 0,2f _{c28}	Choix de ϕ _l (mm)	St (cm)	Choix	A _S ^{adp} (cm ²)
	30	3,28	Oui	14	25	2x11T14	33,86

Tableau VIII.47 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile complet sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	V (KN)	Z (cm)	A _h ^{calculé} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	Choix	A _h ^{adp} (cm ²)
	30	22471,97	360	1,74	0,60	2HA12	2,26

Schéma de ferrailage :

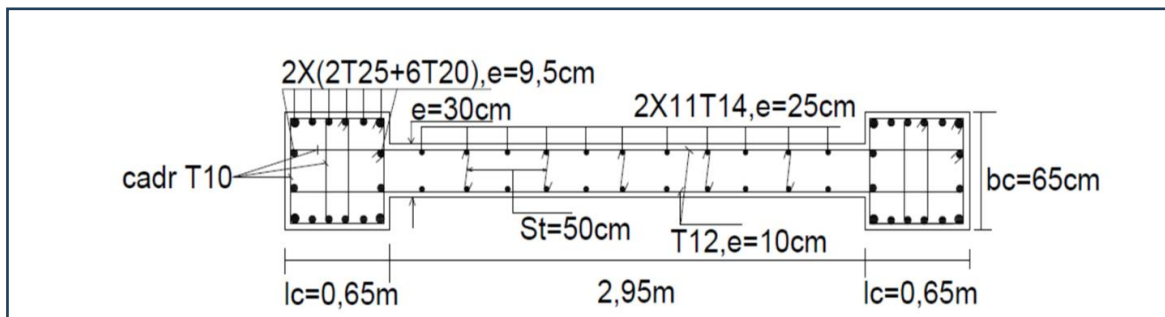


Figure VIII.17. La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 30cm.

Vérification de ductilité locale :

Tableaux VIII.48 : Vérification de ductilité local voile complet sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	ν_d	$\frac{fyd}{fcd}$	ω_v	x_u (cm)	Vnc (cm ³)	Vst (cm ³)
	30	0,126	20	0,076	93	1101600	11121,24

ω_{od}	α_n	α_s	α	$\varepsilon_{cu,c}$	$l_{c,calculée}$ (cm)	ε_{sy}	M _{RD} (KN.m)	$\mu\phi$	ω_{od} (min)
0,202	0,933	0,802	0,748	0,019	75,87	0,0024	10651	5,941	0,078

VIII.4.3.2.4.5. Calcul de voile sens x-x voile avec ouverture :

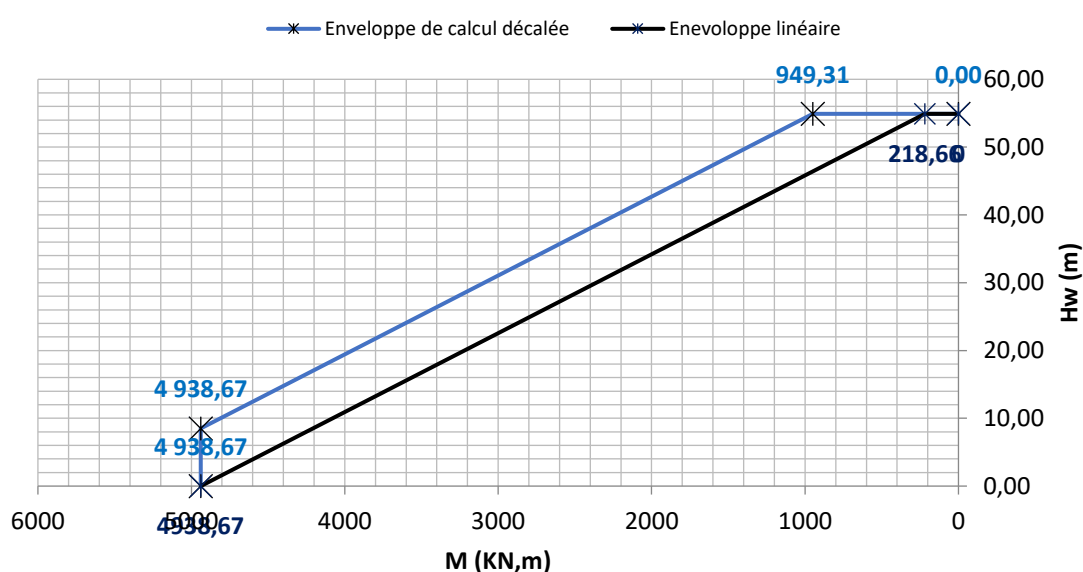


Figure VIII.18. La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024

Tableaux VIII.49 : Calcul de ferrailage les éléments de rive voile avec ouverture sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	L_w (cm)	N (KN)	M(KN.m)	A_S^{cal} (cm ²)	lc (cm)	bc (cm)	A_S^{min} (cm ²)		Choix	A_S^{adp} (cm ²)
								Gauche	Droit		
	30	2,50	121,21	4636,09	46,56	60	60	18	9	2x(2T25+5T20)	51,06
	25	2,50	68,84	4368,76	41,42	60	60	18	7,5	2x(2T25+4T20)	44,70
	20	2,40	261,17	3579,66	34,08	55	55	15,13	5,5	2x6T20	37,70

Tableaux VIII.50 : Calcul de ferrailage transversales dans les éléments de rive voile avec ouverture sens X-X.

Voile	bw (cm)	S_t (cm)	$\frac{A_g}{A_c}$		A_t^1 (cm ²)		A_t^1 (cm ²)		A_t (cm ²)		Choix		A_S^{adp} (cm ²)	
			Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
	30	12,5	1,19	1,31	3,71	1,69	0,24	0,17	3,71	1,69	6HA10	4HA10	4,71	3,14
	25	12,5	1,19	1,31	3,71	1,35	0,24	0,14	3,71	1,35	6HA10	4HA10	4,71	3,14
	20	12	1,21	1,47	3,24	0,97	0,23	0,15	3,24	0,97	6HA10	4HA10	4,71	3,14

Tableaux VIII.51 : Calcul de ferrailage vertical de l'âme voile avec ouverture sens X-X.

Voile	Epaisseur (cm)	τ_b (MPa)	Vérification $\tau_b < 0,2f_{c28}$	Choix de ϕ_1 (mm)	S_t (cm)	Choix	A_S^{adp} (cm ²)	V (KN)	Z (cm)	$A_h^{calculé}$ (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	Choix	A_h^{adp} (cm ²)
	30	1,96	Oui	14	25	2x5T14	21,55	787,45	1,85	1,19	0,60	2HA12	2,26
	25	1,89	Oui	14	25	2x5T14	21,55	607,72	1,85	0,92	0,50	2HA12	2,26
	20	1,42	Oui	14	25	2x5T14	21,55	328,57	1,85	0,50	0,40	2HA12	2,26

Schéma de ferrailage :

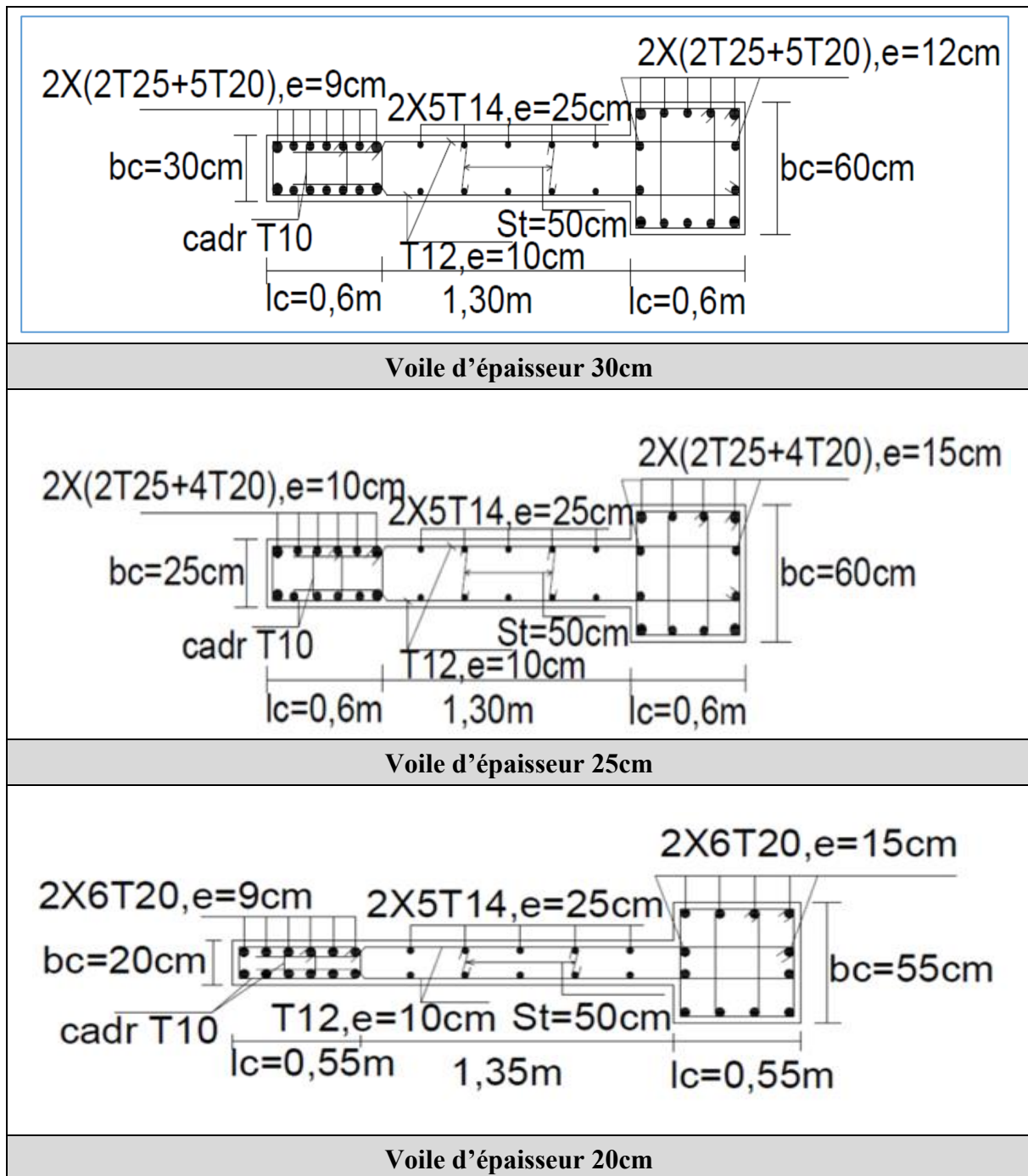


Figure VIII.19. La coupe de ferrailage des voiles sens x.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux RPA 2024.

Vérification de ductilité locale :

Tableau VIII.53 : Vérification de ductilité local voile avec ouverture sens X-X cote gauche.

Voile	Epaisseur (cm)	ν_d	$\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ω_v	x_u (cm)	Vnc (cm ³)	Vst (cm ³)	ω_{od}	α_n	α_s	α	$\varepsilon_{cu,c}$	l_c ,calculée (cm)	ε_{sy}	M _{RD} (KN.m)	$\mu\phi$	ω_{od} (min)
	30	0,170	20	0,111	76,64	925650	10932,74	0,236	0,889	0,785	0,698	0,020	63,24	0,0024	5190	5,431	0,139
	25	0,170	20	0,133	82,64	925650	10367,25	0,224	0,851	0,785	0,668	0,018	66,57	0,0024	4715	5,671	0,149
	20	0,170	20	0,166	88,70	765000	9817,48	0,257	0,820	0,774	0,635	0,020	73,18	0,0024	3991	5,431	0,172

Tableau VIII.54 : Vérification de ductilité local voile avec ouverture sens X-X cote droit

Voile	Epaisseur (cm)	ν_d	$\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ω_v	x_u (cm)	Vnc (cm ³)	Vst (cm ³)	ω_{od}	α_n	α_s	α	$\varepsilon_{cu,c}$	l_c ,calculée (cm)	ε_{sy}	M _{RD} (KN.m)	$\mu\phi$	ω_{od} (min)
	30	0,170	20	0,111	84,30	420750	5277,87	0,251	0,862	0,664	0,572	0,018	67,91	0,0024	5190	5,431	0,169
	25	0,170	20	0,133	94,69	336600	4523,89	0,269	0,818	0,609	0,498	0,017	75,20	0,0024	4715	5,671	0,240
	20	0,170	20	0,166	107,52	229500	4123,34	0,359	0,784	0,528	0,414	0,018	86,61	0,0024	3991	5,431	0,338

Chapitre IX : Etude d'infrastructure RPA 2024.

IX.1. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

IX.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$.N_{ser} = 147077,63 \text{ kN (Obtenu à partir du ETABS)}$$

$$.\sigma_{sol} = 265 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 555,01 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{555,01}{631} = 87,96\% > 50\%$$

- **Conclusion :**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (631m²). Avec un débord de **0,50m** de chaque côté, la surface totale du radier devient **682,30m²**.

Un radier général ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous et de ce fait son épaisseur doit être assez importante ; Nous avons opté pour **un radier nervuré**.

IX.3. Pré dimensionnement du radier

IX.3.1. Epaisseur de la dalle

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

d. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4m$$

$$h_1 \geq \frac{400}{20} = 20cm$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_1 = 40cm$ pour la dalle du radier.

e. Condition de cisaillement :

Une contrainte de cisaillement c'est une force (en **Newtons**) appliquée à une surface (en **m²**).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 \\ 4 \end{smallmatrix} f_{c28}\right) = 3 MPa$$

Avec :

$$- T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$- q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$$

- **Tu** : effort tranchant par la bande de largeur b.

- **h radier** : épaisseur de la dalle de radier.

- On doit vérifier la contrainte de cisaillement par la bande de cisaillement b.

Donc on a : $N_u = N_u + 1,35 \times \text{Poids (radier)}$

$$N_u = 201352,44KN$$

$$L = 4m$$

$$b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 16,39cm \rightarrow h_2 = 20cm$$

f. Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_{2,hmin}; h_{\min}) = \max(40; 20) = 40\text{cm}$$

IX.3.2. Dimensionnement des nervures

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

d. Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec $L_{\max} = 400\text{cm}$ La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

e. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$50\text{cm} \leq h_n \leq 100\text{cm}$$

f. Condition de la longueur élastique :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

L_e : Longueur élastique.

I : Inertie de la section transversale de la semelle $\frac{b \times h^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- **$K=0,5[\text{kg/cm}^3]$** → 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.

On aura :
$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4000}{\pi}\right)^4}{20000}} = 631,88 \text{ mm} = 63,19 \text{ cm}$$

IX.3.3. CONCLUSION

Le coffrage adopté :

-Pour les nervures : On prend : $h_n=100\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$

-Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier $h=40 \text{ cm}$.

IX.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

On calcule la surface de bâtiment on utilise logiciel **SOCOTEC** on trouve :

c. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G=12,45\text{m} \\ Y_G=13,70\text{m} \end{cases}$$

d. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx}= 42684,50\text{m}^4 \\ I_{yy}= 35250,70\text{m}^4 \end{cases}$$

IX.4. Vérifications Nécessaires

IX.4.1. Vérification de la stabilité du radier

Selon **RPA99/version 2024** on doit vérifier que :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec :

– M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre. Sous la combinaison :

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + 1.4E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + 1.4E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

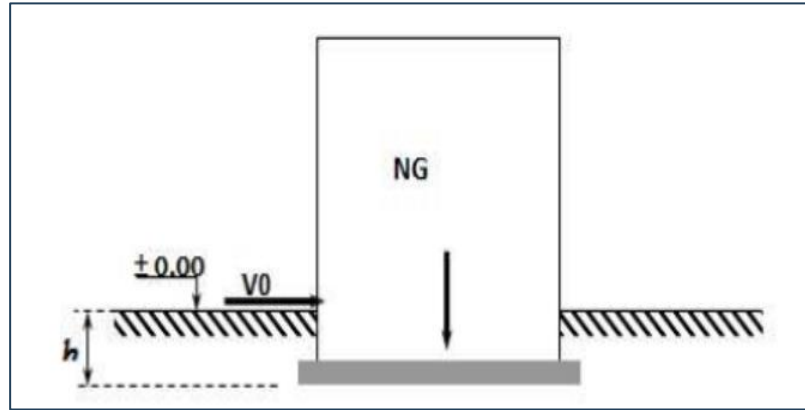


Figure IX.1 : Schéma statique de bâtiment.

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$

On a : $N_1 = 135741,34\text{KN}$

$$N_2 = 25 \times 682,3 \times 0,40 = 6823\text{KN}$$

$$N = 142564,34\text{KN}$$

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 12,45\text{m} \\ Y_G = 13,70\text{m} \end{cases}$$

$$M_{sx} = N \cdot X_G = 1774926,03\text{KN.m}$$

Sens x : $M_{0x} = 347870,25\text{KN.m}$

- $V_{0x} = 10109,33\text{KN}$

- $h = 6,00\text{ m}$

Donc : $M_{Rx} = 408526,23\text{KN.m}$

$$\frac{M_{sx}}{M_{Rx}} = \frac{1774926,03}{408526,23} = 4,34 > 1,5$$

Sens y : $N = 142564,34\text{KN}$

$M_{sy} = N \cdot X_y = 1953131,46\text{KN.m}$

Sens x : $M_{0x} = 364981,68\text{KN.m}$

– $V_{0x} = 10869,82\text{KN}$

– $h = 6,00\text{ m}$

Donc : $M_{Ry} = 430200,60\text{KN.m}$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{1953131,46}{430200,60} = 4,54 > 1,5$$

IX.4.2. Vérification des contraintes sous le radier

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2,65\text{MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

IX.4.2.1. Sollicitation du premier genre

A L'ELS : $N_{ser} = 153900,63\text{KN}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{153900,63}{682,30} = 225,56\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 225,56\text{kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 265\text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IX.4.2.2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

– σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.

– σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

– $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

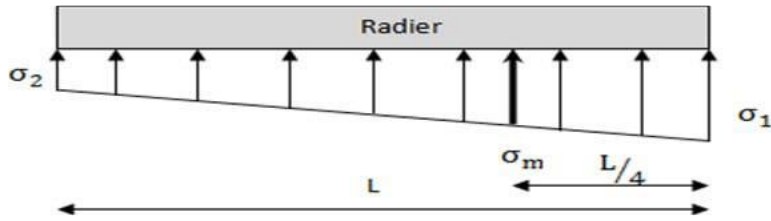


Figure IX.2 : Contraintes sous le radier

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 12,45\text{m} \\ Y_G = 13,70\text{m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 42684,50\text{m}^4 \\ I_{yy} = 35250,70\text{m}^4 \end{cases}$$

Surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = 682,30\text{m}^2$$

A L'ELU :

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$- N_u = 210195,05\text{KN}$$

M : Moment de renversement :

$$- M_{Rx} = 408526,23\text{KN.m}$$

$$- M_{Ry} = 430200,60\text{KN.m}$$

Tableau IX.1. Contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	427,22	188,91	367,64
Sens y-y	475,26	140,87	391,66
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 397,5$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 352,45$
Obs	NON	OUI	NON

A L'ELS :

$N_s = N_s (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$.N_s = 153900,63\text{KN}$$

M : Moment de renversement :

- $M_{Rx} = 408526,23 \text{KN.m}$
- $M_{Ry} = 430200,60 \text{KN.m}$

Tableau IX.1. Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	344,72	106,40	285,14
Sens y-y	392,75	58,37	309,15
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$
Obs	OUI	OUI	OUI

Conclusion : Il faut changer les démenassions de radier.

On prendre :

- $h_r = 40 \text{cm}$.
- $h_N = 100 \text{cm}$.
- $L_x = 27,00 \text{m}$.
- $L_y = 29,50 \text{m}$.

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,50 \text{m} \\ Y_G = 14,75 \text{m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 57762,80 \text{m}^4 \\ I_{yy} = 48387,40 \text{m}^4 \end{cases}$$

Surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = 796,50 \text{cm}^2$$

A L'ELU :

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 201414,27 \text{KN}$$

M : Moment de renversement :

- $M_{Rx} = 408526,23 \text{KN.m}$
- $M_{Ry} = 430200,60 \text{KN.m}$

Tableau IX.3. Contrainte sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	361,32	170,36	313,58
Sens y-y	396,98	134,70	331,41
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$
Obs	OUI	OUI	OUI

A L'ELS :

$N_s = N_s(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

- $-N_s = 155042,63\text{KN}$

. M : Moment de renversement :

- $M_{Rx} = 408526,23\text{KN.m}$

- $M_{Ry} = 430200,60\text{KN.m}$

Tableau IX.4. Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	290,13	99,17	242,39
Sens y-y	325,79	63,52	260,22
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 397,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 352,45$
Obs	OUI	OUI	OUI

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

IX.5. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU : $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 331,41\text{kN/m}$

ELS : $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 260,22\text{kN/m}$

IX.6. Ferrailage du radier

IX.6.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **CBA 93**.

IX.6.2. Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

Moment en travée :

- $M_{tx} = 0,85M_x$
- $M_{ty} = 0,85M_y$

Moment sur appuis :

- $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (*appui de rive*)
- $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$ (*autre appui*)

- **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée :

- $M_{tx} = 0,75M_x$
- $M_{ty} = 0,75M_y$

Moment sur appuis :

- $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

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

- $q_u = \sigma_u \times 1ml = 331,41kN/ml$

Tableau IX.5. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,92	4,00	0,98	0,0384	0,9545	331,41	195,56	146,67	186,66	140	97,78

ELS : $v = 0.2$

$q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1m = 260,22kN/ml$.

Tableau IX.6. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (KN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,92	4,00	0,98	0.0457	0,9694	260,22	182,74	137,06	177,15	132,86	91,37

IX.6.3. Calcul du ferrailage

IX.6.3.1. Ferrailage du radier

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

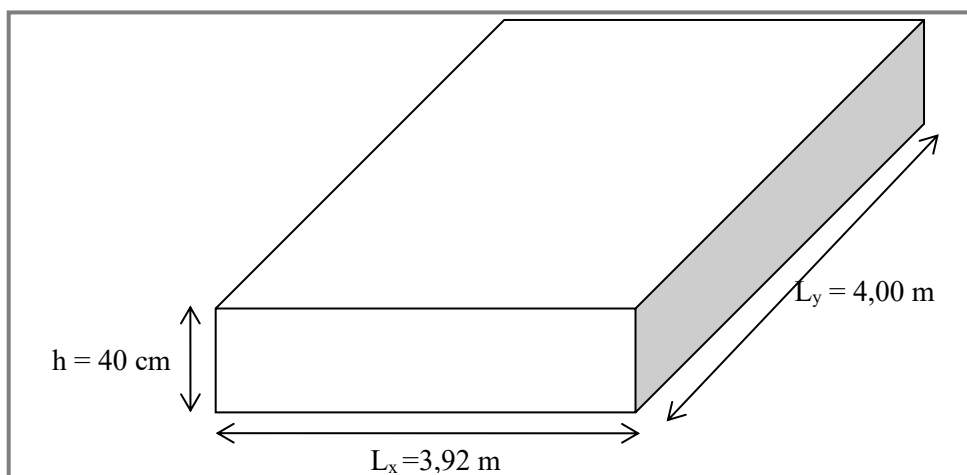


Figure IX.3. Schéma du radier.

Les données : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $FeE500$; $b = 100 \text{ cm}$;

$h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$.

Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% bh = 3,20 \text{ cm}^2$

Sens x-x : $A_{s \min} = 1,2 (A_{s \min} \text{ suivant } y - y) = 3,84 \text{ cm}^2$

CNF: $A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$

Tableau IX.7. Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \min}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	146,67	0,067	0,086	347,59	9,70	3,97	7HA14	10,78
	y-y	140	0,064	0,082	348,17	9,25	3,97	7HA14	10,78
Appuis	x-x	97,78	0,044	0,057	351,83	6,39	3,97	7HA14	10,78
	y-y								

Espacement :

• **En Travée :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$ $esp=15 \text{ cm}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45 \text{ cm}}\right) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$ $esp=15 \text{ cm}$

• **En Appuis :**

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifié}$ $esp=15 \text{ cm}$

IX.6.3.2. Vérification à l'E.L.S [3]

Tableau IX.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	137,06	10,78	9,29	142086,17	8,96	18	Ok	386,43	250	Non
	y-y	132,86	10,78	9,29	142086,17	8,69	18	Ok	374,59	250	Non
Appuis	x-x	91,37	10,78	9,29	142086,17	5,98	18	Ok	257,61	250	Non
	y-y										

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau IX.9. Redimensionnement des armatures.

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	St (cm)
Travée	x-x	9,88	6HA20	18,85	15
	y-y	9,42	6HA20	18,85	15
Appuis	x-x et y-y	6,51	6HA16	12,02	15

Tableau IX.10. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	137,06	18,85	11,72	220347,67	7,29	18	Ok	226,56	250	Ok
	y-y	132,86	18,85	11,72	220347,67	7,07	18	Ok	219,61	250	Ok
Appuis	x-x	91,37	12,02	9,73	155132,93	5,73	18	Ok	232,07	250	Ok
	y-y										

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètres **T12** généralement appelées **CHAISES** donc on prévoit 4 chaises de T12 par m².

IX.6.3.3. Schéma de ferrailage :

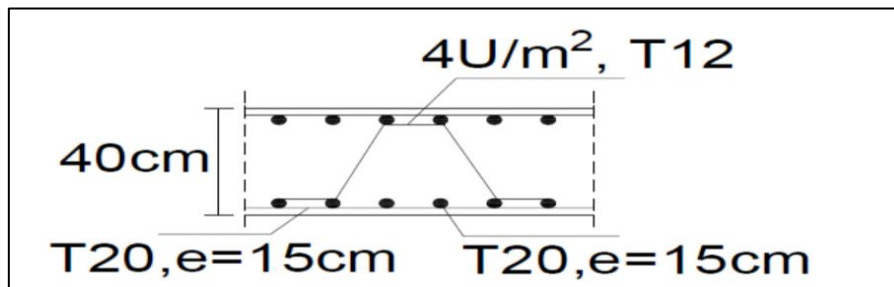


Figure IX.4. Ferrailage de la dalle du radier sur travée.

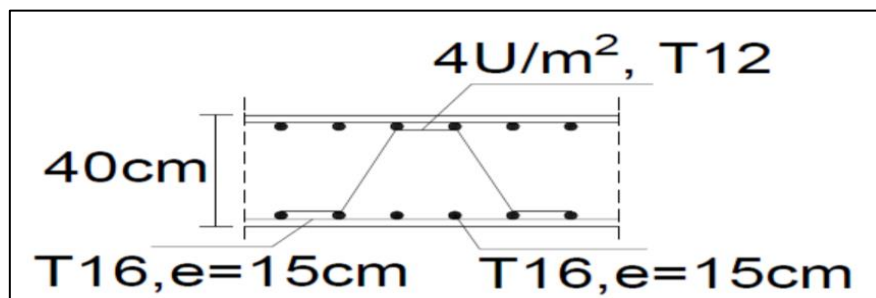


Figure IX.5. Ferrailage de la dalle du radier en appui.

IX.7. Ferrailage des nervures

IX.7.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «CBA 93» [3]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

IX.7.2. Calcul des armatures

$$b=65\text{cm} ; h=100\text{cm} ; d=90\text{cm}$$

- **Sens non porteur (x-x) :** $L=3,92\text{m} ; q_{\text{elu}} = 331,41\text{kN/ml}$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{331,41 \times 3,92^2}{8} = 636,57\text{KN.m}$$

Tableau IX.11. Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	541,08	0,060	0,078	871,92	14,27	6,46	8T16	16,08
Appuis	318,28	0,036	0,045	883,70	8,28	6,46	4T16+2T14	11,12

- **Sens porteur (y-y) :** $L=4\text{m} ; q_{\text{elu}} = 331,41\text{kN/ml}$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{331,41 \times 4^2}{8} = 662,82\text{KN.m}$$

Tableau IX.12. Ferrailage des nervures (sens porteur).

Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	563,40	0,063	0,081	870,72	14,88	6,46	8T16	16,08
Appuis	331,41	0,037	0,047	883,02	8,63	6,46	4T16+2T14	11,12

IX.7.3. Vérifications nécessaires

IX.7.3.1. Condition de non fragilité [3]

$$-A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,46 \text{ cm}^2$$

IX.7.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS [3]

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "**CBA 93**" [3]

On a : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- **Sens non porteur (x-x) :** $L=3,92m$; $q_{els} = 260,22kN/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{260,22 \times 3,92^2}{8} = 500kN.m$$

- **Sens porteur (y-y) :** $L=4m$; $q_{els} = 260,22kN/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{260,22 \times 4^2}{8} = 520,44kN.m$$

Tableau IX.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Obs</i>	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Obs</i>
Non porteuse	Travée	425	16,08	21,56	1346917,87	6,80	18	Ok	323,91	250	Non
	Appuis	250	11,12	18,35	990179,17	4,63	18	Ok	271,35	250	Non
Porteuse	Travée	442,37	16,08	21,56	1346917,87	7,08	18	Ok	337,15	250	Non
	Appuis	260,22	11,12	18,35	990179,17	4,82	18	Ok	282,44	250	Non

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau IX.14. Redimensionnement des armatures.

	Sens	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Non porteuse	Travée	16,08	6HA20+2HA16	22,87
	Appuis	11,12	4HA16+4HA14	14,20
Porteuse	Travée	16,08	6HA20+2HA16	22,87
	Appuis	11,12	4HA16+4HA14	14,20

Tableau IX.15. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Obs</i>	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Obs</i>
Non porteuse	Travée	425	22,87	25,08	1787606,34	5,96	18	Ok	231,50	250	Ok
	Appuis	250	14,20	20,01	1216978,66	4,11	18	Ok	215,65	250	Ok
Porteuse	Travée	442,37	22,87	25,08	1787606,34	6,21	18	Ok	240,96	250	Ok
	Appuis	260,22	14,20	20,01	1216978,66	4,28	18	Ok	224,47	250	Ok

IX.7.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [3]

On doit vérifier que : $\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{331,41 \times 4}{2} = 662,82\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{662,82 \times 10^3}{650 \times 0,9 \times 1000} = 1,13\text{MPa} \langle \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

IX.7.4. Armatures transversales

- CBA 93 [3] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{en flexion simple})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,57\text{MPa}$$

- RPA 2024 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$-\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$-\varphi_t \geq \frac{1}{3}\varphi \text{ max} = 6,66\text{mm}$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; b = 65\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm}$$

On trouve :

St=15 cm Zone nodal.

St=20cm Zone courante.

Tableau IX.16. Choix des armatures transversales.

Zone	$S_t (cm)$	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adpt} (cm^2)$
Courante	20	3,90	6T10	4,71
Nodale	15	2,93	4T10	3,14

IX.7.5. Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=100 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{paroi}$

IX.7.6. Schéma de Ferrailage des Nervures

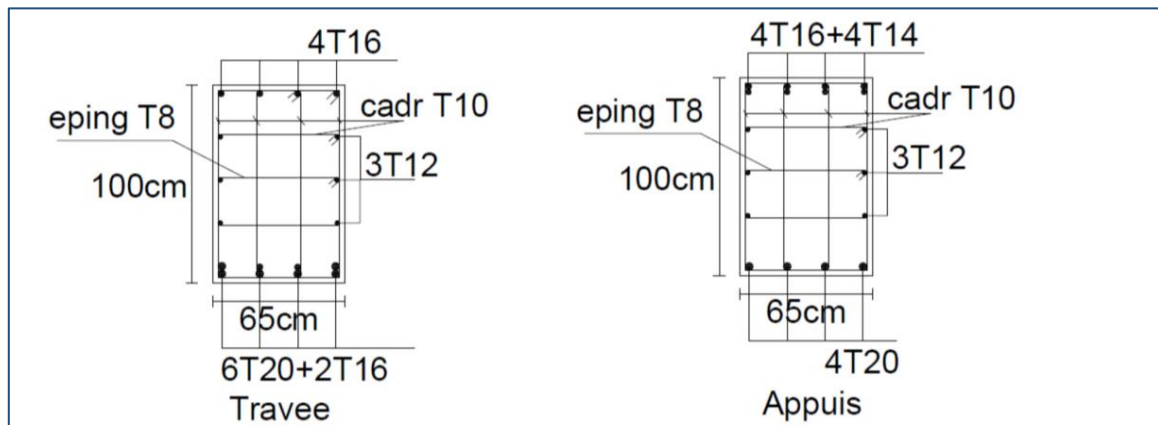


Figure IX.6. Ferrailage des nervures sens porteur.

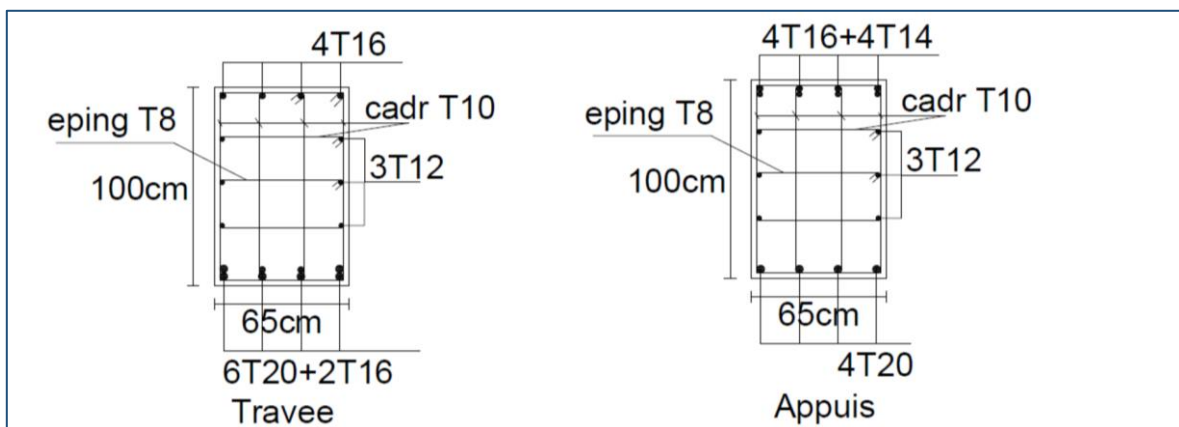


Figure IX.7. Ferrailage des nervures sens non porteur.

IX.8. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,55\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

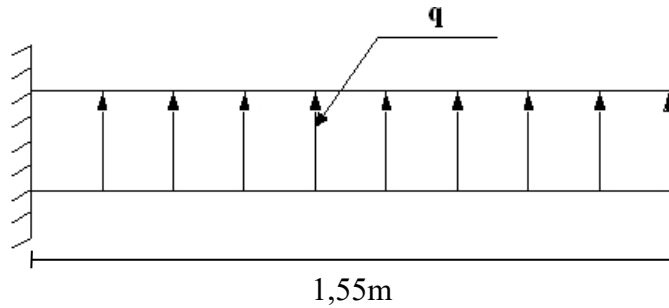


Figure IX.9. Schéma statique des débords.

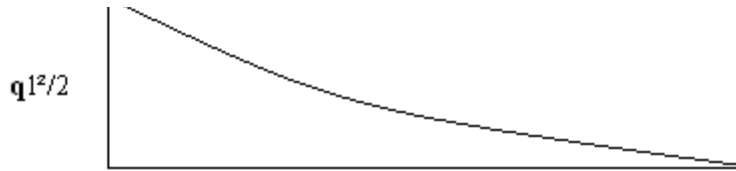


Figure IX.10. Diagramme des Moments.

IX.8.1. Calcul de ferrailage

$b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $f_{bc}=17\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q u \times l^2}{2} = \frac{1,35 \times 25 \times 0,4 \times 1 \times 1,55^2}{2} = 16,22\text{KN.m}$$

Tableau IX.17. Ferrailage de débords.

M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
16,22	0,007	0,009	358,67	1,04	3,97	6T12	6,79	20

IX.8.2. Vérifications nécessaires

IX.8.2.1. Condition de non fragilité [3]

$$-A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm}^2$$

IX.8.2.2. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,70 \leq A_r \leq 3,40$$

On prend 4T10 ($A_s = 3,14\text{ cm}^2$) , $St = 15\text{cm}$

IX.8.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS [3]

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{25 \times 0,4 \times 1 \times 1,55^2}{2} = 12,01 \text{KN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.18. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	σ̄_s(MPa)	Vérification
12,01	6,79	0,94	18	52,85	250	OK

Chapitre X : Etude comparative.

X.1. INTRODUCTION

Il est primordial pour chaque ingénieur de se tenir informé des mises à jour apportées aux réglementations en lien avec son domaine d'expertise. Dans ce chapitre présente une comparaison préliminaire sur un bâtiment multiple en béton armé BA R+16+sous-sol composé des locaux commerciaux au niveau de rez-de-chaussée, le 1^{er} étages de services et les autres étages à usage d'habitation, implanté à la wilaya de Blida. Entre le nouveau règlement parasismique algérien RPA 2024 et l'ancien RPA 99 v 2003. Cette comparaison met en lumière les points les plus critiques ayant un impact direct sur le calcul des structures en génie civil, en attirant l'attention sur les modifications essentielles qui influencent la conception et la résistance des ouvrages.

X.2 OBJECTIF DE L'ÉTUDE COMPARATIVE

L'objectif principal de cette étude comparative est d'analyser l'impact des évolutions introduites par le Règlement Parasismique Algérien RPA2024, en comparaison avec la version précédente RPA99 (version 2003), sur le dimensionnement et le comportement global d'une structure.

Cette comparaison vise à évaluer, de manière rigoureuse et méthodique, les différences entre les deux règlements à travers les résultats suivants :

- Les caractéristiques structurelles générales prises en compte dans chaque règlement ;
- Les paramètres sismiques utilisés (accélération, période, coefficients, etc.) ;
- Les périodes propres et les facteurs de participation massique du modèle final ;
- Les modes de déformation dominants identifiés dans l'analyse modale ;
- Le calcul de la force sismique totale selon les deux règlements ;
- La vérification de la résultante des forces sismiques ;
- La vérification de l'effort normal réduit dans les éléments verticaux ;
- La vérification des déplacements inter-étages et des déplacements globaux ;
- La justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ (effets du second ordre) ;
- La vérification de l'interaction voiles-portiques, essentielle pour les systèmes mixtes;
- La section de coffrage des poteaux, influencée par les efforts calculés ;
- Les sections d'aciers nécessaires pour les poteaux, selon chaque règlement ;
- La section de coffrage des poutres et les armatures calculées ;
- La section de coffrage des voiles et leur armature longitudinale et transversale ;
- La section de coffrage des fondations et les armatures calculées.

À travers cette étude, il s'agit de déterminer dans quelle mesure le RPA2024 modifie les prescriptions de conception et de calcul, et d'identifier les conséquences pratiques sur la résistance, la stabilité et l'optimisation des éléments structuraux. L'objectif final étant d'orienter l'ingénieur vers une compréhension claire des enjeux techniques et économiques associés à l'adoption du nouveau règlement.

X.3. ÉTUDE COMPARATIVE DES DONNEES SISMIQUES REGLEMENTAIRES (RPA2003 VS RPA2024)

X.3.1. Comparaison des paramètres sismiques selon le RPA99 (2003) et le RPA2024

Zone sismique et accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Coefficient d'importance (I)

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Coefficient de comportement (R)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)
B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6.5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissages maçonnerie rigide	3 ^(a)
12a	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2.5 ^(b)
13a	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4.5 ^(b)
13b	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3.5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)
C) Structures associant les profils formés à froid (PAF)		
15	Système de contreventement en panneaux en PAF	2 ^(b)
16	Système de contreventement en PAF, en diagonales tendues	1.5 ^(c)
D) Structures en maçonnerie		
17	Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2.5 ^(a)
E) Structures en bois		
18	Consoles ; poutres à joints cantilevers	1.5 ^(c)
19	Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents	1.5 ^(c)
20	Voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur	2 ^(b)
21	Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, Treillis avec assemblages cloués	2.5 ^(a)
F) Autres structures		
22	Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme	2 ^(b)
23	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2.5 ^(a)
24	Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé	3.5 ^(b)
25	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie	2.5 ^(b)
26	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie	3.5 ^(b)

Table 3.3: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
site: S ₁	1.00	0.10	0.40
site: S ₂	1.20	0.10	0.50
site: S ₃	1.30	0.15	0.60
site: S ₄	1.35	0.15	0.70

Table 3.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)

Spectre type 2 S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
site: S ₁	1.00	0.05	0.25
site: S ₂	1.30	0.05	0.30
site: S ₃	1.55	0.10	0.40
site: S ₄	1.80	0.10	0.50

Table 3.10: Valeurs des coefficients d'importance

Facteur de qualité (Qf)

Catégorie	Critère, q	P _q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.18: Valeurs des Pondérations P_q

• **PARAMETRES SISMIQUES**

1. La zone :

Selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA version 2003**, le territoire national est divisé en **5 zones sismiques**. Dans le **nouveau RPA2024**, cette classification a été **révisée et élargie** à **7 zones**, permettant une **délimitation plus fine du risque sismique** en fonction des spécificités régionales.

Tableaux X.1. Les zones sismiques des deux réglementent.

Classification de la zone sismique selon le RPA99 (2003) et le RPA2024	
RPA V2003	RPA V2024
Zone 0 : sismicité négligeable	Zone 0 : Très faible
Zone I : sismicité faible	Zone I : Faible
Zone IIa: sismicité moyenne	Zone II: Faible a moyenne
Zone IIb: sismicité moyenne	Zone III: Moyenne
Zone III: sismicité élevée	Zone IV: Moyenne à élevé
/	Zone V: Elevé
	Zone VI: Elevé

2. Le coefficient de comportement R :

Pour les systèmes les plus courants, tels que les structures à poteaux avec voiles porteurs ou voiles porteurs, a été ajusté à 4,5 dans le RPA 2024, remplaçant l'ancienne valeur de 3,5 prévue par le RPA 99 version 2003. Il est crucial d'éviter l'effet de noyau afin de maintenir cette valeur de R à 4,5 dans nos hypothèses de calcul. Dans le cas contraire, le coefficient R sera réduit à 3, conformément aux nouveaux critères du RPA 2024. Pour les systèmes à ossature sans remplissage en maçonnerie, le coefficient R a été augmenté de 5 à 5,5, tandis que pour les systèmes similaires avec remplissage en maçonnerie, le règlement conserve un coefficient R = 3,5.

Tableaux X.2. Valeur de coefficient de comportement R.

Valeur de coefficient de comportement R selon le RPA99 (2003) et le RPA2024			
RPA V2003		RPA V2024	
Structure sans voiles	Structure avec voiles	Structure sans voiles	Structure avec voiles
5	3.50	4.50	4.50

3. Facteur de qualité Q :

Pour minimiser les efforts sismiques sur les structures constituées exclusivement de voiles porteurs (sans effet noyau), ou de structures combinant portiques et voiles (équivalents à des voiles porteurs) (sans effet noyau), il est essentiel d'assurer une bonne régularité en plan et en élévation. Cette régularité permet de réduire le facteur de qualité 1,3 à 1,05 ; ce qui améliore la réponse sismique de la structure. En effet, la régularité d'une structure joue un rôle déterminant dans sa capacité à répondre de manière uniforme aux sollicitations sismiques, limitant ainsi les concentrations de contraintes et les effets dynamiques indésirables.

De même pour les structures à ossatures :

Tableaux X.3. Les facteurs de qualité selon le type de système.

Valeur de facteurs de qualité selon le type de système		
Type de système	RPA V2003	RPA V2024
Systèmes à ossature	1,2	1,55
Systèmes mixtes et à voiles porteur	1,2	1,30

4. Accélération sismique :

Conformément au règlement parasismique algérien de 1999, version 2003 (RPA 99 V 2003), l'accélération maximale est fixée à 0,4 g. Cette valeur ne prend pas en compte le coefficient d'importance. Les paramètres d'usage et la classification de la zone sismique constituent les deux facteurs déterminants pour établir la valeur de l'accélération, Un coefficient de site de 1,25 est défini dans les formules de calcul du spectre de réponse.

RPA V2003	RPA V2024
Conformément au règlement parasismique algérien de 1999, version 2003 (RPA 99 V 2003), l'accélération maximale est fixée à 0,4 g. Cette valeur ne prend pas en compte le coefficient d'importance. Les paramètres d'usage et la classification de la zone sismique constituent les deux facteurs déterminants pour établir la valeur de l'accélération.. Un coefficient de site de 1,25 est défini dans les formules de calcul du spectre de réponse..	En ce qui concerne le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA 2024) donne une accélération maximale de 0,3 g. Cependant, ce règlement introduit un coefficient d'importance (I) qui peut atteindre jusqu'à 1,4. En plus du coefficient d'importance I, un autre coefficient de majoration, appelé coefficient de site (S), a été introduit dans les formules de calcul des spectres de réponse. Ce coefficient, qui varie entre 1 et 1.8, permet d'augmenter le calcul de l'accélération en fonction des caractéristiques du site.
La classification des sites de notre cas selon le rapport du sol indique que le site est meuble : S03 selon les deux règlements	

En ce qui concerne le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA 2024) donne une accélération maximale de 0,3 g. Cependant, ce règlement introduit un coefficient d'importance (I) qui peut atteindre jusqu'à 1,4. En plus du coefficient d'importance I, un autre coefficient de majoration, appelé coefficient de site (S), a été introduit dans les formules de calcul des spectres de réponse. Ce coefficient, qui varie entre 1 et 1.8, permet d'augmenter le calcul de l'accélération en fonction des caractéristiques du site.

5. Classification des sites :

La classification des sites selon leur nature géotechnique est un paramètre fondamental dans l'évaluation de l'action sismique sur une structure. Le RPA99 (version 2003) définissait quatre catégories de site, alors que le RPA2024 introduit une cinquième catégorie afin d'affiner la prise en compte des conditions locales du sol.

Le RPA2024 conserve les mêmes catégories de S1 à S4 avec des définitions similaires à celles du RPA99, mais introduit une nouvelle catégorie S5, destinée aux sites présentant des conditions géotechniques complexes, hétérogènes ou incertaines.

Cette catégorie impose la réalisation d'études spécifiques détaillées, notamment des analyses géophysiques ou des essais in situ approfondis. Cette évolution traduit une volonté d'alignement avec les normes internationales, comme l'Eurocode 8, et vise à renforcer la sécurité et la fiabilité des projets de construction, en tenant mieux compte des particularités locales du sol.

Tableaux X.4. Classification des sites.

RPA 2003	RPA 2024
CatégorieS1 : site rocheux CatégorieS2 : site ferme CatégorieS3 : site meuble CatégorieS4 : site très meuble	CatégorieS1 : site rocheux CatégorieS2 : site ferme CatégorieS3 : site meuble CatégorieS4 : site très meuble Catégorie S5: site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques.
La classification des sites de notre cas selon le rapport du sol indique que le site est meuble : S03 selon les deux règlements	

X.3.2. Comparaison entre le spectre de réponse (horizontal et vertical) du RPA2024 et le spectre du RPA99 (2003)

1. Données de spectre de réponse Horizontal

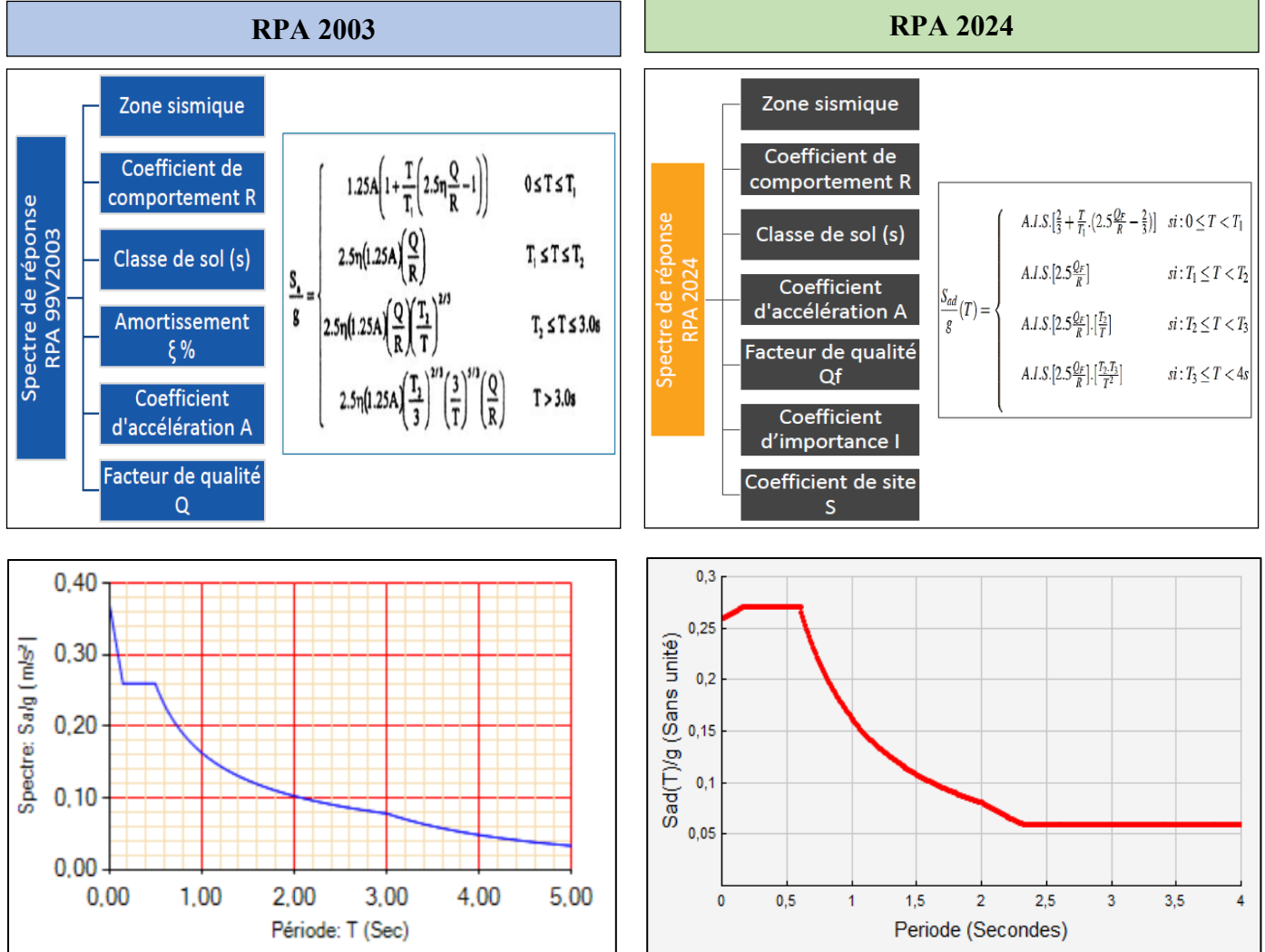


Figure X.1. Spectre de réponse RPA99 V2003.

Figure X.2. Spectre de réponse RPA 2024

2. Données de spectre de réponse Vertical :

RPA V2024
COMPOSANTE VERTICALE
Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit (Av.I.g) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants : - Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus. - Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2,00m de long. - Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux. - Poutres supportant des poteaux. - Structures sur appuis parasismiques.

RPA V2024					
COMPOSANTE VERTICALE					
Zonage sismique		Coefficient d'accélération			
		A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)		
			Catégorie d'Importance		
			1A	1B	2 3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216
L'action sismique verticale, A _v , est obligatoire lorsque (A _v .I.g) dépasse 0.25 g					

Spectre de réponse RPA 2024	Zone sismique	$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I. [\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot (\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3})] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A_v.I. [\frac{2.5}{R}] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A_v.I. [\frac{2.5}{R}] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A_v.I. [\frac{2.5}{R}] \cdot [(\frac{T_2.T_3}{T^2})^\alpha] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$
	Coefficient de comportement R	
	Classe de sol (s)	
	Coefficient d'accélération A _v	
	Facteur de qualité Q _f	
	Coefficient d'importance I	
	Coefficient de site S=1	

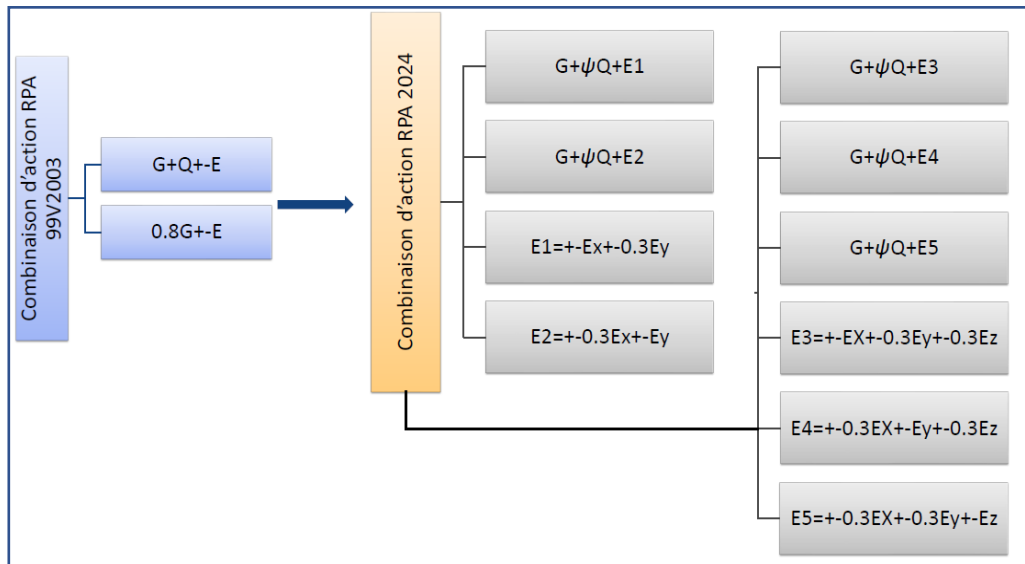
X.3.3. COMBINAISON D'ACTIONS SISMQUES

Dans le cadre de la vérification sismique des structures, la prise en compte des efforts induits par le séisme repose sur l'application de combinaisons d'actions spécifiques, conformément aux prescriptions du règlement parasismique en vigueur. Pour la composante horizontale de l'action sismique, la combinaison doit intégrer les sollicitations sismiques agissant selon les deux directions principales du plan (X et Y), selon une méthode adaptée permettant d'englober les effets les plus défavorables. Afin de tenir compte de la probabilité de présence simultanée des charges d'exploitation avec l'action sismique, un **coefficient d'accompagnement ψ** est appliqué aux charges variables dans la combinaison sismique. Les valeurs de ce coefficient dépendent du type d'ouvrage considéré, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

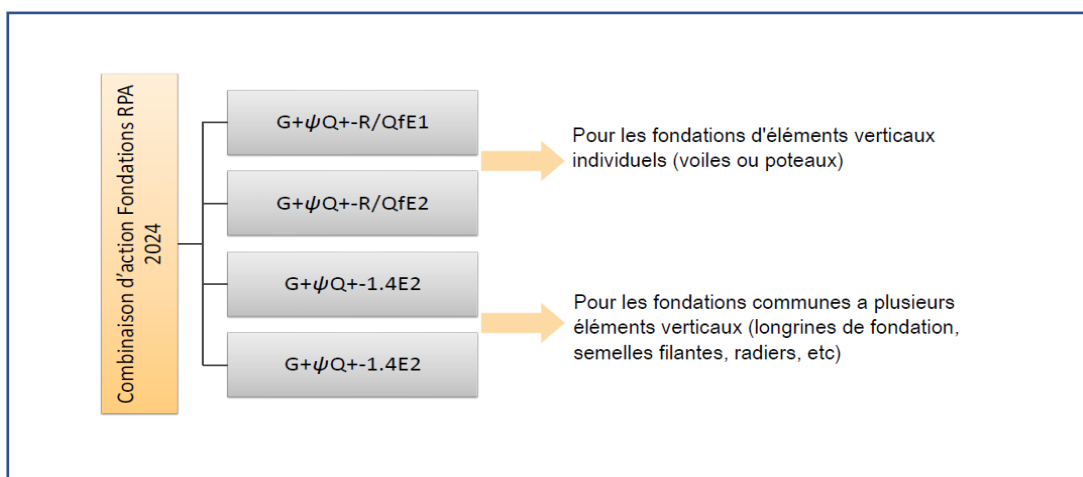
Tableau X.5. Valeurs de ce coefficient dépendent du type d'ouvrage considér.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Les combinaisons de l'action sismique pour la composante horizontale sont données comme suit :



Les combinaisons de l'action pour le calcul des fondations sont données comme suit :



Remarque : La comparaison que fait avec des mêmes dimensions des poteaux et poutre et même épaisseur des voiles. Jusqu'à le calcul de ferrailage des voiles avec RPA 2024 on augmente les épaisseurs comme l'RPA exige.

X.3.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

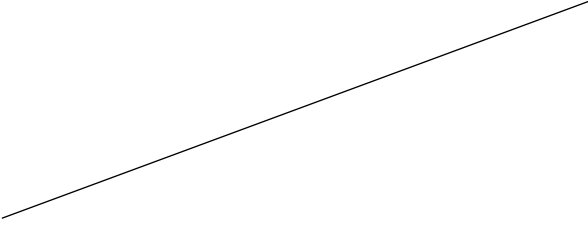
Tableaux X.6. Période et facteur de participation massique du modèle final.

PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL											
RPA99 V2003						RPA V2024					
M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]	M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]
1	1,534	0,02	68,14	0,02	68,14	1	1,541	0,02	68,15	0,02	68,15
2	1,528	55,91	0,03	55,94	68,17	2	1,534	56,16	0,03	56,19	68,18
3	1,246	13,35	0,00	69,27	68,17	3	1,252	13,17	0,00	69,36	68,18

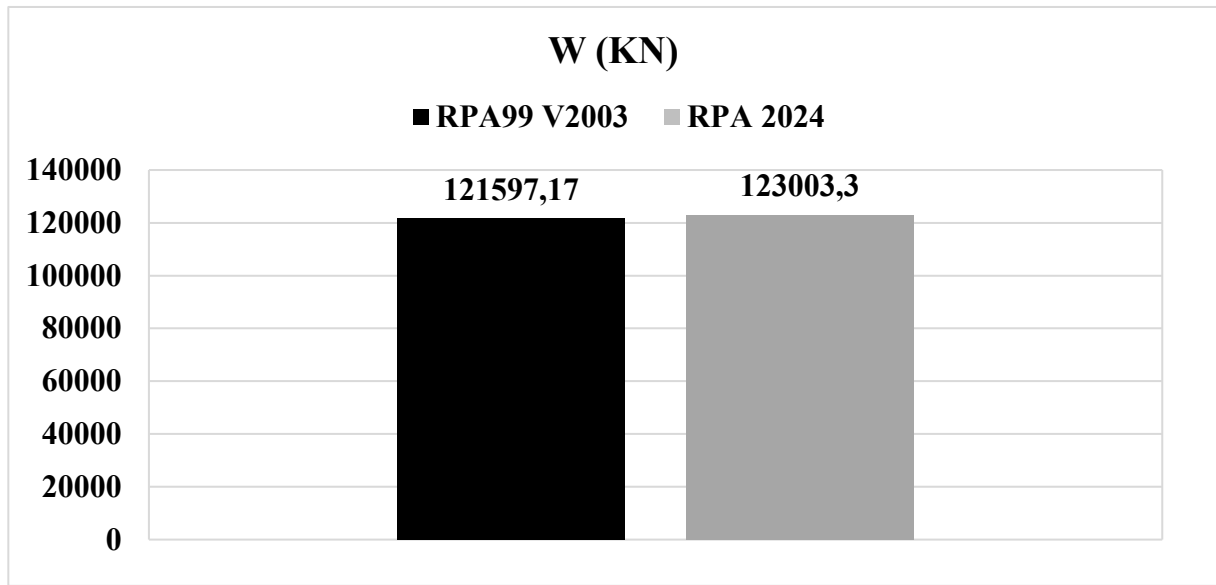
X.3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

RPA 2003	RPA 2024
La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule. (4.1) :	La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :
$V = \frac{A.D.Q.}{R} W$	$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$

Tableaux X.7. Les paramètres utilisés pour l'étude sismique.

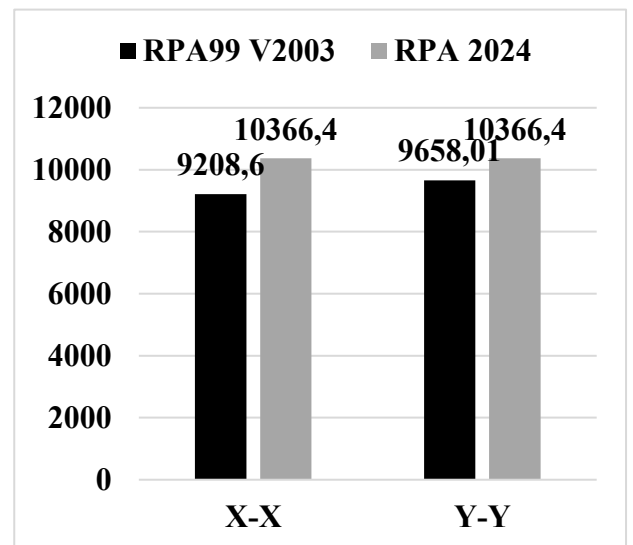
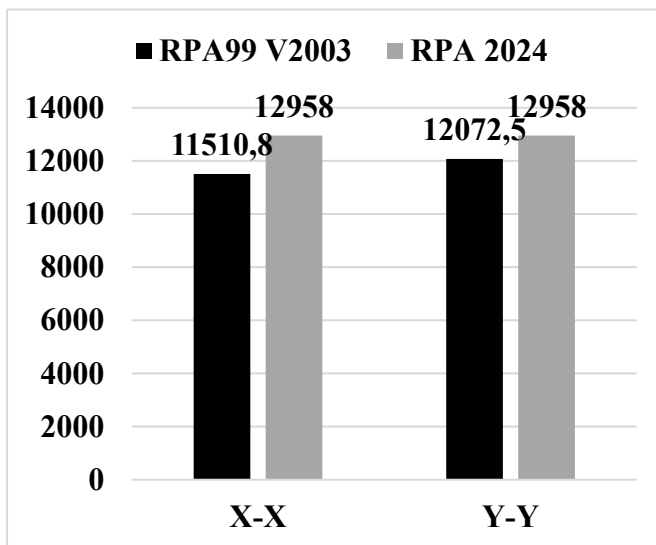
LES PARAMETRES UTILISES POUR L'ETUDE SISMQUES.						
RPA99 V2003			RPA V2024			
T ₁ , T ₂	0,15	0,50	T ₁ , T ₂ , T ₃	0,15	0,60	2,00
T _x , T _y	1,312	1,221	T _x , T _y	1,311	1,311	
Coefficient d'accélération « A »	0,30		Coefficient d'accélération « A »	0,30		
Coefficient de comportement « R »	3,5		Coefficient de comportement « R »	4,5		
Facteur de qualité « Q »	1,10		Facteur de qualité « Q _F »	1,25		
Facteur d'amplification dynamique moyen « D _{x;y} »	1,004	1,053	Coefficient d'importance « I »	1,00		
			Coefficient du site « S »	1,30		
			Coefficient de correction « λ »	0,85		
			Ordonnée de spectre de calcul « $\frac{S_{ad}}{g}$ (T ₀) »	0,12394		
Poids de la structure « W »	121597,17		Poids de la structure «W»	123003,30		
CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL						
RPA99 V2003			RPA V2024			
$V_{stx} = \frac{0,30 \times 1,004 \times 1,10}{3,5} 121597,17 = 11510,74 \text{KN}$			$V_{stx} = 0,85 \times 0,12394 \times 123003,30 = 12957,97 \text{KN}$			
$V_{sty} = \frac{0,30 \times 1,053 \times 1,10}{3,5} 121597,17 = 12072,51 \text{KN}$			$V_{sty} = 0,85 \times 0,12394 \times 123003,30 = 12957,97 \text{KN}$			
VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES DU MODELE FINAL						
RPA99 V2003			RPA V2024			
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Sens	V dynamique	0.8 x V statique	
X-X	9502,00	9208,59	X-X	10080,17	10366,38	
Y-Y	10193,77	9658,01	Y-Y	10811,37	10366,38	
L'effort tranchant n'est pas vérifié dans le sens x de modèles modélisés à partir du RPA V2024, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1,029 dans le sens des x.						
RPA99 V2003			RPA V2024			
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Sens	V dynamique	0.8 x V statique	
X-X	9502,00	9208,59	X-X	10372,49	10366,38	
Y-Y	10193,77	9658,01	Y-Y	10811,37	10366,38	

DIFFERENTS POIDS D'ETAGES



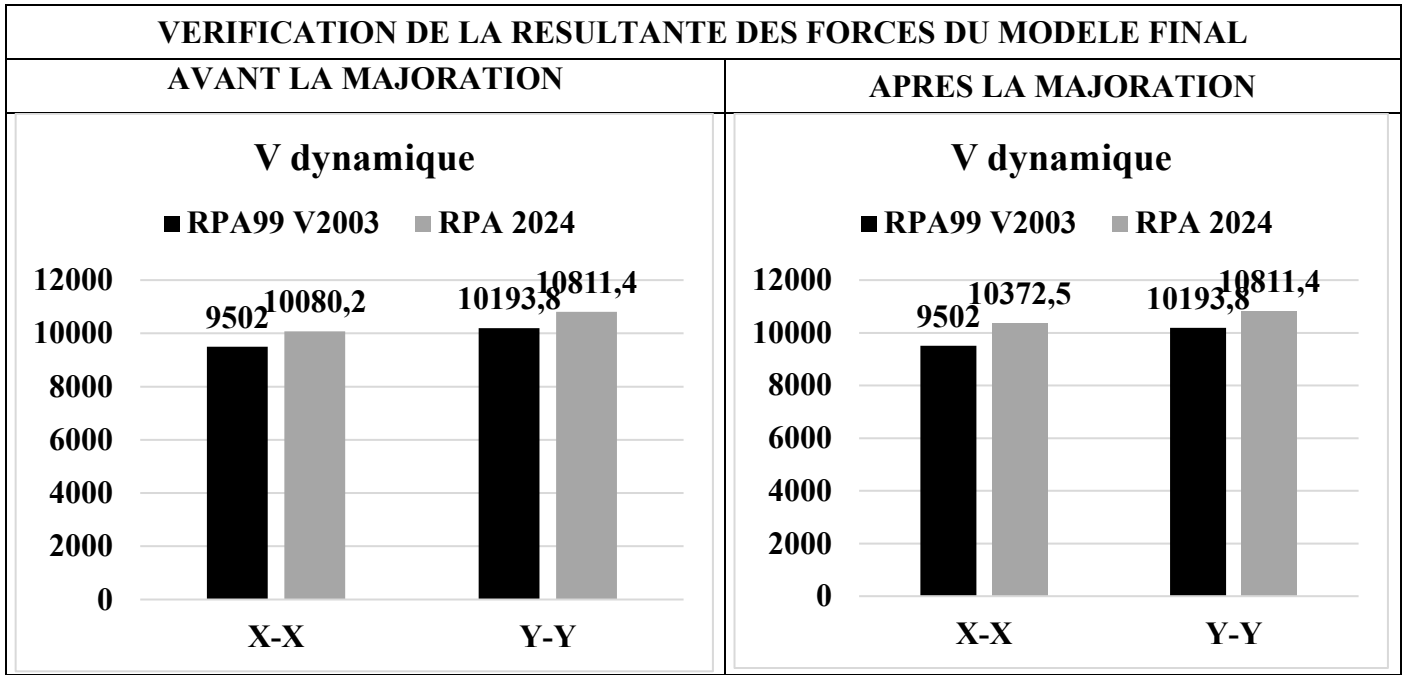
CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL

0,8.V



• **Interprétation des résultats**

L'augmentation du coefficient de $\beta=0,2$ (RPA99 V2003) à $\psi=0,3$ (RPA 2024) a entraîné un poids calculé légèrement plus élevé pour la structure. Cela indique que RPA 2024, en raison de ce changement de coefficient spécifique, conduit à une estimation légèrement plus élevée du poids de la structure pour les besoins de la conception sismique. Ce poids accru impliquerait probablement la nécessité d'éléments structurels plus robustes pour résister aux forces sismiques.



- **Interprétation des résultats**

Le graphique présente une comparaison de l'effort tranchant dynamique à la base ($V_{dynamique}$) pour une structure, calculé selon deux réglementations sismiques algériennes différentes : le RPA99 V2003 et le RPA 2024. La comparaison est effectuée selon deux directions orthogonales (X et Y) et sous deux conditions : "avant la majoration" et "après la majoration".

Pour les résultats trouvés de RPA99 V2003, la vérification de l'effort tranchant à la base pour ce règlement est effectuée sans application d'un coefficient de majoration. Les valeurs obtenues reflètent donc l'effort dynamique intrinsèque non amplifié. Par contre, pour le RPA 2024, la vérification est réalisée après l'application d'un coefficient de majoration, conformément aux exigences spécifiques de l'Article 4.3.5 de cette nouvelle réglementation. Cela signifie que les valeurs finales de $V_{dynamique}$ sont augmentées pour prendre en compte des facteurs supplémentaires.

Cette exigence accrue du RPA 2024 implique directement que la conception d'une structure selon cette nouvelle réglementation nécessitera des systèmes de contreventement, par exemple, voiles, portiques ..., plus importantes pour être en mesure de supporter ces forces sismiques augmentées. Cette approche témoigne d'une tendance générale vers des marges de sécurité supérieures dans les réglementations sismiques modernes, visant à garantir une meilleure performance et une plus grande résilience des constructions face aux événements sismiques.

X.3.6. Déplacements

RPA99 V 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{eK}$

avec : δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

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

RPA 2024 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

Ou : δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité.

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal a: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_k}$ données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (5.11) : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$

Justification de limitation des dommages :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : $v_A \cdot \Delta_k \leq 0,005h_k$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$

Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2. Il est pris égal à 0,5.

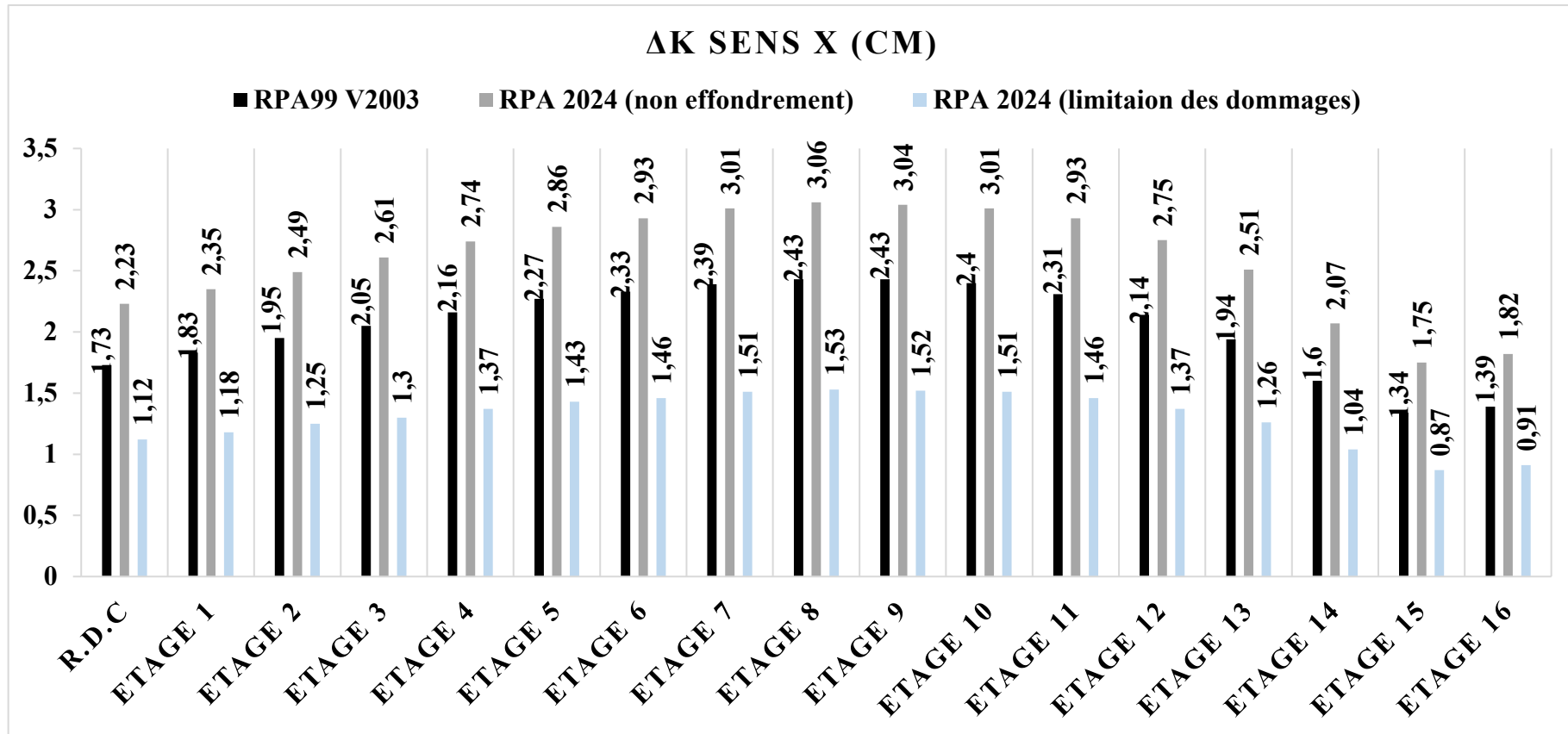
Tableaux X.8. Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS X-X											
		RPA99 V2003			RPA 2024						
Etag	hk (mm)	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs	Déplacements inter-étage de non effondrement.				Déplacements inter-étage limitaion des dommages		
					Etag	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs
16 ^{eme}	3060	17,346	30,6	Vérifié	16 ^{eme}	22,3452	45,9	Vérifié	11,173	22,95	Vérifié
15 ^{eme}	3060	18,312	30,6	Vérifié	15 ^{eme}	23,5224	45,9	Vérifié	11,761	22,95	Vérifié
14 ^{eme}	3060	19,4915	30,6	Vérifié	14 ^{eme}	24,9408	45,9	Vérifié	12,47	22,95	Vérifié
13 ^{eme}	3060	20,4855	30,6	Vérifié	13 ^{eme}	26,0856	45,9	Vérifié	13,043	22,95	Vérifié
12 ^{eme}	3060	21,6265	30,6	Vérifié	12 ^{eme}	27,414	45,9	Vérifié	13,707	22,95	Vérifié
11 ^{eme}	3060	22,6905	30,6	Vérifié	11 ^{eme}	28,6524	45,9	Vérifié	14,326	22,95	Vérifié
10 ^{eme}	3060	23,3065	30,6	Vérifié	10 ^{eme}	29,3472	45,9	Vérifié	14,674	22,95	Vérifié
9 ^{eme}	3060	23,933	30,6	Vérifié	9 ^{eme}	30,0996	45,9	Vérifié	15,05	22,95	Vérifié
8 ^{eme}	3060	24,332	30,6	Vérifié	8 ^{eme}	30,5928	45,9	Vérifié	15,296	22,95	Vérifié
7 ^{eme}	3060	24,2795	30,6	Vérifié	7 ^{eme}	30,4236	45,9	Vérifié	15,212	22,95	Vérifié
6 ^{eme}	3060	24,0205	30,6	Vérifié	6 ^{eme}	30,1392	45,9	Vérifié	15,07	22,95	Vérifié
5 ^{eme}	3060	23,1455	30,6	Vérifié	5 ^{eme}	29,2896	45,9	Vérifié	14,645	22,95	Vérifié
4 ^{eme}	3060	21,4165	30,6	Vérifié	4 ^{eme}	27,5076	45,9	Vérifié	13,754	22,95	Vérifié
3 ^{eme}	3060	19,432	30,6	Vérifié	3 ^{eme}	25,1028	45,9	Vérifié	12,551	22,95	Vérifié
2 ^{eme}	3060	15,9565	30,6	Vérifié	2 ^{eme}	20,7144	45,9	Vérifié	10,357	22,95	Vérifié
1 ^{er}	3060	13,419	30,6	Vérifié	1 ^{er}	17,4924	45,9	Vérifié	8,746	22,95	Vérifié
RDC	5950	13,8635	59,5	Vérifié	RDC	18,1944	89,25	Vérifié	9,097	44,625	Vérifié

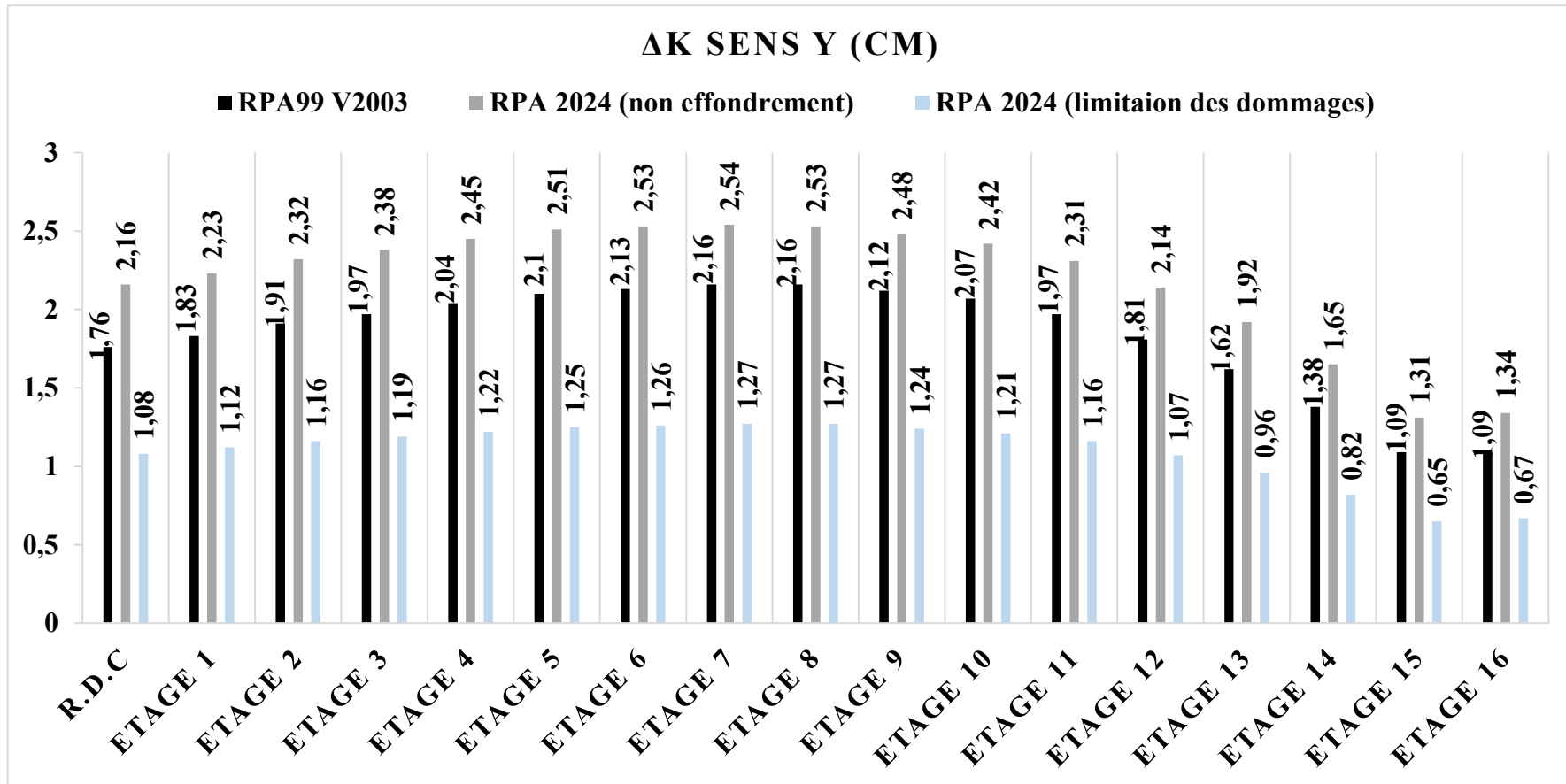
Tableaux X.9. Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS Y-Y											
		RPA99 V2003			RPA 2024						
Etag	hk (mm)	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs	Déplacements inter-étage de non effondrement.				Déplacements inter-étage limitaion des dommages		
					Etag	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs	Δk (mm)	$\bar{\Delta k}$ (mm)	Obs
16 ^{eme}	3060	17,633	30,6	Vérifié	16 ^{eme}	21,5856	45,9	Vérifié	10,793	22,95	Vérifié
15 ^{eme}	3060	18,3155	30,6	Vérifié	15 ^{eme}	22,338	45,9	Vérifié	11,169	22,95	Vérifié
14 ^{eme}	3060	19,089	30,6	Vérifié	14 ^{eme}	23,1516	45,9	Vérifié	11,576	22,95	Vérifié
13 ^{eme}	3060	19,719	30,6	Vérifié	13 ^{eme}	23,7672	45,9	Vérifié	11,884	22,95	Vérifié
12 ^{eme}	3060	20,426	30,6	Vérifié	12 ^{eme}	24,4656	45,9	Vérifié	12,233	22,95	Vérifié
11 ^{eme}	3060	21,042	30,6	Vérifié	11 ^{eme}	25,0524	45,9	Vérifié	12,526	22,95	Vérifié
10 ^{eme}	3060	21,329	30,6	Vérifié	10 ^{eme}	25,272	45,9	Vérifié	12,636	22,95	Vérifié
9 ^{eme}	3060	21,574	30,6	Vérifié	9 ^{eme}	25,4232	45,9	Vérifié	12,712	22,95	Vérifié
8 ^{eme}	3060	21,5845	30,6	Vérifié	8 ^{eme}	25,3224	45,9	Vérifié	12,661	22,95	Vérifié
7 ^{eme}	3060	21,2275	30,6	Vérifié	7 ^{eme}	24,84	45,9	Vérifié	12,42	22,95	Vérifié
6 ^{eme}	3060	20,671	30,6	Vérifié	6 ^{eme}	24,2028	45,9	Vérifié	12,101	22,95	Vérifié
5 ^{eme}	3060	19,677	30,6	Vérifié	5 ^{eme}	23,1156	45,9	Vérifié	11,558	22,95	Vérifié
4 ^{eme}	3060	18,116	30,6	Vérifié	4 ^{eme}	21,4092	45,9	Vérifié	10,705	22,95	Vérifié
3 ^{eme}	3060	16,198	30,6	Vérifié	3 ^{eme}	19,206	45,9	Vérifié	9,603	22,95	Vérifié
2 ^{eme}	3060	13,797	30,6	Vérifié	2 ^{eme}	16,452	45,9	Vérifié	8,226	22,95	Vérifié
1 ^{er}	3060	10,9235	30,6	Vérifié	1 ^{er}	13,0536	45,9	Vérifié	6,527	22,95	Vérifié
RDC	5950	10,899	59,5	Vérifié	RDC	13,4172	89,25	Vérifié	6,709	44,625	Vérifié

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS X-X



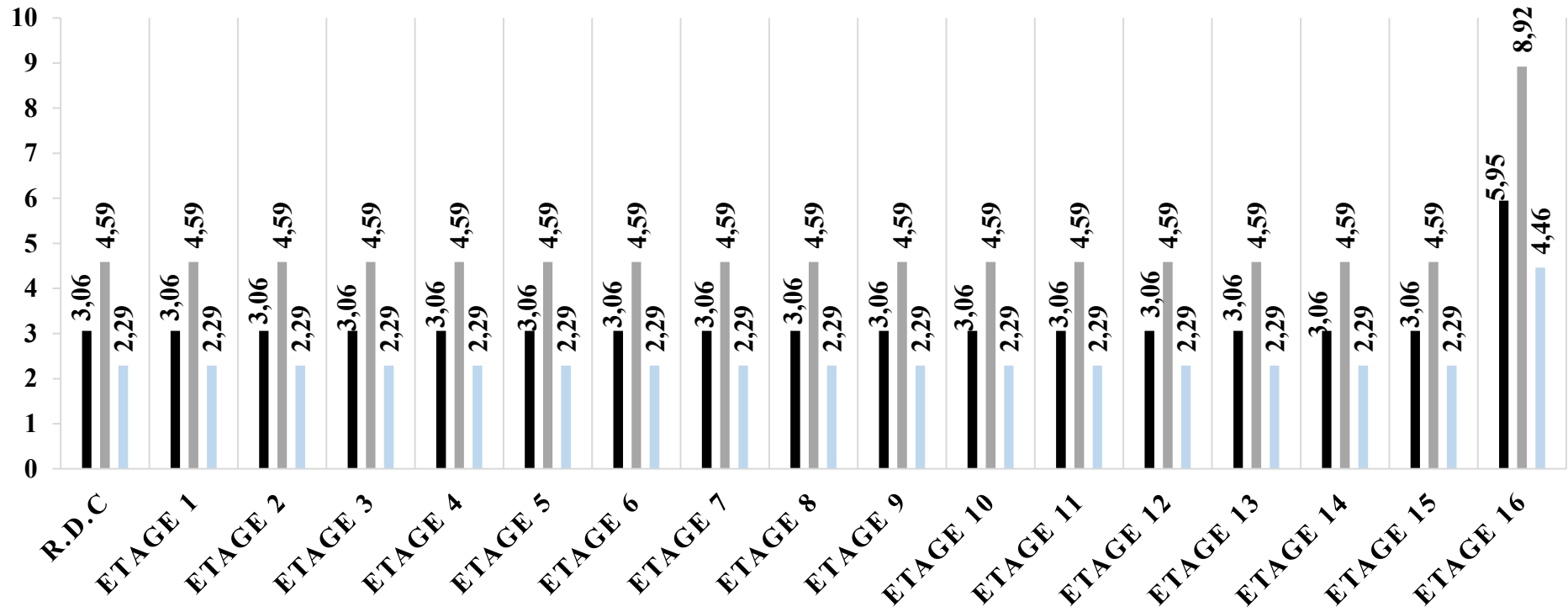
VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS Y-Y



LA LIMITE DE DEPLACEMENT

ΔK SENS X ET Y (CM)

■ RPA99 V2003 ■ RPA 2024 (non effondrement) ■ RPA 2024 (limitaion des dommages)



Interprétation des résultats

Continuons avec l'interprétation des tableaux et graphes fournis, concernant la vérification des déplacements relatifs au sens X-X et Y-Y"

Ces tableaux présentent une vérification des déplacements relatifs inter-étages. Ces déplacements sont comparés à des limites admissibles pour garantir la sécurité de la structure sous l'action sismique. Les données sont présentées pour chaque étage, du RDC au 16ème étage, et pour deux scénarios de réglementations (RPA99 V2003 et RPA 2024), subdivisées pour le RPA 2024 en "Déplacements inter-étage de non effondrement" et "Déplacements inter-étage limitation des dommages".

Les vérifications soient validées sous les deux niveaux de performance du RPA 2024, elles indiquent une structure bien conçue, non seulement prévient l'effondrement, mais minimise également les dommages et assure une remise en service plus rapide après un séisme (aspect économique et fonctionnel).

Les déplacements calculés pour le RPA 2024 sont généralement plus élevés que ceux du RPA99 V2003, ce qui est cohérent avec l'augmentation des efforts tranchants à la base observée dans l'analyse précédente. Cependant, les limites admissibles sont également adaptées à ces niveaux de performance.

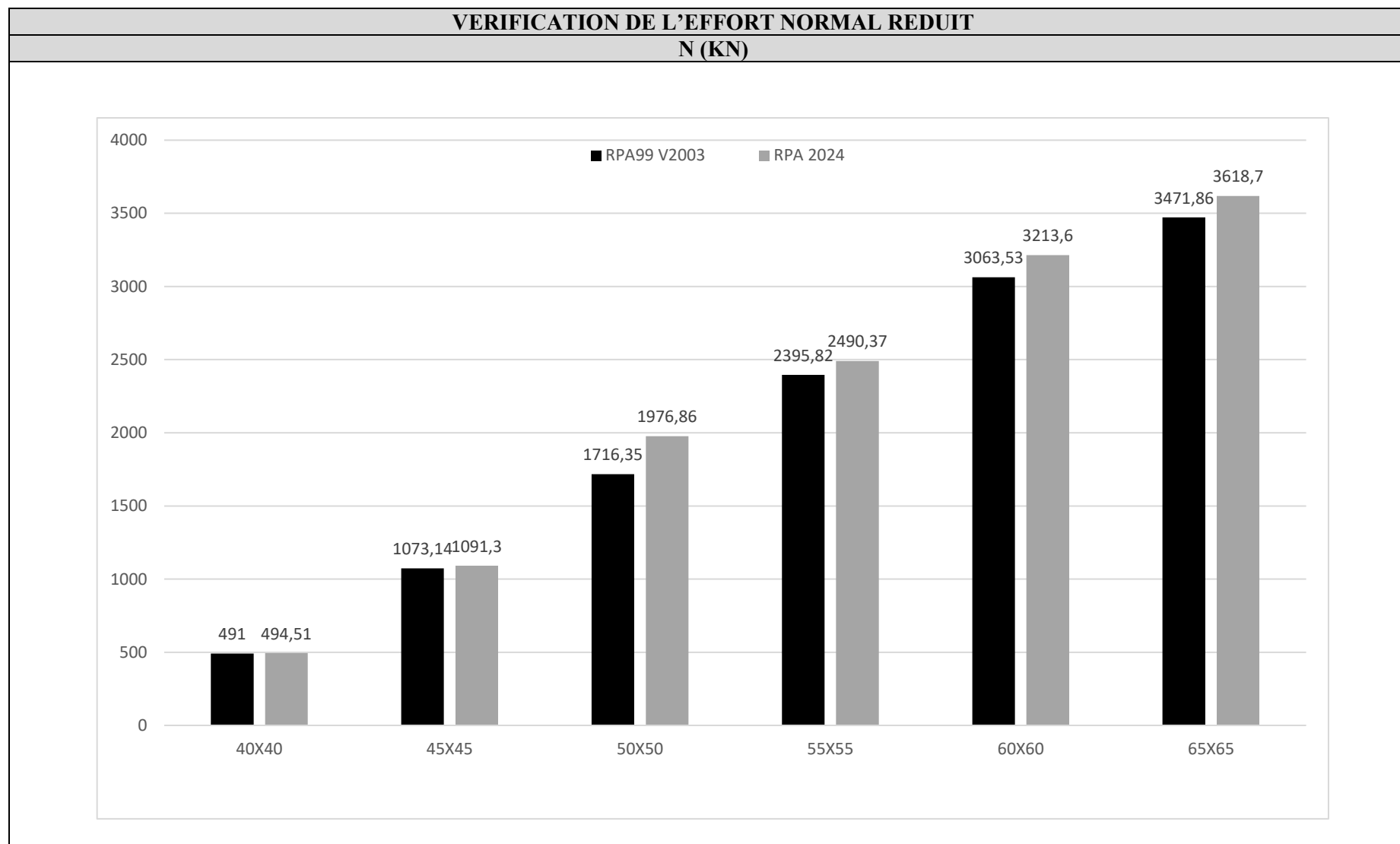
Les résultats trouvés confirment que la structure analysée est conforme aux exigences de dérive inter-étages des deux règlements. Le règlement du RPA 2024, avec ses doubles critères de performance, offre une garantie plus complète de la sécurité et de la fonctionnalité de la structure post-sismique, impliquant une conception plus rigoureuse et souvent plus coûteuse pour atteindre ces objectifs.

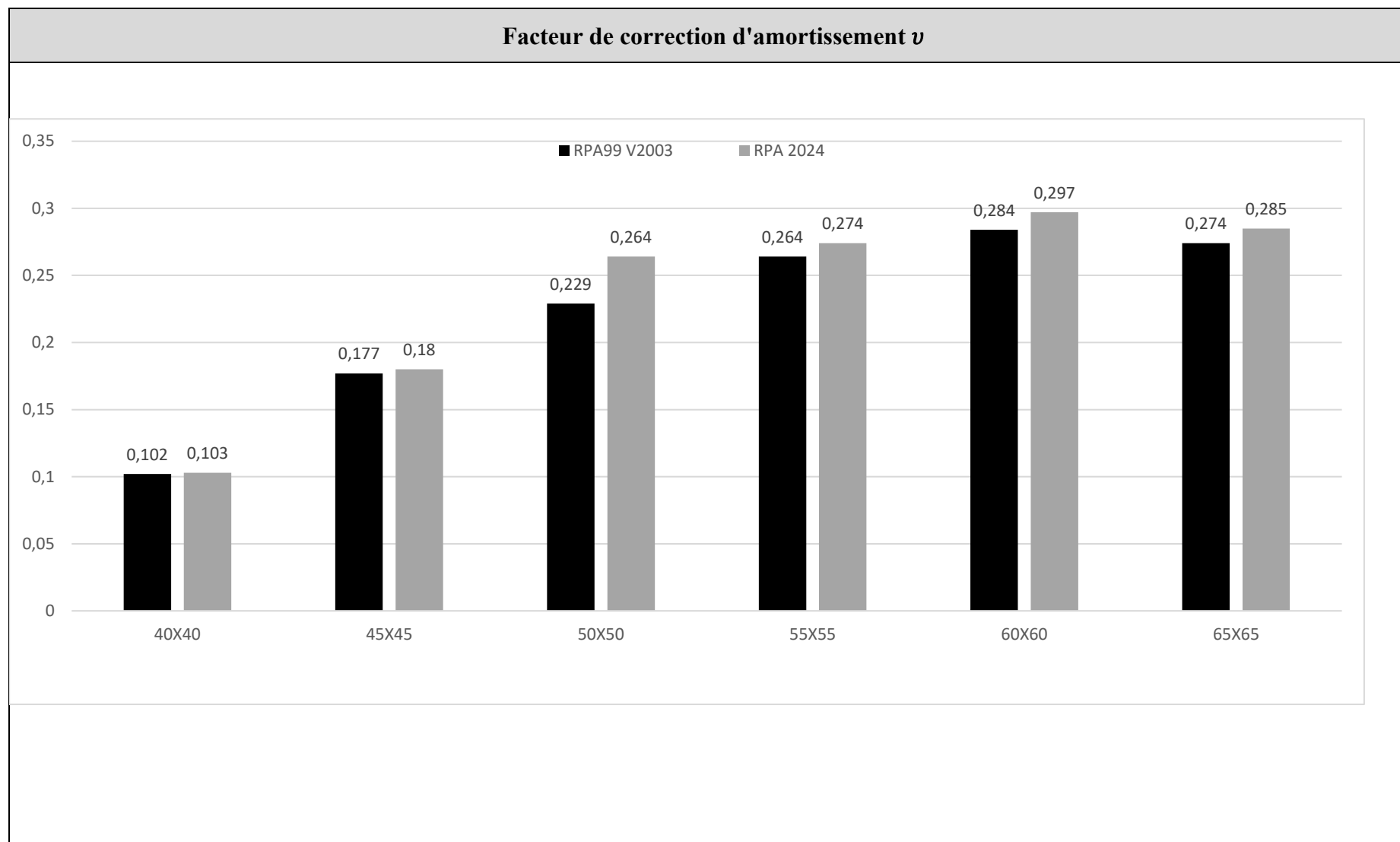
X.3.7. Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA 2024 élève la limite de vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux, la faisant passer de 0,3 à 0,35. De plus, il propose également cette vérification au niveau des voiles, en utilisant une limite de 0,4.

Tableaux X.10. Vérification de l'effort normal réduit.

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT						
RPA99 V2003						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
14ème ; 15ème et 16ème	40	40	1600	491	0,102	Vérifié
11ème ; 12ème et 13ème	45	45	2025	1073,14	0,177	Vérifié
8ème ; 9ème et 10ème	50	50	2500	1716,35	0,229	Vérifié
5ème ; 6ème et 7ème	55	55	3025	2395,82	0,264	Vérifié
2ème ; 3ème et 4ème	60	60	3600	3063,53	0,284	Vérifié
RDC ; 1 ^{er}	65	65	4225	3471,86	0,274	Vérifié
RPA 2024						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
14ème ; 15ème et 16ème	40	40	1600	494,51	0,103	Vérifié
11ème ; 12ème et 13ème	45	45	2025	1091,30	0,180	Vérifié
8ème ; 9ème et 10ème	50	50	2500	1976,86	0,264	Vérifié
5ème ; 6ème et 7ème	55	55	3025	2490,37	0,274	Vérifié
2ème ; 3ème et 4ème	60	60	3600	3213,60	0,297	Vérifié
RDC ; 1 ^{er}	65	65	4225	3618,70	0,285	Vérifié





- **Interprétation des résultats**
- **Interprétation des résultats de l'effort normal réduit**

Le graphique présente des barres comparant l'effort normal réduit (N) pour différentes dimensions de sections). Pour chaque section, deux valeurs sont données : une pour RPA99 V2003 (barre noire) et une pour RPA 2024 (barre grise).

L'effort normal réduit représente le rapport entre la sollicitation axiale et la capacité maximale théorique d'une section en béton armé, indicateur essentiel pour le dimensionnement des poteaux soumis aux effets sismiques. Les comparaisons effectuées montrent que les valeurs de l'effort normal réduit selon le RPA 2024 sont systématiquement plus élevées que celles issues du RPA99 V2003, pour toutes les sections étudiées. Cette augmentation est liée à la majoration des charges sismiques et du poids global de la structure introduite par le nouveau règlement.

Par ailleurs, l'effort normal réduit croît lorsque la section augmente, conséquence logique d'une sollicitation axiale constante sur une section plus restreinte. Toutefois, la différence entre les deux règlements ne suit pas une progression strictement linéaire, traduisant la complexité des effets sismiques et des interactions structurales. Ces résultats impliquent un renforcement des armatures longitudinales, voire un redimensionnement des sections, afin de satisfaire les exigences de résistance et de stabilité imposées par le RPA 2024.

- **Interprétation des résultats de l'effort normal réduit**

Le graphique du facteur de correction d'amortissement ν montre que l'approche du RPA 2024 diffère de celle du RPA99 V2003 de manière non uniforme en fonction de la taille des sections.

Pour les grandes sections, le facteur ν du RPA 2024 est plus élevé, tandis que pour les petites sections, il est plus faible. Cela indique une modélisation plus nuancée ou une prise en compte différente de l'amortissement et de ses corrections dans la nouvelle norme. Cependant, l'impact global observé dans les analyses précédentes (poids et efforts tranchants majorés, efforts normaux réduits plus élevés) suggère que d'autres facteurs normatifs, tels que le coefficient de majoration de l'article 4.3.5, ont une influence prépondérante et rendent le RPA 2024 globalement plus conservateur et exigeant malgré les variations du facteur d'amortissement ν . Pour une interprétation complète, il serait nécessaire de comprendre comment ce facteur ν s'intègre précisément dans les formules de calcul des efforts et des déplacements selon les deux réglementations.

X.3.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

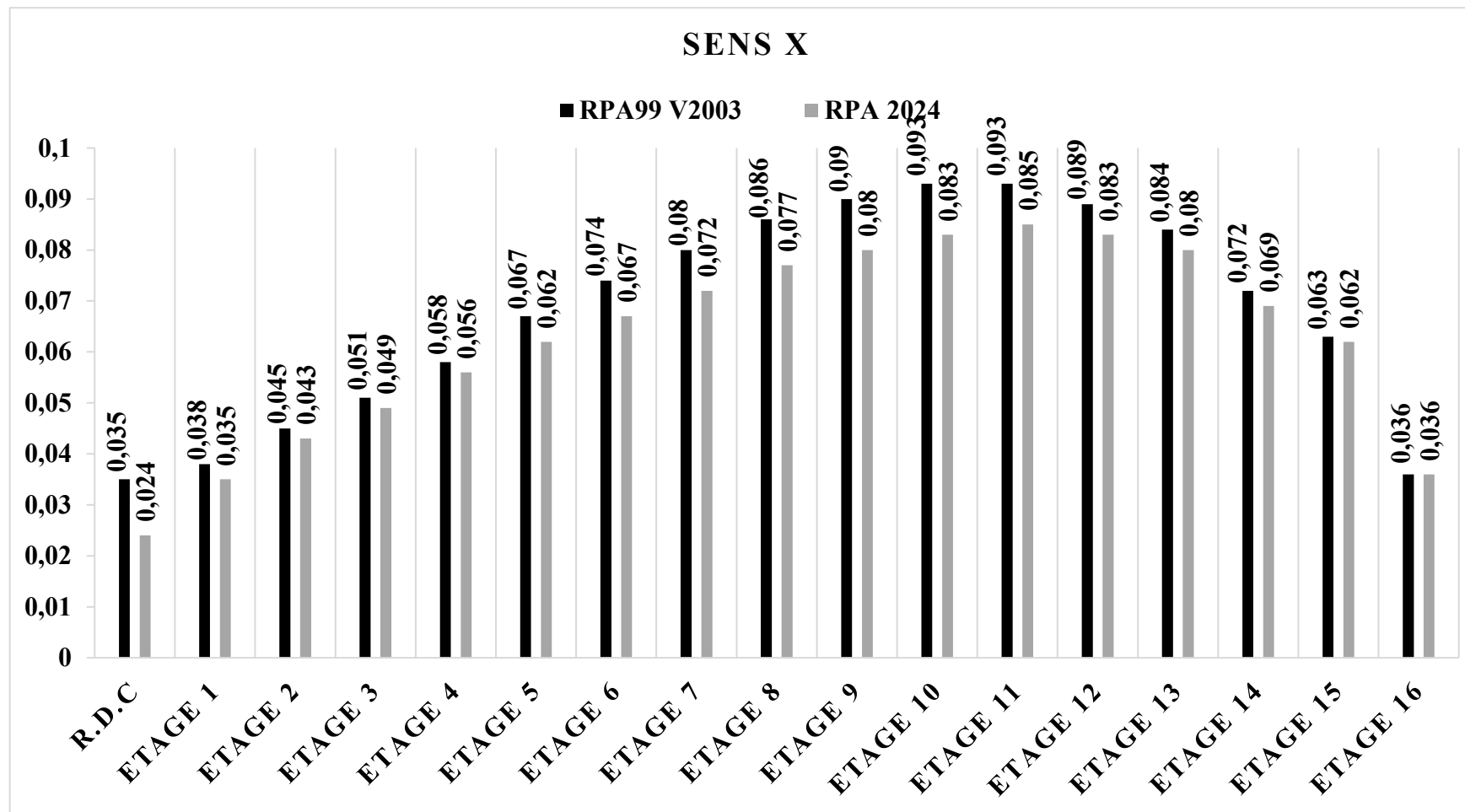
Tableaux X.11. Vérification de effets P-Δ Sens X-X.

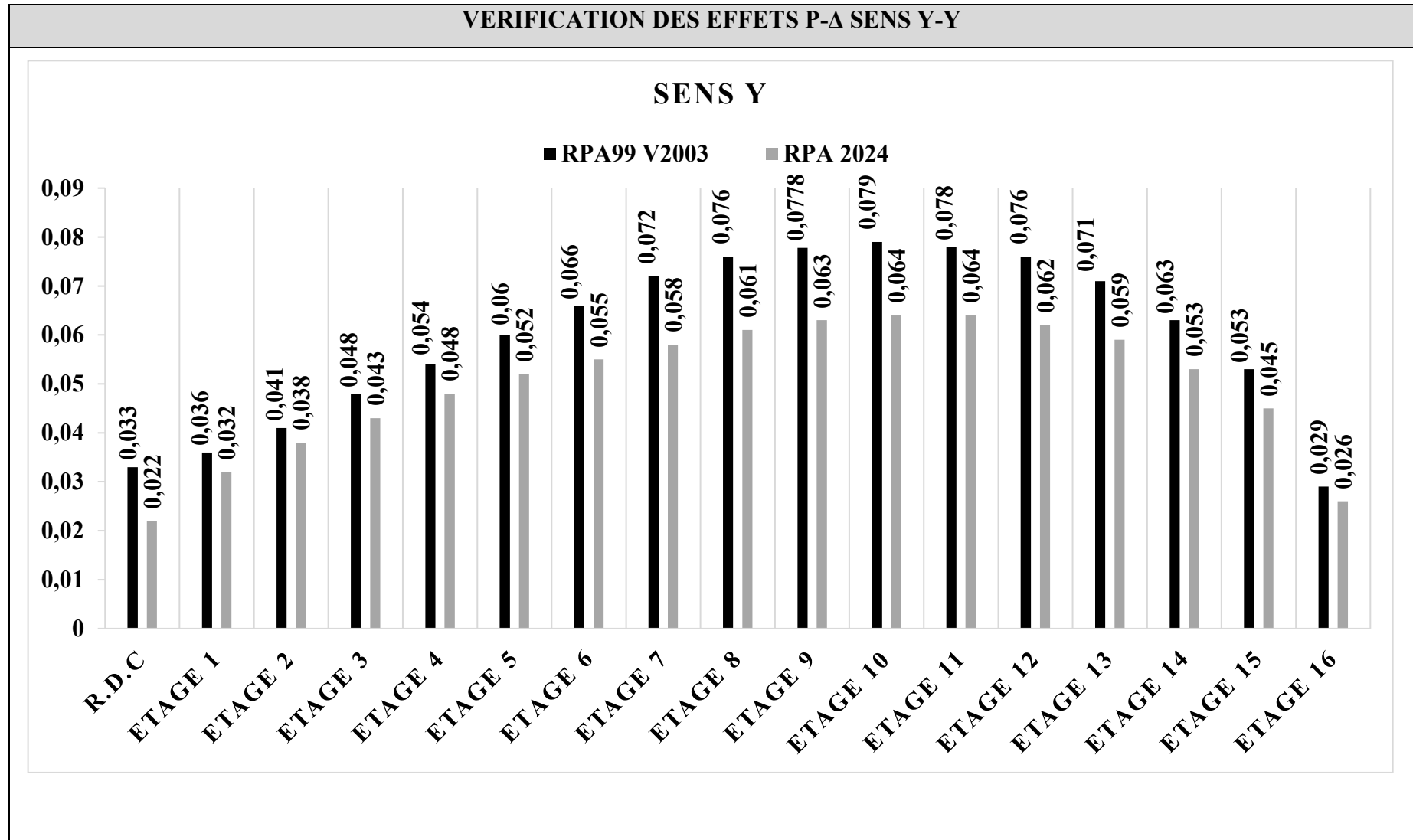
VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS X-X									
RPA99 V2003					RPA 2024				
Etage	Pk(KN)	Vk(KN)	Θk	Observation	Etage	Pk(KN)	Vk(KN)	Θk	Observation
16 ^{eme}	5906,0591	969,8907	0,035	Vérifié	16 ^{eme}	5952,473	1831,7897	0,024	Vérifié
15 ^{eme}	12230,9556	1902,2806	0,038	Vérifié	15 ^{eme}	12353,23	2725,1248	0,035	Vérifié
14 ^{eme}	18555,8522	2644,1733	0,045	Vérifié	14 ^{eme}	18753,987	3565,7384	0,043	Vérifié
13 ^{eme}	25075,5898	3265,9295	0,051	Vérifié	13 ^{eme}	25349,585	4377,6143	0,049	Vérifié
12 ^{eme}	31595,3274	3799,6872	0,058	Vérifié	12 ^{eme}	31945,183	5135,164	0,056	Vérifié
11 ^{eme}	38115,0649	4247,8504	0,067	Vérifié	11 ^{eme}	38540,781	5838,3873	0,062	Vérifié
10 ^{eme}	44854,4385	4643,0798	0,074	Vérifié	10 ^{eme}	45356,015	6508,893	0,067	Vérifié
9 ^{eme}	51593,8121	5018,9263	0,080	Vérifié	9 ^{eme}	52171,249	7123,2633	0,072	Vérifié
8 ^{eme}	58333,1856	5381,1354	0,086	Vérifié	8 ^{eme}	58986,483	7681,4982	0,077	Vérifié
7 ^{eme}	65293,1537	5735,3414	0,090	Vérifié	7 ^{eme}	66046,130	8201,6044	0,080	Vérifié
6 ^{eme}	72253,1218	6087,3713	0,093	Vérifié	6 ^{eme}	73105,777	8663,5621	0,083	Vérifié
5 ^{eme}	79213,0898	6430,8545	0,093	Vérifié	5 ^{eme}	80165,424	9067,3713	0,085	Vérifié
4 ^{eme}	86466,097	6758,599	0,089	Vérifié	4 ^{eme}	87494,292	9426,2138	0,083	Vérifié
3 ^{eme}	93841,1987	7064,0513	0,084	Vérifié	3 ^{eme}	94945,254	9729,6627	0,080	Vérifié
2 ^{eme}	101217,050	7341,0911	0,072	Vérifié	2 ^{eme}	102396,97	9971,7643	0,069	Vérifié
1 ^{er}	109717,505	7607,7206	0,063	Vérifié	1 ^{er}	110980,07	10179,927	0,062	Vérifié
RDC	121594,518	7851,3542	0,036	Vérifié	RDC	123003,29	10372,49	0,036	Vérifié

Tableaux X.12. Vérification de effets P-Δ Sens Y-Y.

VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS Y-Y									
RPA99 V2003					RPA 2024				
Etage	Pk(KN)	Vk(KN)	Θk	Observation	Etage	Pk(KN)	Vk(KN)	Θk	Observation
16 ^{eme}	5733,5336	1091,9869	0,033	Vérifié	16 ^{eme}	5952,473	1909,3	0,022	Vérifié
15 ^{eme}	11879,0196	2105,7383	0,036	Vérifié	15 ^{eme}	12353,23	2840,43	0,032	Vérifié
14 ^{eme}	18203,9162	2880,4615	0,041	Vérifié	14 ^{eme}	18753,987	3716,61	0,038	Vérifié
13 ^{eme}	24528,8128	3485,0383	0,048	Vérifié	13 ^{eme}	25349,585	4562,84	0,043	Vérifié
12 ^{eme}	30853,7094	3976,308	0,054	Vérifié	12 ^{eme}	31945,183	5352,44	0,048	Vérifié
11 ^{eme}	37373,4469	4401,9258	0,060	Vérifié	11 ^{eme}	38540,781	6085,42	0,052	Vérifié
10 ^{eme}	43893,1845	4781,8359	0,066	Vérifié	10 ^{eme}	45356,015	6784,3	0,055	Vérifié
9 ^{eme}	50412,9221	5127,2706	0,072	Vérifié	9 ^{eme}	52171,249	7424,66	0,058	Vérifié
8 ^{eme}	57152,2956	5468,8369	0,076	Vérifié	8 ^{eme}	58986,483	8006,52	0,061	Vérifié
7 ^{eme}	63891,6692	5827,2723	0,078	Vérifié	7 ^{eme}	66046,130	8548,63	0,063	Vérifié
6 ^{eme}	70631,0428	6194,546	0,079	Vérifié	6 ^{eme}	73105,777	9030,13	0,064	Vérifié
5 ^{eme}	77614,8294	6561,324	0,078	Vérifié	5 ^{eme}	80165,424	9451,03	0,064	Vérifié
4 ^{eme}	84598,6159	6917,7432	0,076	Vérifié	4 ^{eme}	87494,292	9825,06	0,062	Vérifié
3 ^{eme}	91582,4025	7253,8545	0,071	Vérifié	3 ^{eme}	94945,254	10141,3	0,059	Vérifié
2 ^{eme}	98835,4097	7567,2238	0,063	Vérifié	2 ^{eme}	102396,97	10393,7	0,053	Vérifié
1 ^{er}	106911,325	7860,2102	0,053	Vérifié	1 ^{er}	110980,07	10610,7	0,045	Vérifié
RDC	117947,386	8102,383	0,029	Vérifié	RDC	123003,29	10811,4	0,026	Vérifié

VERIFICATION DES EFFETS P-A SENS X-X





- **Interprétation des résultats de l'effets p - Δ**

Ce graphique montre le facteur des effets P-Delta pour chaque étage (du RDC au 16ème) dans la direction X, comparant les résultats entre RPA99 V2003 (barres noires) et RPA 2024 (barres grises).

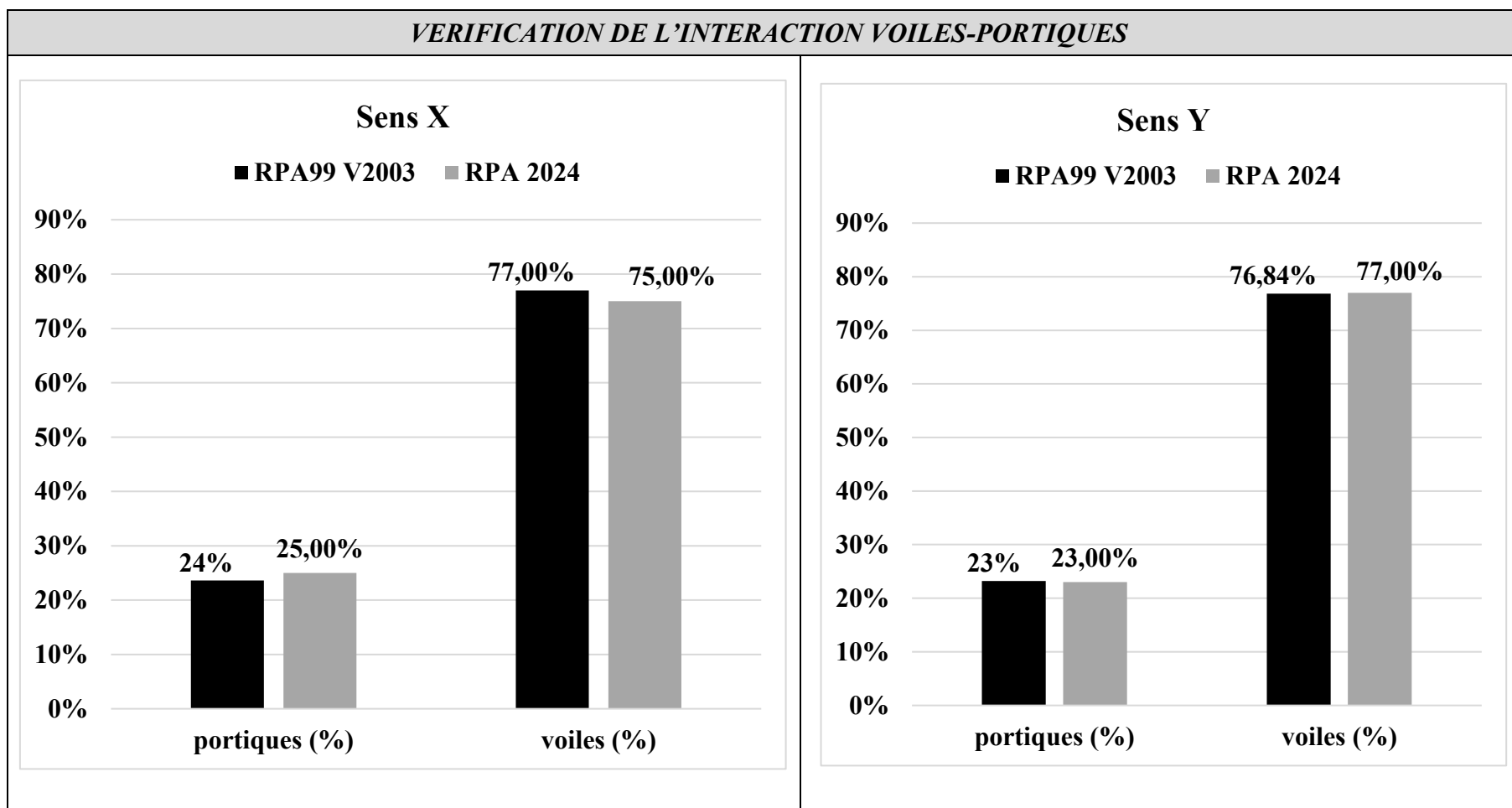
Pour le RPA99 V2003 (barres noires) : Les valeurs du facteur P-Delta augmentent globalement des étages inférieurs vers le milieu/haut de la structure, atteignant un pic à l'Étage 8 (0,086), puis diminuent progressivement. Toutes les valeurs sont inférieures à 0,10 (la limite commune pour négliger les effets P-Delta, bien que la limite exacte puisse varier selon le code et les conditions spécifiques). La valeur maximale est de 0,086.

Pour les résultats trouvés à partir de RPA 2024 (barres grises) : Les valeurs suivent une tendance similaire, augmentant des étages inférieurs (0,024 au RDC) jusqu'à un pic vers les étages moyens (0,09 à l'Étage 8), puis diminuent.

Pour la majorité des étages, les valeurs du facteur P-Delta pour le RPA 2024 sont plus élevées que celles du RPA99 V2003. Par exemple, à l'Étage 8, RPA 2024 est à 0,09 contre 0,086 pour RPA99 V2003. Des différences notables sont visibles, comme au RDC (0,024 vs 0,035 pour RPA99 V2003), ou aux étages 3, 4, 5, 6, 7 où RPA 2024 est constamment supérieur. Toutes les valeurs sont également inférieures à 0,10 (la valeur maximale est de 0,09).

La vérification des effets P-Delta montre que la structure est stable et que ces effets sont maîtrisés dans les deux réglementations. Cependant, le RPA 2024 met en évidence une plus grande sensibilité aux effets de second ordre, ce qui est une conséquence directe de ses exigences globales plus élevées en matière de charges sismiques et de déformations. Cela renforce l'idée d'une conception plus rigoureuse et sécuritaire dictée par la nouvelle norme.

X.3.9. Vérification de l'interaction voiles-portiques



- ***Interprétation des résultats***

Le graphique présente une comparaison de l'effort tranchant dynamique à la base ($V_{\text{dynamique}}$) pour une structure, calculé selon deux réglementations sismiques algériennes différentes : le RPA99 V2003 et le RPA 2024. La comparaison est effectuée selon deux directions orthogonales (X et Y) et sous deux conditions : "avant la majoration" et "après la majoration".

X.3.9. Coefficients partiels de sécurité

On vérifie les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

RPA 99 V2003	RPA 2024
Acier : $\gamma_s = 1,00$.	Acier : $\gamma_s = 1,00$.
Béton : $\gamma_b = 1,15$.	Béton : $\gamma_b = 1,20$.

X.3.10 Critères de coffrage

Bien que les calculs de sollicitations sismiques aient montré des exigences accrues avec le RPA 2024, le dimensionnement final des poteaux a conduit à retenir les mêmes dimensions de section que celles déterminées sous le RPA99 V2003. Les volumes, calculés à partir de ces dimensions unifiées, sont essentiels pour l'estimation précise des coûts des matériaux, la planification logistique du chantier et l'évaluation de l'impact des réglementations sur la consommation de béton. Cette uniformité des dimensions suggère que les augmentations de sollicitations ont pu être absorbées par des ajustements dans le ferrailage plutôt que par une augmentation des sections de béton.

X.3.10.1 Critères de coffrage des poteaux

Tableaux X.13. Critères de coffrage des poteaux.

	RPA 99 V2003	RPA 2024
Sections rectangulaires	$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et IIa	$\text{Min}(b_c ; h_c) \geq 25\text{cm}$ en zone I , II et III
	$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone IIb et III	$\text{Min}(b_c ; h_c) \geq 30\text{cm}$ en zone IV , V et VI
	$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$: quelle que soit la zone	$\text{Min}(b_c ; h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20}$: quelle que soit la zone
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$: quelle que soit la zone	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} \leq 4$: quelle que soit la zone
Sections circulaires	$D \geq 25\text{cm}$ en zone I	$D \geq 25\text{cm}$ en zone I et II
	$D \geq 30\text{cm}$ en zone IIa	$D \geq 30\text{cm}$ en zone III
	$D \geq 35\text{cm}$ en zone IIb et III	$D \geq 35\text{cm}$ en zone IV, V et VI
	$D \geq \frac{h_e}{15}$	$D \geq 35\text{cm}$ en zone IV , V et VI
		$D \geq \frac{LCL}{15}$

Chapitre X : Etude comparative.

Les deux versions de règlement (RPA99 V2003 et RPA 2024) donnée des mêmes sections de coffrage :

Tableaux X.14. Les sections de coffrage des poteaux

Zone des poteaux	Etages	La section (cm ²)
Zone I	RDC et 1 ^{er} étages	65X65
Zone II	2 ^{eme} -4 ^{eme} étages	60X60
Zone III	5 ^{eme} -7 ^{eme} étages	55X55
Zone IV	8 ^{eme} -10 ^{eme} étages	50X50
Zone V	11 ^{eme} -13 ^{eme} étages	45X45
Zone VI	14 ^{eme} et 16 ^{eme} étages	40X40

Tableaux X.15 : Volume de béton dans les poteaux en mètre cube.

Poteaux 65x65					
	h(m)	Nbr Niveaux	Nbr poteaux	V(m3)	VT (m3)
Demi poteaux	2,94	1	53	65,83	336,11
Sous-sol	3,06	1	53	68,52	
RDC	5,95	1	53	133,24	
1 ^{er} étage	3,06	1	53	68,52	
Poteaux 60x60					
2 ^{eme} -4 ^{eme} étage	3,06	3	53	58,38	175,15
Poteaux 55x55					
5 ^{eme} -7 ^{eme} étage	3,06	3	53	49,06	147,18
Poteaux 50x50					
8 ^{eme} -10 ^{eme} étage	3,06	3	53	40,55	121,64
Poteaux 45x45					
11 ^{eme} -13 ^{eme} étage	3,06	3	53	32,84	98,52
Poteaux 40x40					
14 ^{eme} -16 ^{eme} étage	3,06	3	53	32,84	132,60
1 ^{er} étage	3,06	1	11	5,39	
RDC	5,95	1	15	14,28	
Sous-sol	3,06	1	15	7,344	
Demi poteaux	2,94	1	15	7,056	
Volume Total					1011,2

X.3.11. Critères de ferrailage des poteaux

Tableaux X.16. Critères de ferrailage des poteaux.

	RPA99 V2003	RPA 2024
Pourcentage minimal des armatures longitudinales	0,7% zone I	0,8% zone I et II
	0,8% zone IIa	0,9% zone III
	0,9% zone IIb et III	1,0% zone IV , V et VI.
Pourcentage maximal des armatures longitudinales	3% en zone courante	4% en zone courante
	6% en zone recouvrement	8% en zone recouvrement
Diamètre minimum des armatures longitudinales	12 mm.	12 mm
La longueur minimale des recouvrements	40 ϕ zone I et IIa	50 ϕ zone I , II et III
	50 ϕ zone IIb et III	60 ϕ zone IV , V et VI
La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser	25cm zone I et IIa	20cm zone I , II et III
	20cm zone IIb et III	15cm zone IV , V et VI

Tableaux X.17 : La section de ferrailage des poteaux.

LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES POTEaux							
RPA99 V2003				RPA 2024			
Section	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ / face (cm ²)	Section	N (KN)	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ / face (cm ²)
65x65	121,61	24,43	2,16	65x65	69,85	27,34	1,71
60x60	168,06	26,24	2,80	60x60	115,48	48,77	3,12
55x55	126,70	38,02	3,01	55x55	82,65	75,72	4,08
50x50	240,91	-613,94	5,67	50x50	247,29	526,05	6,73
45x45	205,73	-417,58	7,36	45x45	212,51	359,05	8,26
40x40	165,41	-46,91	10,24	40x40	171,51	37,54	10,82

Tableaux X.18 : Le choix de ferrailage des poteaux

CHOIX FINAL DE FERRAILLAGE							
RPA99 V2003				RPA 2024			
Section	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)	Section	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)
65x65	38,03	8T20+8T16	41,21	65x65	42,25	12T20+4T16	45,72
60x60	32,40	8T20+8T14	37,44	60x60	36	8T20+8T14	37,44
55x55	27,23	4T20+8T16	28,65	55x55	30,25	8T20+8T14	37,44
50x50	22,50	4T20+8T16	28,65	50x50	25	4T20+8T16	28,65
45x45	18,23	4T20+8T16	28,65	45x45	20,25	4T20+8T16	28,65
40x40	14,40	4T20+8T16	28,65	40x40	16	12T20	37,68

X.3.11.1 Quantité des aciers dans les poteaux

Suite au dimensionnement de la structure conformément aux exigences des réglementations parasismiques, l'étape suivante cruciale est le calcul détaillé des quantités d'armatures nécessaires pour chaque élément. Les tableaux ci-dessous, reprenant les données typiques selon le RPA2003 et RPA 2024 (tableaux X.19 et X.20), illustre le métré des aciers pour un cas d'exemple : celui des poteaux de section 65x65 cm.

Ce calcul permet de déterminer les longueurs totales et le poids des barres d'armature (longitudinales et cadres) par diamètre.

Ces informations sont fondamentales pour l'estimation précise des coûts des matériaux, la planification des commandes et de la logistique sur chantier, ainsi que pour évaluer l'impact des sollicitations accrues du RPA 2003 et RPA 2024 sur la consommation d'acier.

Tableaux X.19 : Quantité des aciers dans les poteaux de section 65x65 d'après
le calcul avec RPA 2024

Désignation des ouvrages et repérage des éléments	Ø	Ld (m)	Nombre d’armateurs par éléments	Nombre d'éléments semblables	Métré Par diamètre		
					ø 10	ø 16	ø 20
Ferraillage poteaux(65x65)							
Armateur longitudinal	20	15	8	53			6360
Armateur longitudinal	16	15	8	53		6360	
Cadre 1	10	2,5	1	53	227,5		
Cadre 2	10	1,9	1	91	169,26		
Cadre 3	10	1,9	1	91	169,26		
Cadre 4	10	1,8	1	91	162,89		
Longueurs totales / diamètre					728,91	6360	6360
Poids / ml / diamètre					0,617	1,578	2,466
Poids totale / diamètre					449,737	10036,08	15683,76
Poids total					26169,58Kg		

Tableaux X.20 : Quantité des aciers dans les poteaux de section 65x65 d'après Calcul avec
RPA99 V 2003

Désignation des ouvrages et repérage des éléments	Ø	Ld (m)	Nombre d'armateurs par éléments	Nombre d'éléments semblables	Métré Par diamètre		
					ø 10	ø 16	ø 20
Ferraillage poteaux(65x65)							
Armateur longitudinal	20	15	12	53			9540
Armateur longitudinal	16	15	4	53		3180	
Cadre 1	10	2,5	1	91	227,5		
Cadre 2	10	1,9	1	91	169,26		
Cadre 3	10	1,9	1	91	169,26		
Cadre 4	10	1,8	1	91	163,8		
Longueurs totales / diamètre					729,82	3180	9540
Poids / ml / diamètre					0,617	1,578	2,466
Poids totale / diamètre					450,299	5018,04	23525,64
Poids total					28993,98Kg		

Tableaux X.21 : Quantité des aciers dans les poteaux d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

	RPA99V2003	RPA 2024
Section de poteaux (cm ²)	Poids (Kg)	Poids (Kg)
65x65	28993,98	26169,57
60x60	15913,16	15913,16
55x55	12138,09	15871,40
50x50	12127,43	12127,43
45x45	12036,95	12036,95
40x40	14060,87	14153,80

• **Interprétation des résultats**

Le tableaux X.21 compare le poids total des armatures nécessaires pour différentes sections de poteaux, calculé selon les deux réglementations sismiques : RPA99 V2003 et RPA 2024.

Le tableau montre que, pour certaines sections de poteaux, la nouvelle réglementation implique un renforcement significatif en armatures afin de répondre aux demandes sismiques plus élevées, ce qui se traduit par un coût matériel accru mais une sécurité structurelle améliorée.

X.3.11.2 Rapport aciers béton dans les poteaux

Tableaux X.22 : Le rapport aciers béton dans les poteaux d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

	RPA99V2003			RPA 2024		
Section de poteaux (cm ²)	Volume de béton (m ³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m ³)	Volume de béton (m ³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m ³)
65x65	336,11	26169,58	77,86	336,11	28993,98	86,26
60x60	175,15	15913,16	90,85	175,15	15913,16	90,85
55x55	147,18	12138,09	82,47	147,18	15871,40	107,84
50x50	121,64	12127,43	99,70	121,64	12127,43	99,70
45x45	98,52	12036,95	122,18	98,52	12036,95	122,18
40x40	132,6	14060,87	106,04	132,6	14153,8	106,74

X.3.12. Critères de coffrage des poutres

La conception des éléments structuraux en béton armé est également régie par des règles de coffrage et des dimensions minimales, essentielles pour assurer la maniabilité du béton, la mise en place adéquate des armatures et la résistance globale de la structure.

Le tableau ci-dessous, présente une comparaison des exigences dimensionnelles et géométriques des poutres selon deux réglementations algériennes, le RPA99 V2003 et le RPA 2024.

Tableaux X.23 : Critères de coffrage des poutres.

RPA99 V2003	RPA 2024
$b \geq 20\text{cm}$	$b \geq 20\text{cm}$: en zone I, II et III
	$b \geq 20\text{cm}$: en zone IV, V et VI
$h \geq 30\text{cm}$	$h \geq 30\text{cm}$
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} \leq 4$
$b_{max} \leq 1,5h + b_l$	$b_{max} \leq 1,5h + b_c$

Les deux versions de règlement (RPA99 V2003 et RPA 2024) donnée des mêmes sections de coffrage : - Sens X-X 30x40 - Sens Y-Y 30x40.

X.3.12.1 Quantité des aciers dans les poutres

Les deux tableaux ci-dessous détaille le volume de béton requis pour les poutres porteuses poutres non porteuses de la structure, réparties par niveaux et par axes. La quantification précise de leur volume de béton est fondamentale pour une estimation budgétaire fiable du projet et une gestion optimisée des matériaux sur site, complétant ainsi l'inventaire des quantités pour les éléments porteurs.

Tableaux X.24 : Volume de béton dans les poutres non porteuses en mètre cube.

Poutre Non Porteuse									
Niveaux	Axe	b (m)	h(m)	L(m)	Nbr	V(m³)	V(m³)	Nbr de niveaux	VT (m³)
RDC et 1 ^{er} étage	1-2-4-5-7-8-9	0,3	0,4	23	7	19,32	24,36	2	48,72
	3-6	0,3	0,4	10,5	4	5,04			
2eme_16eme étage	1	0,3	0,4	8	1	0,96	18,72	16	299,52
	2-8	0,3	0,4	23	2	5,52			
	3	0,3	0,4	10,5	2	2,52			
	4-5	0,3	0,4	16	2	3,84			
	6	0,3	0,4	12	2	2,88			
	7	0,3	0,4	25	1	3			

Tableaux X.25 : Volume de béton dans les poutres porteuses en mètre cube.

Poutre Porteuse									
Niveaux	Axe	b (m)	h(m)	L(m)	Nbr	V(m³)	V(m³)	Nbr de niveaux	VT (m³)
RDC et 1 ^{er} étage	A-B-C-G-H-I	0,3	0,4	16,5	6	11,88	18,96	2	37,92
	D-F	0,3	0,4	12	2*2	5,76			
	E	0,3	0,4	5,5	2	1,32			
2eme_16eme étage	A-I	0,3	0,4	11,1	2	2,664	19,57	16	313,15
	B-H	0,3	0,4	20,7	2	4,968			
	C-G	0,3	0,4	26,5	2	6,36			
	D-F	0,3	0,4	19,1	2	4,584			
	E	0,3	0,4	8,3	1	0,996			

X.3.13. Critères de ferrailage des poutres

Le tableau ci-dessous, Tableaux X.26, expose une comparaison des règles et exigences de dimensionnement des armatures longitudinales et transversales pour les poutres en béton armé. Il met en contraste les critères définis par le RPA99 V2003 et le RPA 2024. L'analyse de ces spécifications est essentielle pour comprendre l'évolution des pratiques de conception et l'impact de la nouvelle réglementation sur la quantité et la disposition de l'acier dans les poutres, garantissant ainsi leur capacité à résister aux sollicitations sismiques.

Tableaux X.26 : Critères de ferrailage des poutres.

	RPA99 V2003	RPA 2024
Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre	0,5%	0,5%
Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux	4% en zone courante	4% en zone courante
	6% en zone derecouvrement	6% en zone de recouvrement
La longueur minimale de recouvrement	40Ø en zone I et IIa	50Ø en zones I, II et III
	50Ø en zone IIb et III	60Ø en zones IV,V et VI
L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°		
Espacement maximal des armateurs transversal	Zone critique : $\min(\frac{h}{4}; 12\text{Ø}_l)$	Zone critique : $\min(\frac{h}{4}; 24 \text{Ø}_t; 17,5\text{cm}; 6\text{Ø}_l)$.
	Zone courante $s < \frac{h}{2}$	Zone courante $s' < \frac{h}{2}$

Tableaux X.27 : Les sections de ferrailage des poutres

LES SECTIONS D'ACIERS CALCULE DES POUTRES							
RPA99 V2003				RPA 2024			
Section	Position	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ (cm ²)	Section	Position	M (KN.m)	$A_s^{calculé}$ (cm ²)
PP Terrasse	Travée	83,04	4,87	PP Terrasse	Travée	245,15	5,89
	Appuis	-142,92	8,76		Appuis	-259,96	9,34
PP Habitation	Travée	196,65	12,64	PP Habitation	Travée	170,69	13,78
	Appuis	-197,99	12,74		Appuis	-176,65	13,64
PP Service	Travée	154,41	9,56	PP Service	Travée	100,09	10,54
	Appuis	-161,23	10,04		Appuis	-153,10	10,96
PNP Terrasse	Travée	129,09	7,83	PNP Terrasse	Travée	111,18	8,20
	Appuis	-168,97	10,59		Appuis	-119,18	11,26
PNP Habitation	Travée	235,26	15,73	PNP Habitation	Travée	136,11	16,08
	Appuis	-248,71	16,88		Appuis	-180,91	17,29
PNP Service	Travée	105,51	6,29	PNP Service	Travée	215,52	6,59
	Appuis	-112,72	6,75		Appuis	-213,83	7,10

Tableaux X.28 : Le choix de ferrailage des poutres

RPA99 V2003					RPA 2024				
Section	Position	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)	Section	Position	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)
PP Terrasse	Travée	6	5T14	7,70	PP Terrasse	Travée	6	5T14	7,70
	Appuis	6	6T14	7,70		Appuis	6	3T16+3T14	7,70
PP Habitation	Travée	6	3T20+3T14	14,02	PP Habitation	Travée	6	3T20+3T14	14,02
	Appuis	6	3T20+3T14	14,02		Appuis	6	3T20+3T14	14,02
PP Service	Travée	6	3T16+3T14	10,65	PP Service	Travée	6	3T16+3T14	10,65
	Appuis	6	3T16+3T14	10,65		Appuis	6	5T16+T14	11,59
PNP Terrasse	Travée	6	3T16+2T14	9,11	PNP Terrasse	Travée	6	3T16+2T14	9,11
	Appuis	6	3T16+3T14	10,65		Appuis	6	5T16+T14	11,59
PNP Habitation	Travée	6	5T20+T16	17,72	PNP Habitation	Travée	6	5T20+T16	17,72
	Appuis	6	5T20+T16	17,72		Appuis	6	5T20+T16	17,72
PNP Service	Travée	6	5T14	7,70	PNP Service	Travée	6	5T14	7,70
	Appuis	6	5T14	9,24		Appuis	6	5T14	10,65

X.3.13.1 Quantité des aciers dans les poutres porteuses de plancher terrasse

Le tableau ci-dessous présente une comparaison détaillée des quantités d'armatures requises (en kilogrammes) pour les poutres de plancher terrasse, calculées d'après les exigences du RPA99 V2003 et celles du RPA 2024. Cette analyse permet d'évaluer l'impact des évolutions réglementaires sur la consommation d'acier dans ces éléments clés, offrant des informations précieuses pour l'estimation des coûts et l'optimisation des ressources dans le cadre des projets de construction.

Tableaux X.29 : Quantité des aciers dans la P.P de plancher terrasse d'après Calcul avec RPA99V 2003.

L travée (m)	Désignation des ouvrages et repérage des éléments	Ø	Ld (m)	Nombre d'armateurs par éléments	Nombre d'éléments semblables	Métré Par diamètre	
						ø 8	ø 14
1,1	Travée	14	1,5	3	3		13,5
		14	0,88	2	7		12,32
	Appuis	14	1,5	3	7		31,5
		14	1,35	3	7		28,35
3,1	Travée	14	3,1	3	7		65,1
		14	2,48	2	7		34,72
	Appuis	14	3,1	3	7		65,1
		14	1,64	3	7		34,44
3,75	Travée	14	3,75	3	7		78,75
		14	3	2	7		42
	Appuis	14	3,75	3	7		78,75
		14	1,9	3	7		39,9
3,7	Travée	14	3,7	3	4		44,4
		14	2,96	2	4		23,68
	Appuis	14	3,7	3	4		44,4
		14	1,88	3	4		22,56
3,05	Travée	14	3,05	3	4		36,6
		14	2,44	2	4		19,52
	Appuis	14	3,05	3	4		36,6
		14	1,62	3	4		19,44
3,8	Travée	14	3,8	3	4		45,6
		14	3,04	2	4		24,32
	Appuis	14	3,8	3	4		45,6
		14	1,92	3	4		23,04
4	Travée	14	4	3	7		84
		14	3,2	2	7		44,8
	Appuis	14	4	3	7		84
		14	2	3	7		42
2,7	Travée	14	3,4	3	7		71,4
		14	2,16	2	7		30,24
	Appuis	14	2,7	3	7		56,7
		14	1,48	3	7		31,08
CADR		8	1,3	1	237	308,1	
		8	0,84	1	237	199,08	
Longueurs totales / diamètre						507,18	1354,41
Poids / ml / diamètre						0,222	0,395
Poids totale / diamètre						200,336	1636,13
Poids Total						1836,46Kg	

Tableaux X.30 : Quantité des aciers dans la P.P de plancher terrasse d'après Calcul avec RPA 2024.

L travée (m)	Désignation des ouvrages et repérage des éléments	Ø	Ld (m)	Nombre d'armateurs par éléments	Nombre d'éléments semblables	Métré Par diamètre		
						ø 8	ø 14	ø 16
1,1	Travée	14	1,5	3	3		13,5	
		14	0,88	2	7		12,32	
	Appuis	16	1,5	3	7			31,5
		14	1,35	3	7		28,35	
3,1	Travée	14	3,1	3	7		65,1	
		14	2,48	2	7		34,72	
	Appuis	16	3,1	3	7			65,1
		14	1,64	3	7		34,44	
3,75	Travée	14	3,75	3	7		78,75	
		14	3	2	7		42	
	Appuis	16	3,75	3	7			78,75
		14	1,9	3	7		39,9	
3,7	Travée	14	3,7	3	4		44,4	
		14	2,96	2	4		23,68	
	Appuis	16	3,7	3	4			44,4
		14	1,88	3	4		22,56	
3,05	Travée	14	3,05	3	4		36,6	
		14	2,44	2	4		19,52	
	Appuis	16	3,05	3	4			36,6
		14	1,62	3	4		19,44	
3,8	Travée	14	3,8	3	4		45,6	
		14	3,04	2	4		24,32	
	Appuis	16	3,8	3	4			45,6
		14	1,92	3	4		23,04	
4	Travée	14	4	3	7		84	
		14	3,2	2	7		44,8	
	Appuis	16	4	3	7			84
		14	2	3	7		42	
2,7	Travée	14	3,4	3	7		71,4	
		14	2,16	2	7		30,24	
	Appuis	16	2,7	3	7			56,7
		14	1,48	3	7		31,08	
CADR		8	1,3	1	237	308,1		
		8	0,84	1	237	199,08		
Longueurs totales / diamètre						507,18	911,76	442,65
Poids / ml / diamètre						0,395	1,578	1,578
Poids totale / diamètre						200,336	1101,41	698,502
Poids total						2000,24Kg		

Tableaux X.31 : Quantité des aciers dans les poutres d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

		RPA99V2003	RPA 2024
La poutre	Plancher	Poids (Kg)	Poids (Kg)
Poutre Porteuse	Terrasse	1836,46	2000,24
	Habitation	46288,59	46288,59
	Service	2750,90	2808,68
Poutre Non Porteuse	Terrasse	2912,18	2972,32
	Habitation	72060,36	72060,36
	Service	2328,89	2328,90

Tableaux X.32 : Le rapport aciers béton dans les poutres d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

		RPA99V2003			RPA 2024		
La poutre	Plancher	Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)	Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)
Poutre Porteuse	Terrasse	19,57	1836,46	93,84	19,57	2000,24	102,21
	Habitation	293,58	46288,59	157,67	293,58	46288,59	157,67
	Service	37,92	2750,90	72,93	37,92	2808,69	74,07
Poutre Non Porteuse	Terrasse	24,36	2912,19	119,54	24,36	2972,33	122,02
	Habitation	280,80	72060,36	256,62	280,80	72060,36	256,62
	Service	48,72	2328,90	47,80	48,72	2328,90	47,80

- **Interprétation des résultats**

Les dimensions des poutres restent inchangées entre RPA99 V2003 et RPA 2024 pour tous les cas. Cela simplifie la conception du coffrage et l'exécution sur chantier.

Augmentation des Quantités d'Acier Ciblées : Le RPA 2024 exige une densité de ferrailage plus élevée, donc plus d'acier, pour les poutres porteuses de la terrasse et, dans une moindre mesure, pour les poutres porteuses de service et les poutres non porteuses de la terrasse. Pour les autres types de poutres (planchers d'habitation, et poutres non porteuses de service), les quantités d'acier sont restées inchangées. Cela peut indiquer que leur dimensionnement selon le RPA99 V2003 était déjà suffisamment robuste pour satisfaire les nouvelles exigences, ou que la nature des sollicitations sur ces éléments n'a pas été significativement modifiée par le RPA 2024.

Coût et Constructibilité : L'augmentation de l'acier dans certaines poutres, en particulier celles de la terrasse, aura un impact sur le coût global du projet. Bien que les volumes de béton soient stables, la mise en œuvre de plus d'armatures peut complexifier le ferrailage.

Nature des Poutres et Sollicitations : Les poutres de terrasse sont souvent soumises à des conditions environnementales et de charges spécifiques (neige, équipements de toiture) en plus des charges sismiques, et leur exposition peut justifier un renforcement accru. Alors que les poutres porteuses sont évidemment plus critiques pour la stabilité structurelle que les non-porteuses. Les renforcements ciblés par le RPA 2024 semblent logiques pour améliorer la performance sismique des éléments les plus sollicités ou les plus sensibles.

L'étude comparative de rapport aciers béton dans les poutres d'après le calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024 confirme que le RPA 2024 tend à une conception plus conservative en augmentant les quantités d'acier dans certains éléments clés des poutres (notamment celles de terrasse) même si les dimensions de béton restent les mêmes. Cela traduit une volonté d'améliorer la sécurité et la performance des bâtiments sous l'action sismique.

X.3.14. Critères de coffrage des voiles :

Tableaux X.33. Critère de coffrage des voiles.

	RPA99 V2003			RPA 2024
Épaisseur de voile	$e \geq \frac{h}{20}$	$e \geq \frac{h}{22}$	$e \geq \frac{h}{25}$	$\max(15\text{cm} ; \frac{he}{20})$.

Tableaux X.34. Les sections de coffrage des voiles.

RPA99 V2003		RPA 2024	
Etage	Epaisseur (cm)	Etage	Epaisseur (cm)
RDC – 3^{eme}	25	RDC – 2^{eme}	30
5^{eme} – 16^{eme} étages	20	3^{eme} – 5^{eme} étages	25
		6^{eme} – 16^{eme} étages	20

Avec : h c'est la hauteur de l'étage

Tableaux X.35 : Volume de béton dans les voiles en mètre cube (RPA99 V2003).

RPA99 V2003									
	Nbr de niveaux	H(m)	Lx(m)	Nbr	S ouverture (m ²)	Vx (m ³)	Ly(m)	Nbr	Vy(m ³)
Ep = 25cm									
Demi poteau	1	2,95	3,6	4	0	10,62	7,1	2	10,47
S.S	1	3,06	3,6	4	0	12,98	7,1	2	12,78
RDC	1	5,95	3,6	4	0	21,42	7,1	2	21,12
1er étage	1	3,06	3,6	4	0	11,02	7,1	2	10,86
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	2	3,06	3,6	2	1,44	5,15	7,1	2	21,73
		3,06	3,6	2	2,1	9,97			
Ep = 20cm									
4 ^{eme} –16 ^{eme} étages	13	3,06	3,6	2	1,44	53,54	7,1	2	112,97
				2	2,1	51,82			
V _{xT} (m ³)		176,49							
V _{yT} (m ³)		189,94							
V _T (m ³)		366,43							

Tableaux X.36 : Volume de béton dans les voiles en mètre cube (RPA 2024).

RPA 2024									
	Nbr de niveaux	H(m)	Lx(m)	Nbr	S ouverture (m ²)	Vx (m ³)	Ly(m)	Nbr	Vy(m ³)
Ep = 30cm									
Demi poteau	1	2,95	3,6	4	0	12,74	7,1	2	12,57
S.S	1	3,06	3,6	4	0	13,22	7,1	2	13,22
RDC	1	5,95	3,6	4	0	25,70	7,1	2	25,70
1er étage	1	3,06	3,6	4	0	13,22	7,1	2	13,22
2 ^{eme} étage	1	3,06	3,6	2	1,44	6,18	7,1	2	13,03
		3,06	3,6	2	2,1	5,98			
Ep = 25cm									
3 ^{eme} _5 ^{eme} étages	3	3,06	3,6	2	1,44	15,44	7,1	2	32,56
				2	2,1	14,95			
Ep = 20cm									
6 ^{eme} _16 ^{eme} étages	11	3,06	3,6	2	1,44	45,30	7,1	2	95,59
				2	2,1	43,85			
V _{xT} (m ³)		196,58							
V _{yT} (m ³)		205,92							
V _T (m ³)		402,52							

- **Interprétation des résultats**

Ces tableaux fournissent des informations sur le dimensionnement des voiles en béton armé, qui, sont les principaux éléments de contreventement dans cette structure. Ils détaillent les sections de coffrage et le volume de béton nécessaire pour les voiles selon les deux réglementations.

Les exigences en matière d'épaisseur minimale de coffrage des voiles sont strictement identiques entre le RPA99 V2003 et le RPA 2024 pour tous les groupes d'étages. Cela signifie que les critères géométriques généraux pour les voiles n'ont pas évolué de manière significative d'une norme à l'autre concernant leur épaisseur minimale.

Le volume total de béton dans les voiles est considérablement plus élevé sous RPA 2024 (+ 87.03 m³), ce qui représente une augmentation d'environ 27.6% par rapport au RPA99 V2003. Une augmentation de près de 28% du volume de béton pour les voiles aura un impact financier significatif sur le coût du projet.

Malgré des critères d'épaisseur de coffrage identiques, le RPA 2024 conduit à un volume total de béton pour les voiles nettement supérieur. Cette augmentation du volume de béton pour les voiles renforce l'idée que le RPA 2024 est une norme plus exigeante et conservatrice. Pour faire face aux efforts sismiques accrus, la conception a dû augmenter non seulement le ferrailage (comme vu pour les poteaux et certaines poutres), mais aussi le volume de béton pour les éléments de contreventement les plus importants que sont les voiles. Cela vise à garantir une structure plus robuste et plus performante en cas de séisme.

X.3.15. Critères de ferrailage des voiles :

RPA V2003	RPA V2024
-Aucune indication n'est fournie concernant la vérification de l'effort normal réduit. -De plus, la méthode de calcul du ferrailage des trumeaux manque de détails. -Une indication très claire précise que les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°.	-Longueur de voile : $l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4bw ; 1m \right)$. -La vérification de l'effort normal réduit indispensables : $v_d = \frac{N_d}{Bc.f_{c28}} \leq 0,40$. -Selon l'article 7.7.4, celui-ci clarifie la méthode de calcul du ferrailage des voiles et trumeaux en fonction de leurs dimensions (élancées ou courtes). Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Tableaux X.36 : Quantité des aciers dans les voiles d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

	RPA 2024				RPA99 V2003				
Sens	Niveaux	Ep (cm)	Voile	Poids (Kg)	Sens	Niveaux	Ep (cm)	Voile	Poids (Kg)
Y	RDC – Sous-Sol -1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	30	1 et 2	11121,26	Y				
			3 et 4	10052,93		RDC–Sous-Sol -1 ^{er} - 3 ^{eme} étage	25	1 et 2	4626,18
	3 ^{eme} - 5 ^{eme} étage	25	1 et 2	4977,18				3 et 4	3424,88
			3 et 4	4390,86		4 ^{eme} -16 ^{eme} étage	20	1 et 2	5635,76
	6 ^{eme} - 16 ^{eme} étage	20	1 et 2	17118,84				3 et 4	4168,82
			3 et 4	15720,64					
X	RDC–Sous-Sol et 1 ^{er}	30	5 – 8	15287,28	X				
	2 ^{eme} étage			4562,95		RDC - Sous-Sol Et 1 ^{er} étage	25	5 – 8	7713,82
	3 ^{eme} - 5 ^{eme} étage	25	5 – 8	6705,10					2 ^{eme} et3 ^{eme} étage
	6 ^{eme} - 16 ^{eme} étage	20	5 – 8	42954,76		4 ^{eme} -16 ^{eme} étage	20	5 – 8	24612,16

X.3.15.1 Rapport aciers béton dans les voiles

Tableaux X.37 : Le rapport aciers béton dans les voiles d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

		RPA 2024			RPA99 V2003		
Sens	Ep (cm)	Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)	Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)
Y	30	77,04	21174,19	274,85			
	25	30,39	9368,04	308,26	71,16	8051,06	113,14
	20	89,15	32839,48	368,36	105,36	9804,58	93,06
X	30	77,74	19849,93	255,34			
	25	32,56	6705,10	205,93	76,96	12580,72	163,47
	20	95,59	42954,76	449,36	112,97	24612,16	217,86

• **Interprétation des résultats**

- Le RPA 2024 impose des rapports acier/béton systématiquement et significativement plus élevés pour les voiles que le RPA99 V2003, en particulier pour les épaisseurs de 25 cm et 20 cm dans les deux sens (X et Y).
- Dans le sens Y, le rapport acier/béton pour les voiles de 25 cm d'épaisseur passe de 113,14 Kg/m³ (RPA99 V2003) à 308,26 Kg/m³ (RPA 2024), et pour 20 cm, il passe de 93,06 Kg/m³ à 368,36 Kg/m³, indiquant un renforcement majeur.
- De même, dans le sens X, les rapports augmentent de 163,47 Kg/m³ à 205,93 Kg/m³ pour les voiles de 25 cm, et de 217,86 Kg/m³ à 449,36 Kg/m³ pour ceux de 20 cm sous RPA 2024, soulignant une exigence accrue.
- Ces augmentations drastiques des rapports acier/béton confirment que même si les volumes de béton des voiles sont légèrement plus élevés sous RPA 2024, c'est surtout la densité de ferrailage qui est intensifiée pour répondre aux sollicitations sismiques plus importantes imposées par la nouvelle norme.
- En conséquence, la conception des voiles selon le RPA 2024 implique un surcoût matériel et une complexité d'exécution accrues, mais garantit une capacité de résistance significativement améliorée de ces éléments de contreventement cruciaux.

X.3.16. Critères de coffrage de fondation

La conception des fondations est essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité des structures, en garantissant la transmission des charges au sol et la résistance aux sollicitations, notamment sismiques. Le tableau présenté synthétise les critères de coffrage des fondations, tels que les dimensions minimales et les exigences géométriques. Une comparaison des différentes réglementations permet d'évaluer leur impact sur les volumes de béton, les contraintes de mise en œuvre et la fiabilité globale du système fondations-sol.

Tableaux X.34 : La section de coffrage de radier.

Dimension		RPA V2003	RPA V2024
Radier	h (cm)	40	40
	Debord (cm)	1,20	1,55
	S (cm²)	751,90x10 ⁴	796,50 x10 ⁴
Nervure	b (cm)	65	65
	h (cm)	100	100

Tableaux X.35 : Volume de béton dans le radier en mètre cube.

Radier		
	RPA99 V2003	RPA 2024
Lx(m)	26,2	27
Ly(m)	28,70	29,50
S (m²)	751,94	796,50
h (m)	0,40	0,40
V(m³)	300,776	318,60

Tableaux X.36 : Volume de béton dans les nervures en mètre cube.

Nervure		
	RPA99 V2003	RPA 2024
b(m)	0,65	0,65
h(m)	1	1
Ly(m)	26,5	26,5
Nbr	7	7
Vy(m³)	120,58	120,58
Lx(m)	18,45	18,45
Nbr	9	9
Vx(m³)	107,94	107,94
VT(m³)	228,51	228,51

X.3.17. Critères de ferrailage de fondation

Tableaux X.37 : Les section de ferrailage dans le radier et les nervures en mètre cube.

			RPA V2003	RPA V2024
Radier	Travée	x-x	6HA20	6HA20
		y-y	6HA20	6HA20
	Appuis	x-x et y-y	6HA16	6HA16
Nervure	Porteuse	Travée	6HA20+2HA16	6HA20+2HA16
		Appuis	4HA16+4HA14	4HA16+4HA14
	Non Porteuse	Travée	6HA20+2HA16	6HA20+2HA16
		Appuis	4HA16+4HA14	4HA16+4HA14

Tableaux X.38 : Le rapport acier béton dans les fondations d'après Calcul avec RPA99 V 2003 et RPA 2024.

		RPA99V2003			RPA 2024		
		Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)	Volume de béton (m³)	Poids acier (Kg)	Rapport acier béton (Kg/m³)
Radier	X-X	300,77	9631,48	32,02	318,60	9631,48	30,23
	Y-Y	300,77	9524,04	31,67	318,60	9524,04	29,89
Nervure	Porteuse	120,58	7625,84	63,24	120,58	7625,84	63,24
	Non Porteuse	107,94	7820,30	72,45	107,94	7820,30	72,45

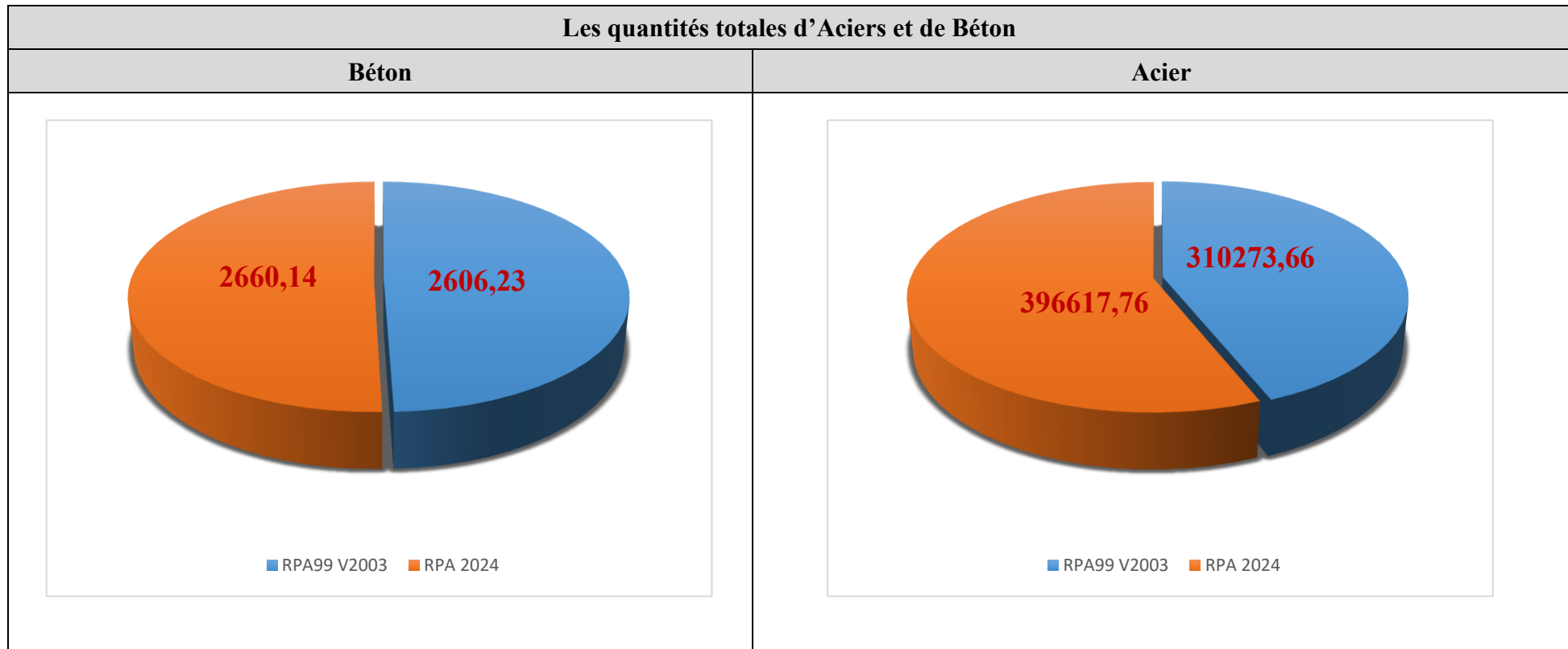
• **Interprétation des résultats**

L'étude comparative entre les règlements RPA 2003 et RPA 2024 montre que les sections d'armatures des fondations de radier et nervures restent inchangées, ce qui signifie que les exigences minimales en ferrailage sont conservées dans le nouveau règlement. Cependant, l'application du RPA 2024 entraîne une augmentation notable des volumes de béton, notamment au niveau du radier et des nervures, due en grande partie à l'élargissement des fondations, avec une augmentation significative des débords du radier. Cette augmentation des débords est une solution adoptée pour mieux répartir les efforts, limiter les concentrations de contraintes en périphérie et améliorer la transmission des charges au sol, en particulier sous sollicitations sismiques accrues.

le RPA 2024 impose des fondations plus larges, avec des débords supérieurs et une consommation accrue de béton, afin d'améliorer la performance sismique et la stabilité de l'interface sol-structure, tout en maintenant des sections d'armatures similaires à celles exigées par le RPA 2003.

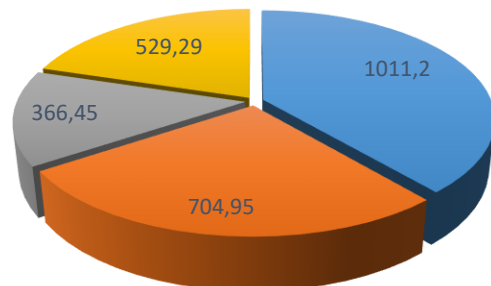
X.3.18. Les quantités totales d'Acier et de Béton

L'estimation précise des quantités totales d'acier et de béton constitue une étape essentielle dans le dimensionnement et l'optimisation des structures en béton armé. Ces paramètres influencent directement les coûts du projet, la faisabilité technique ainsi que la performance mécanique et sismique de l'ouvrage. Dans le cadre de cette étude, une comparaison a été réalisée entre les règlements **RPA 99 version 2003** et le nouveau **RPA 2024**, afin d'évaluer l'impact des nouvelles exigences sur les volumes de béton et les quantités d'acier nécessaires pour la réalisation des fondations.



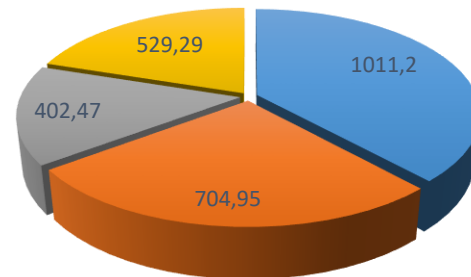
Les quantités totales de Béton

RPA99 V2003



■ Poteau ■ Poutre ■ Voile ■ Fondation

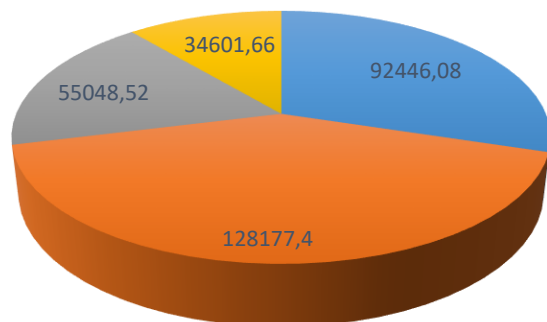
RPA 2024



■ Poteau ■ Poutre ■ Voile ■ Fondation

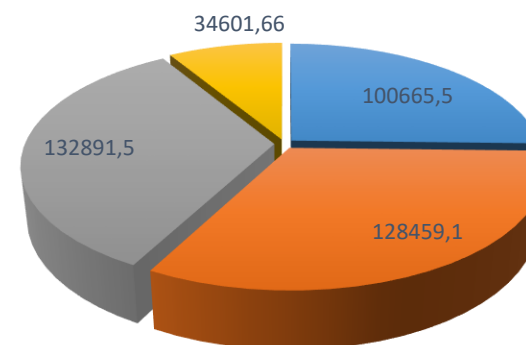
Les quantités totales d'Aciers

RPA99 V2003



■ Poteau ■ Poutre ■ Voile ■ Fondation

RPA 2024



■ Poteau ■ Poutre ■ Voile ■ Fondation

X.3.18.1 Interprétation des graphiques : Quantités Totales de Béton et d'Acier – Comparaison RPA99 V2003 et RPA 2024

Les quantités d'acier dans les **poteaux** et surtout les **voiles** augmentent de manière significative sous l'application du **RPA 2024**. Cette augmentation est directement liée à l'évolution des sollicitations sismiques imposées par le nouveau règlement, nécessitant des sections d'armatures plus importantes pour garantir la résistance et la ductilité des éléments verticaux porteurs. Les quantités d'acier dans les fondations restent identiques, ce qui confirme que l'adaptation sismique dans ce cas a été réalisée principalement par l'augmentation des volumes de béton (débords et dimensions) sans modification majeure du ferrailage fondation.

Le **RPA 2024** impose un renforcement global des éléments verticaux (poteaux et voiles) en acier, visant à améliorer la capacité de la structure à résister aux charges sismiques. La légère augmentation des volumes de béton dans les voiles, ainsi que la hausse importante des armatures, traduisent une meilleure capacité de dissipation d'énergie et un comportement plus sûr en cas de séisme. Les fondations conservent des quantités d'acier constantes, mais les volumes de béton peuvent augmenter par des débords ou sections plus larges (non illustré ici mais visible dans vos tableaux précédents).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a permis de réaliser une étude comparative approfondie du comportement sismique d'un bâtiment à usage d'habitation, en appliquant successivement les exigences du RPA99 version 2003 et celles du nouveau RPA 2024. L'objectif était de quantifier l'impact concret de l'évolution réglementaire sur le dimensionnement, la consommation de matériaux et la performance structurelle, dans le contexte de zones sismiques élevées telles que Blida.

Les résultats obtenus confirment que le RPA 2024, par ses avancées méthodologiques, sa classification plus précise des sols et ses coefficients de sécurité révisés, marque une volonté d'alignement de la réglementation algérienne sur les standards internationaux, notamment l'Eurocode 8, tout en renforçant la résilience et la fiabilité des constructions face aux séismes.

Sur le plan structurel, le RPA 2024 se révèle systématiquement plus exigeant. Il conduit à une évaluation légèrement supérieure du poids total de la structure, mais surtout à une augmentation significative des efforts tranchants à la base après majoration, contrairement au RPA99 V2003. Cette majoration se traduit par des efforts normaux réduits plus élevés dans les poteaux, des effets P-Delta accentués, bien que les dérives inter-étages et la stabilité au second ordre restent globalement maîtrisées selon les deux règlements.

Concernant le dimensionnement et la consommation des matériaux, l'impact est tangible :

- Les sections de coffrage (poteaux, poutres) restent globalement similaires, mais les quantités d'acier augmentent sensiblement, notamment dans les poteaux et poutres en terrasse.
- Les fondations connaissent un élargissement des débords, traduisant une adaptation structurelle aux sollicitations accrues, avec une hausse du volume de béton sans nécessairement augmenter le ferrailage.
- Pour les voiles, malgré des épaisseurs inchangées, on observe une augmentation marquée du volume de béton (+27,6 %) ainsi qu'un renforcement significatif du ferrailage, illustré par un ratio acier/béton plus élevé, traduisant une densification du système de contreventement.

En conclusion, cette étude met en évidence les apports du RPA 2024, qui constitue une évolution réglementaire indispensable pour améliorer la sécurité, la robustesse et la durabilité

des ouvrages dans les zones à fort aléa sismique. Les écarts relevés en termes d'efforts, de déplacements et de consommation de matériaux soulignent la nécessité pour les professionnels du bâtiment de maîtriser ces nouvelles exigences. L'intégration rigoureuse du RPA 2024 permettra de concevoir des structures plus sûres, conformes aux exigences internationales, tout en tenant compte des réalités économiques et techniques du contexte algérien.

Par ailleurs, une autre méthodologie opportune consisterait à adopter les dimensions des poteaux obtenues selon les exigences du RPA 2024, tout en appliquant un coefficient de réduction de l'effort normal égal à 0,35. Une telle approche permettrait de diminuer les dimensions des poteaux surdimensionnés issues du RPA99 version 2003, réduisant ainsi la force sismique globale appliquée à la structure. Ce procédé rendrait la comparaison entre les deux règlements plus cohérente et rationnelle, tout en optimisant les performances structurelles et économiques du projet.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

[1] RPA99 V2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 Version 2003). Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

[2] RPA2024 (Règles Parasismiques Algériennes 2024). Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

[3] CBA 93 (Règles de conception de calcul des structures en béton armé).

[4] DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

Eurocode 8 « Calcul des structures pour leur résistance ».

Livre pratique du calcul parasismique « guide d'application de l'eurocode 8 ».

Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé.

Logiciels :

Autodesk ETABS Version 18.1.1

SOCOTAC Autodesk.

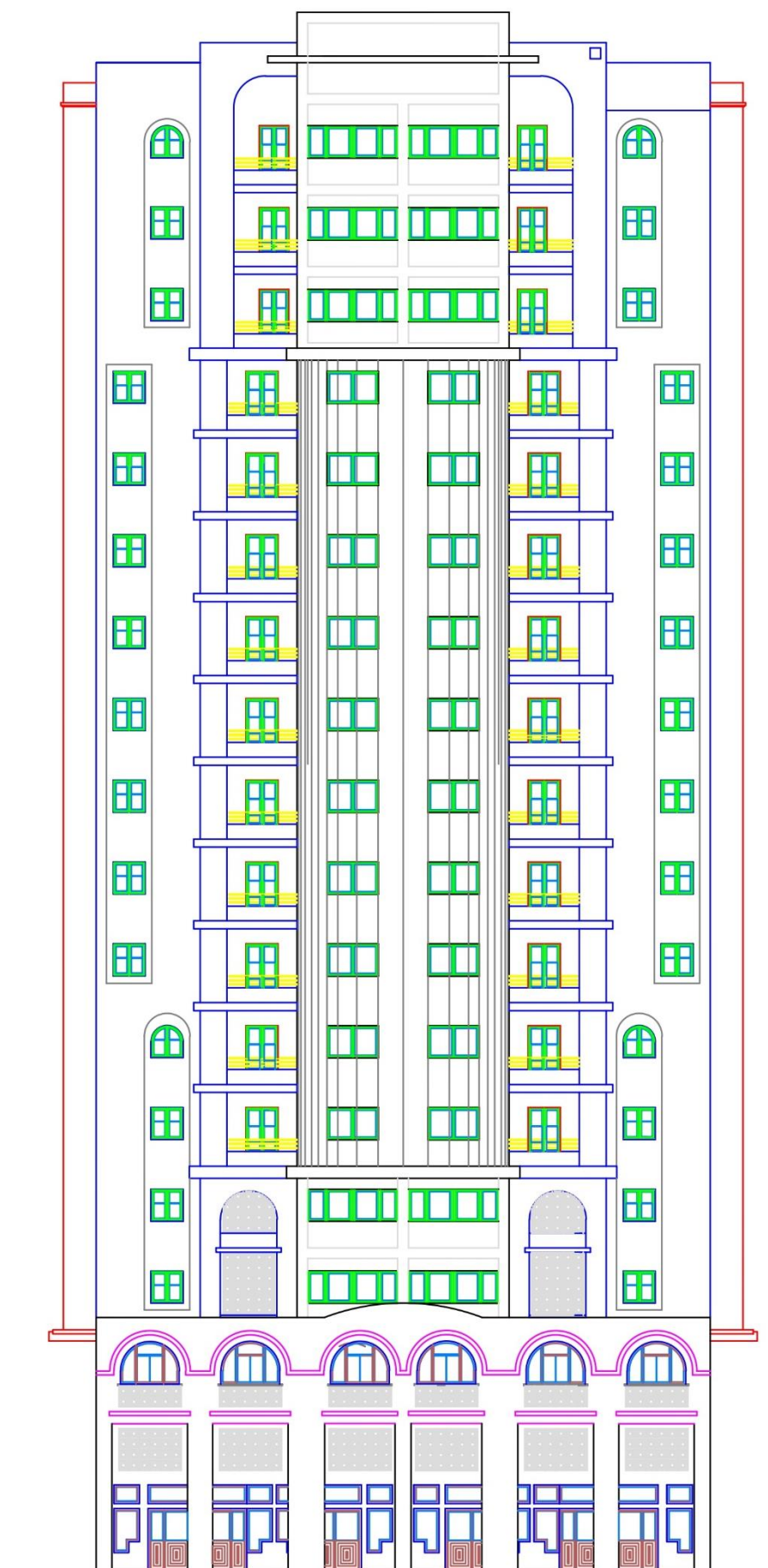
AutoCAD 2018.

Microsoft office Word 2010.

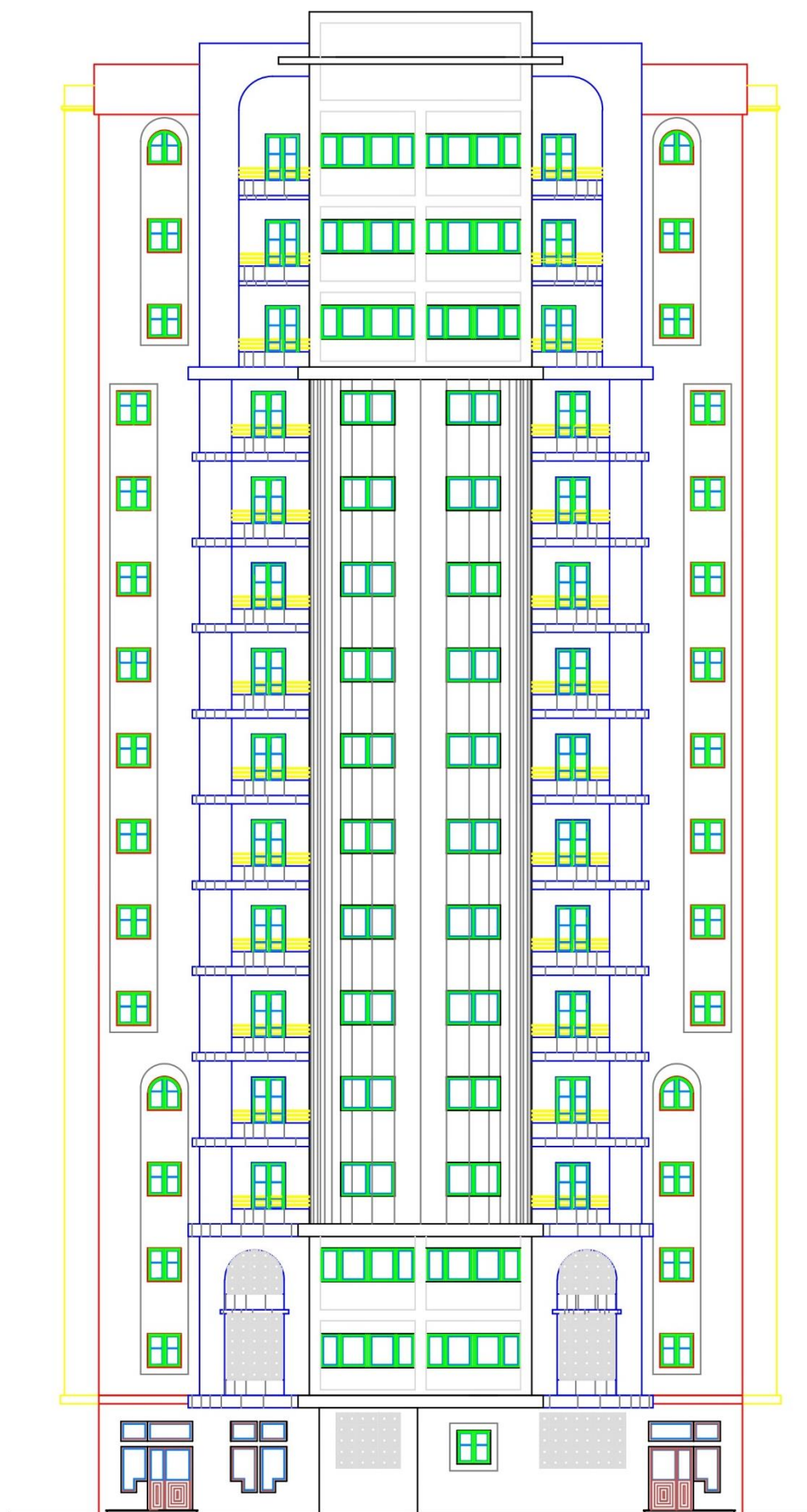
Microsoft office Excel 2010.

ANNEXES

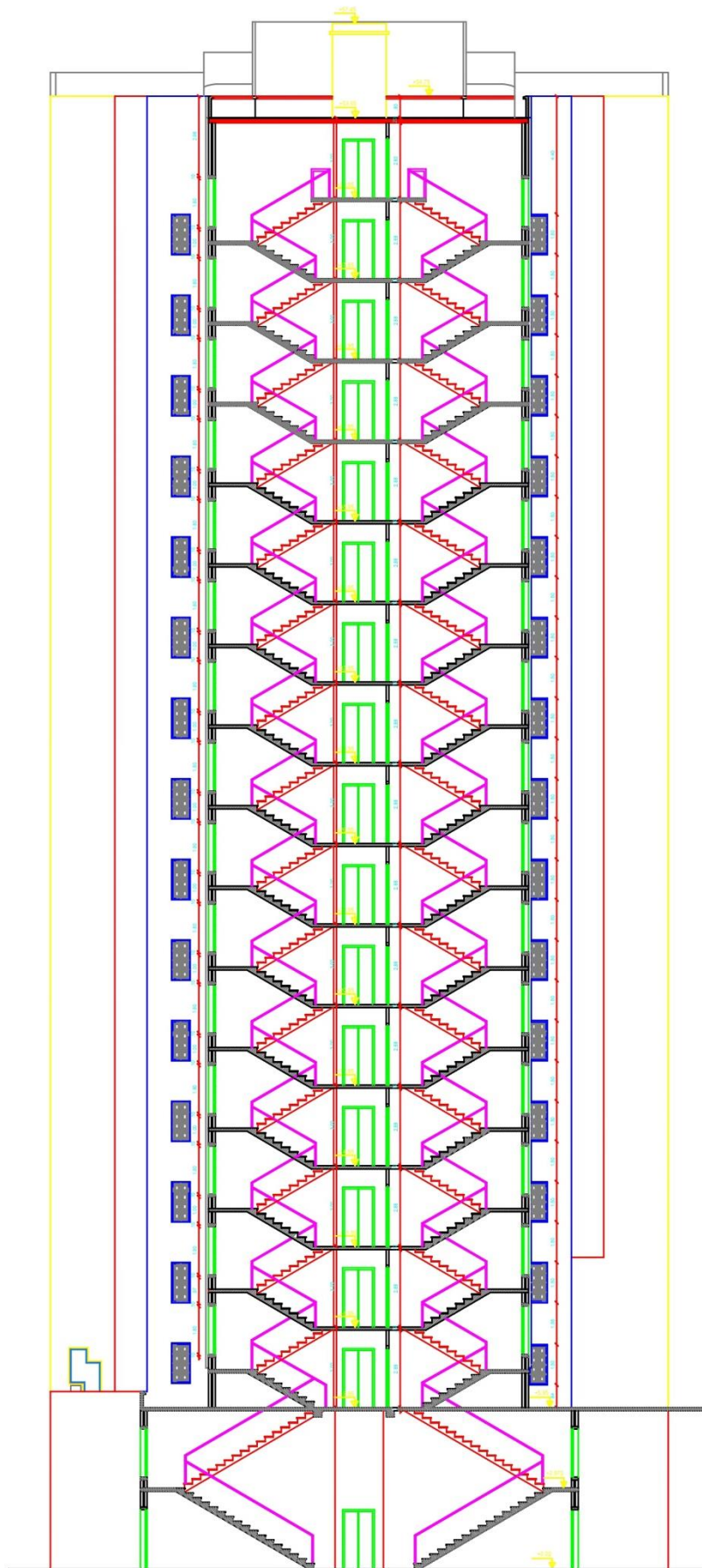
ANNEXE A



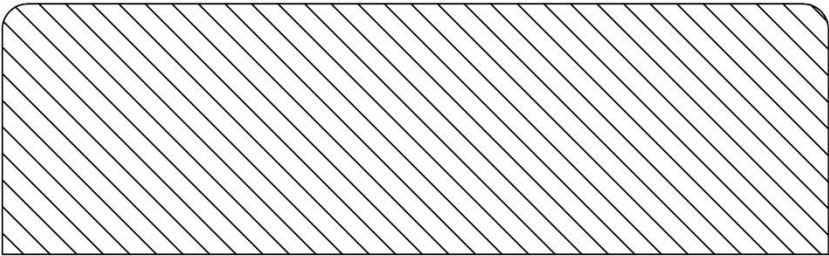
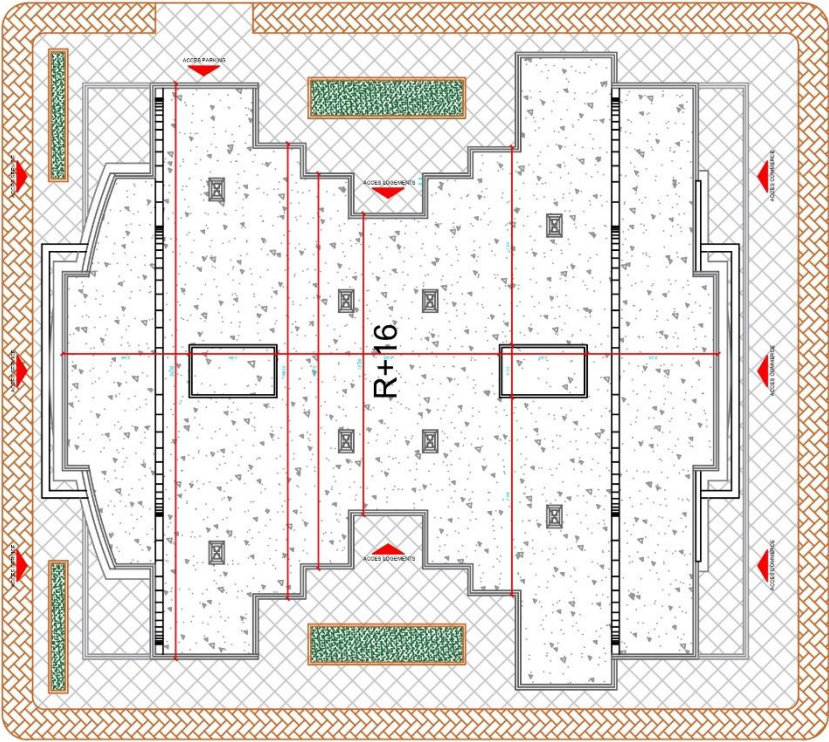
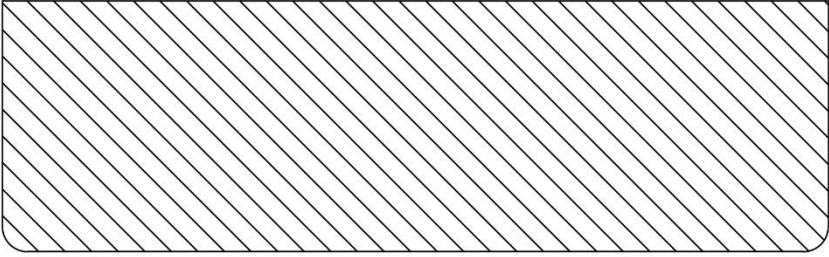
FACADE PRINCIPALE

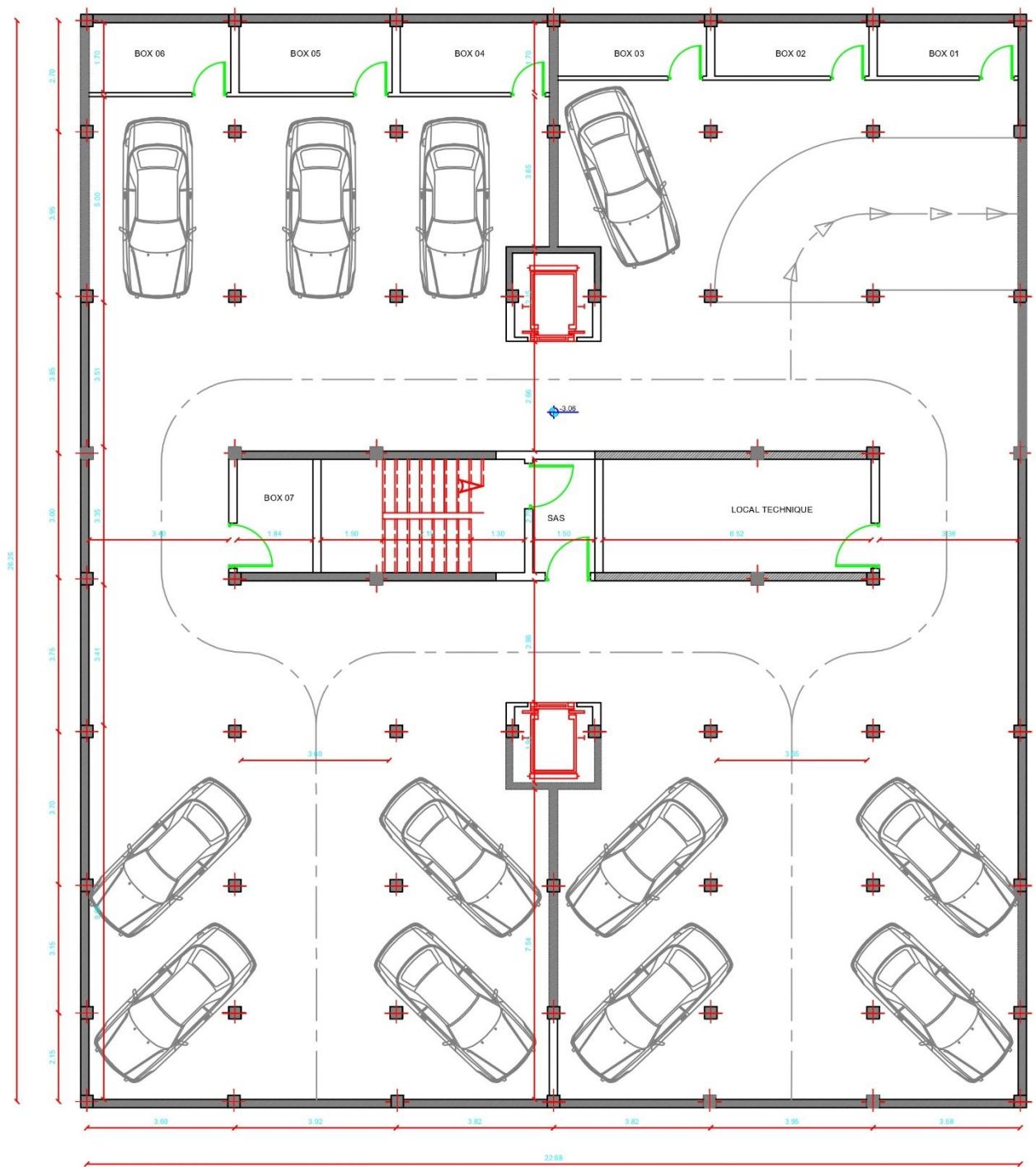


FACADE POSTERIEURE



COUPE A*A

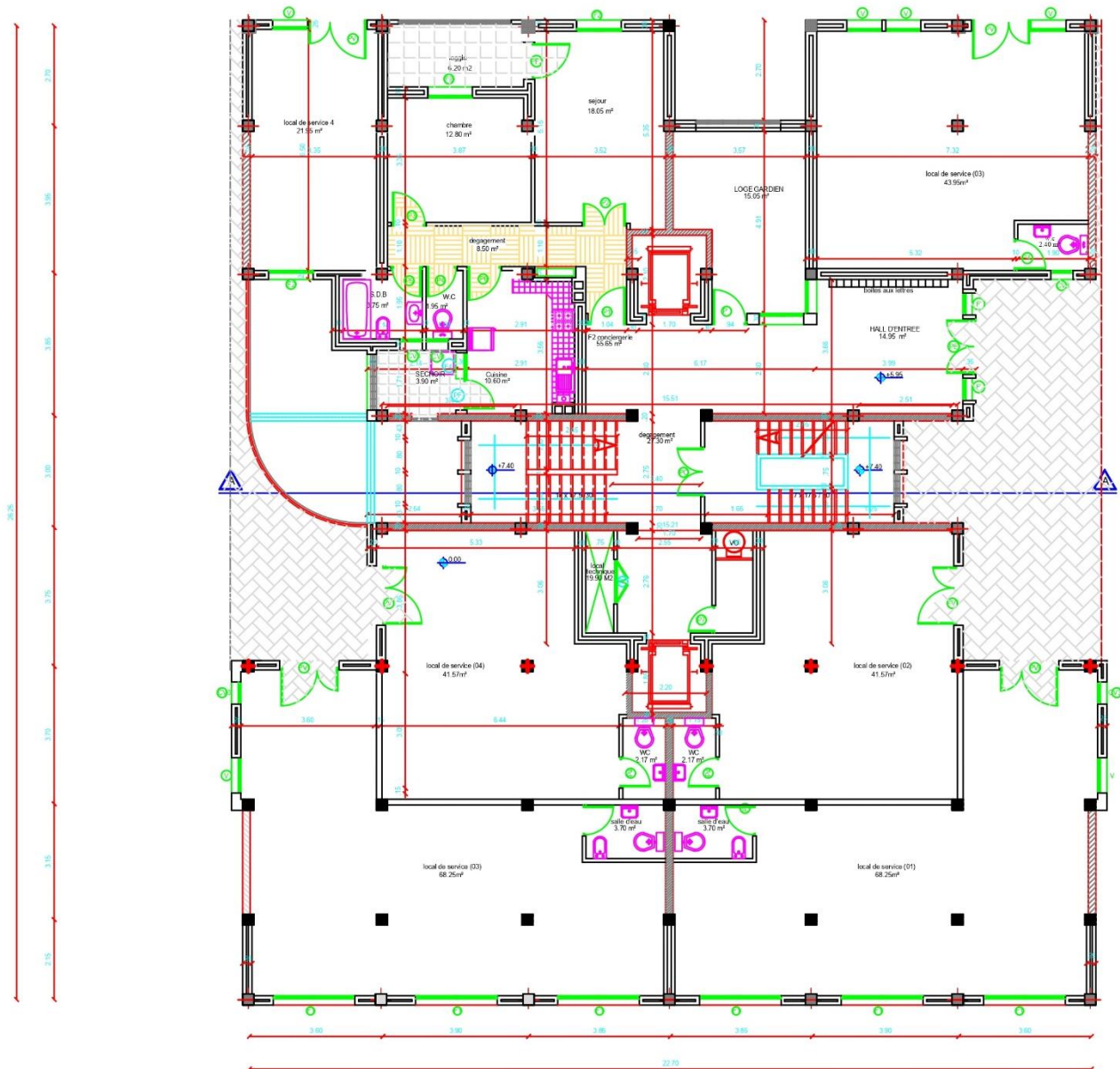




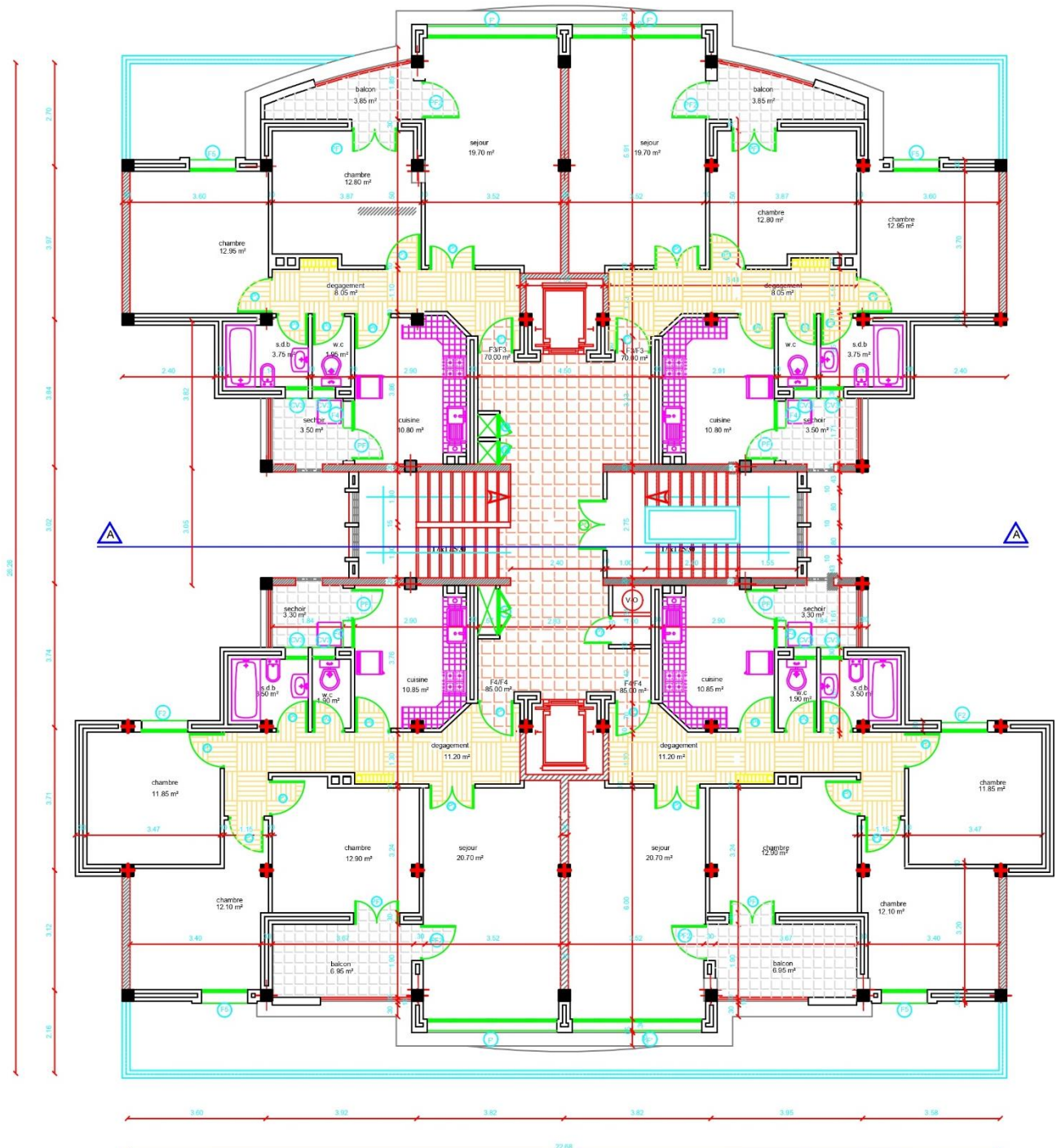
PLAN SOUS SOL



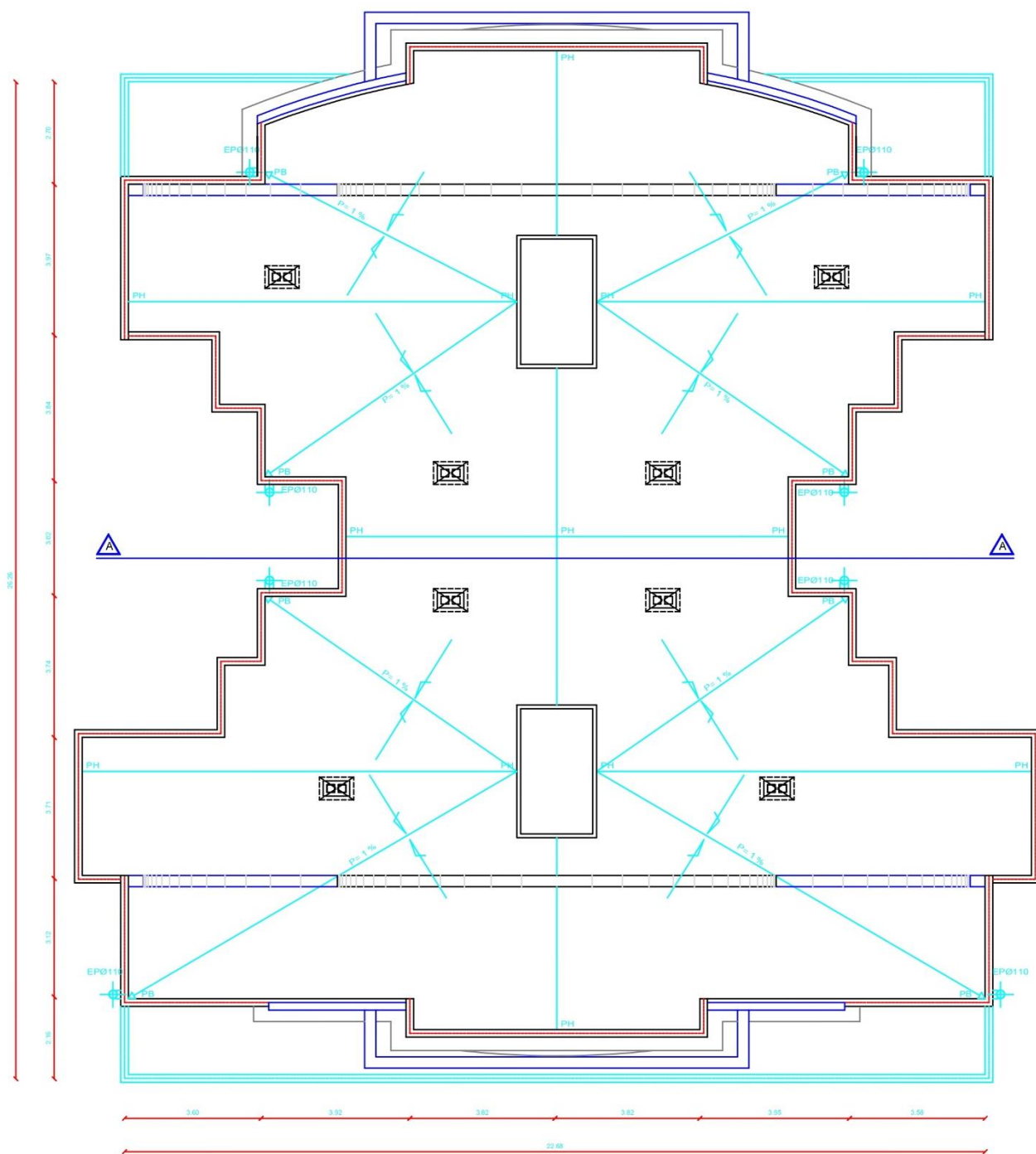
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU 1^{er} ETAGE (ETAGE DE SERVICE)



PLAN DU 2-16eme ETAGE



PLAN TERRASSE

ANNEXE B

Calcul détailler des voiles de contreventement selon le RPA 2024

Dans ce cadre, cette section présente un calcul détaillé des voiles de contreventement du bâtiment étudié, conformément aux prescriptions du RPA 2024. L'analyse porte notamment sur la vérification de la résistance en flexion et en cisaillement, la répartition des armatures verticales et horizontales, ainsi que le contrôle des déplacements. L'objectif est de garantir que les voiles dimensionnés offrent une capacité suffisante pour reprendre les efforts sismiques majorés, tout en respectant les exigences de ductilité, de stabilité et de sécurité imposées par la nouvelle réglementation.

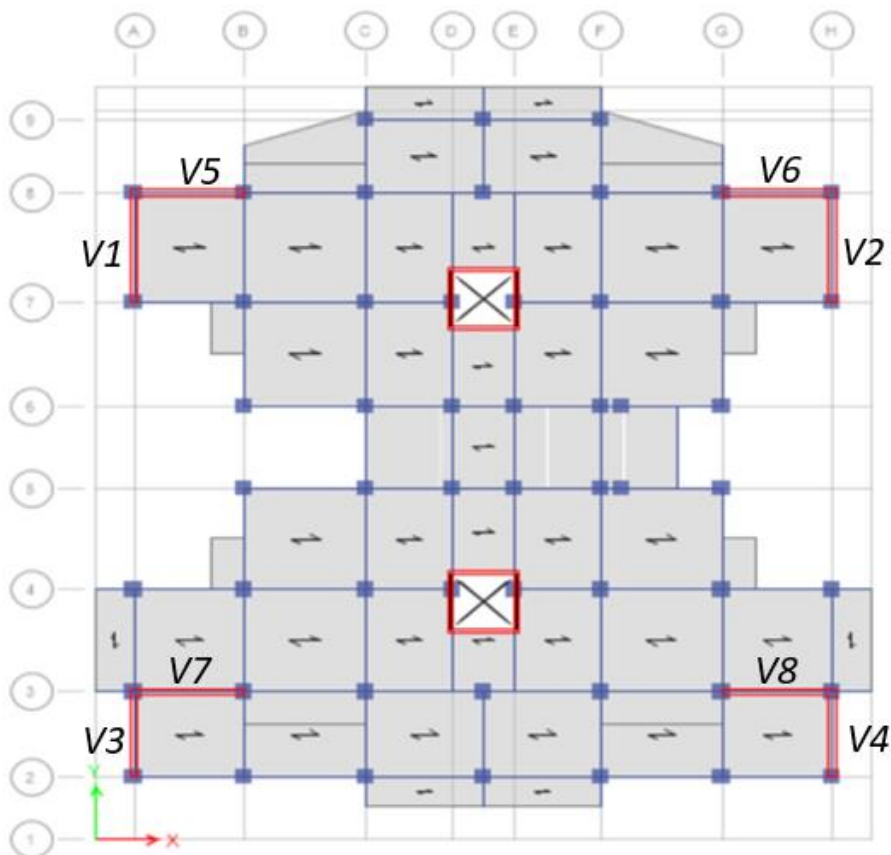


Figure B.1 : Plan de repérage des voiles.

A. Calcul de voile sens y-y épaisseur 25cm :

Remarque: Le ferrailage des voiles se fait en flexion composée en considérant les moments fléchissant projetés du diagramme des moments amplifié.

1. Calcul de l'élément de rive :

1.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 11343,53 \text{ KN.m}$$

$$N = 350,11 \text{ KN}$$

$$e = 25\text{cm}; L_w = 4,60\text{m}; h_e = 3,06\text{m}$$

$$S.A \ Y_s = 1 ; Y_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 61,66\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times (2T25+7T20) (A_s = 63,58\text{cm}^2)$$

1.2. Conditions géométriques :

- Longueur confinée (l_c) :

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 4,60 = 0,69\text{m} ; 1,5 \times 0,25 = 0,375\text{m}) = 0,69\text{m}$$

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c = 0,69\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,25 = 0,50\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 4,60 = 0,92\text{m}) = 0,92\text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{306}{15} = 20,40\text{m}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,60\text{m}$$

$$l_c = 0,70\text{m}$$

1.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 60 + 25 \times 10) = 19,25\text{cm}^2$$

1.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm}; 12,5\text{cm}; 6\phi_l = 6 \times 2,5 = 15\text{cm} \right) = 12,5\text{cm}$$

$$\text{Choix : } S_t = 12,5\text{cm}$$

1.5. Section minimale des armatures de confinement :

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 55\text{cm}$).

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 60 + 25 \times 10}{55 \times 55 + 20 \times 5} = 1,232$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 55 \times \frac{30}{500} = 3,71\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 55 \times (1,232 - 1) \frac{30}{500} = 0,287\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_t \geq 3,71\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 6HA10 = 4,71\text{cm}^2 (3 \text{ cadres})$$

2. Calcul de l'âme :

2.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2116,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4600} = 3,58 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \text{ ..CV}$$

2.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_l \text{ max} \leq \frac{b_w}{8} = \frac{250}{8} = 31,25 \text{ mm}$$

Choix : $\phi_l = 14 \text{ mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \text{ max} \leq \min (250 \text{ mm}; 25 \phi_l \text{ min}) = (250 \text{ mm}; 25 \times 14 = 350 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

Choix : 2x12T14 ($A_{sv} = 36,94 \text{ cm}^2$).

2.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- $\tilde{V}$: effort tranchant de calcul, $\tilde{V} = 1,4V$.

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 3,80 \text{ m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

$$A_h \geq \frac{100 \times 1,4 \times 2116,37 \times 10^3}{3800 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 1,55 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \text{ min}} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 25 = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

3. Schéma de ferrailage :

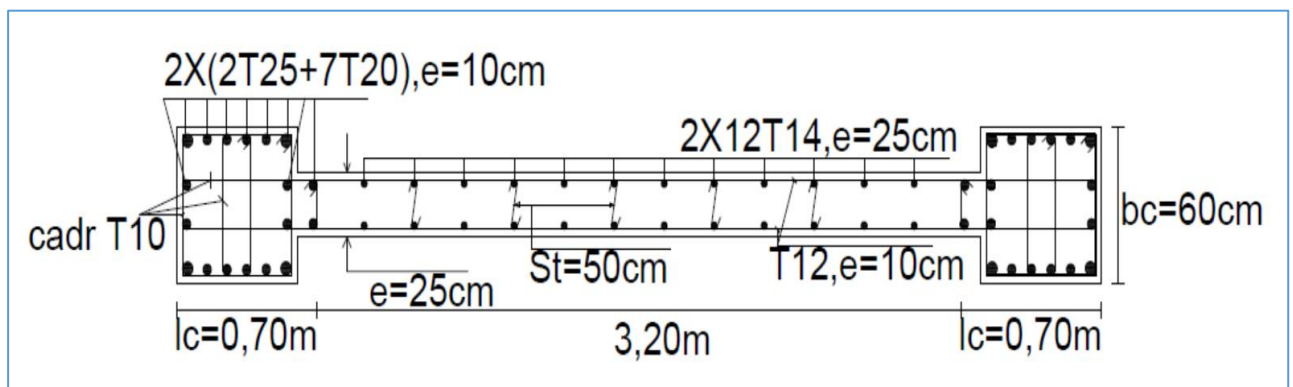


Figure B.2 : La coupe de ferrailage des voile sens y épaisseur 25cm.

4. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right)$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + wv) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0}$

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} = \frac{9771,10 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 3350) \times 30} = 0,176 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{Asv}{(l_w - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

$$\frac{fyd}{fcd} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{y_b}{y_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{36,94 \times 10^2}{(4600 - 2 \times 700) \times 250} \cdot 20 = 0,092$$

$$x_u = (v_d + wv) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,176 + 0,092) \cdot \frac{460 \times 60}{55} = 134,49 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprime : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{od} = \frac{V_{st} (cm^3)}{V_{nc} (cm^3)} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (55 \times 55 + 20 \times 5) = 956250 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi^2}{4} \times N_{br}$$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 55 \times 4 + 2 \times 5 + 55 \times 2 + 15 \times 2 + 2 \times 5 + 20 \times 2 + 2 \times 70 + 2 \times 5 = 570 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{h_e - 10}{St} = \frac{306 - 10}{12,5} = 24 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = 570 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 24 = 10744,25 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{10744,25}{956250} \times 20 = 0,225$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

$$n = 18 \text{ bars} ; b_i = 10 \text{ cm} ; b_0 = 55 \text{ cm} ; h_0 = 65 \text{ cm} ; t = 12,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 18 \left(\frac{10^2}{6 \times 55 \times 65} \right) = 0,916$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 65} \right) = 0,801$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,916 \times 0,801 = 0,733$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,733 \times 0,225 = 0,020$$

$$l_c \text{ calculée} = 134,49 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,020} \right) = 110,95 \text{ cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 110,95\text{cm} = 1,11\text{m} \geq \max(0,15 \times 4,60 = 0,69\text{m} ; 1,5 \times 0,25 = 0,38\text{m}) = 0,70\text{m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{ED} = 11343,53\text{KN.m} ; M_{RD} = 11599\text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{11343,53}{11599} \right) - 1 = 6,041$$

$$\omega_{od} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,225 \geq \frac{30 \times 6,041 \times (0,176 + 0,092) \times 0,0024 \times \frac{600}{550} - 0,035}{0,733} = 0,126$$

B. Calcul de voile sens y-y épaisseur 20cm :

1. Calcul de l'élément de rive :

1.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 9256,61\text{KN.m}$$

$$N = 285,55\text{KN}$$

$$e = 20\text{cm} ; L_w = 4,55\text{m} ; h_e = 3,06\text{m}$$

$$S.A \quad Y_s = 1 ; Y_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 45,30\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times 8T20 (A_s = 50,27\text{cm}^2)$$

1.2. Conditions géométriques :

$$\text{- Longueur confinée } (l_c) : l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 4,55 = 0,68\text{m} ; 1,5 \times 0,20 = 0,300\text{m}) = 0,68\text{m}$$

$$\text{- Epaisseur confinée } (b_c) :$$

$$l_c = 0,68\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,20 = 0,40\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 4,55 = 0,91\text{m}) = 0,91\text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{h_e}{15} = \frac{306}{15} = 20,40\text{m}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,55\text{m}$$

$$l_c = 0,70\text{m}$$

1.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 60 + 20 \times 10) = 19\text{cm}^2$$

1.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} = \frac{50}{3} = 16,67\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l = 6 \times 2 = 12\text{cm} \right) = 12\text{cm}$$

Choix : $S_t = 12\text{cm}$

1.5. Section minimale des armatures de confinement :

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 55\text{cm}$).

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 60 + 20 \times 15}{55 \times 55 + 15 \times 10} = 1,228$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 55 \times \frac{30}{500} = 3,56\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12 \times 55 \times (1,228 - 1) \frac{30}{500} = 0,27\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_t \geq 3,56\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

2. Calcul de l'âme :

2.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1307,73 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 4550} = 2,95\text{MPa} < 6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

2.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{200}{8} = 25\text{mm}$$

Choix : $\phi_l = 14\text{mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250\text{mm} ; 25 \phi_l \min) = (250\text{mm} ; 25 \times 12 = 300\text{mm}) = 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Choix : $2 \times 12\text{T}14$ ($A_{sv} = 36,94\text{cm}^2$).

2.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- $\tilde{V}$: effort tranchant de calcul, $\tilde{V} = 1,4V$.

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 3,83\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

$$A_h \geq \frac{100 \times 1,4 \times 1307,73 \times 10^3}{3830 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 0,96\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

3. Schéma de ferrailage :

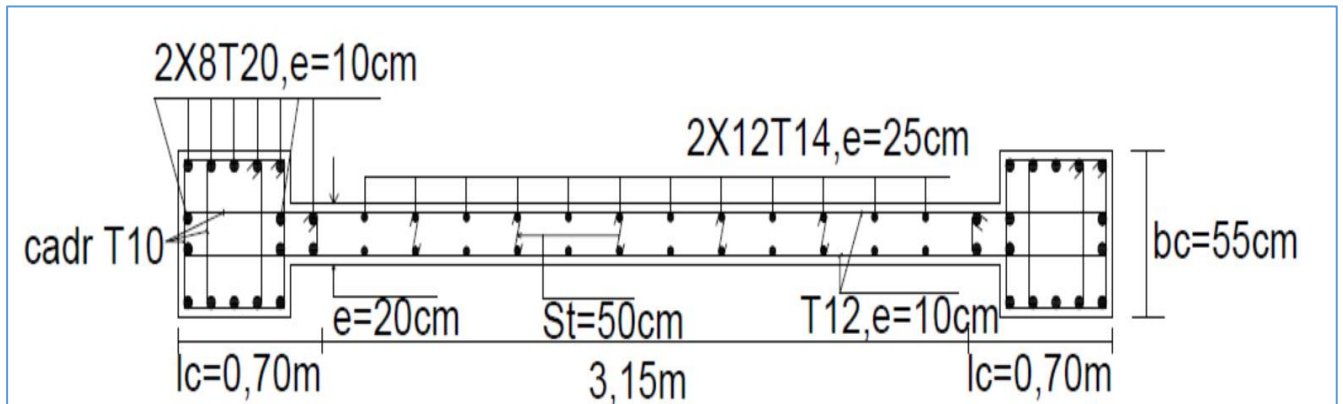


Figure B.3 : La coupe de ferrailage des voiles sens y épaisseur 20cm.

4. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right)$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0}$

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} = \frac{9771,10 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 3350) \times 30} = 0,176 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{Asv}{(l_w - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

$$\frac{fyd}{fcd} = \frac{fe}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{36,94 \times 10^2}{(4550 - 2 \times 700) \times 200} \cdot 20 = 0,117$$

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,176 + 0,117) \cdot \frac{455 \times 55}{50} = 146,65 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprime : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st} (cm^3)}{V_{nc} (cm^3)} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (50 \times 50 + 15 \times 5) = 787950 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi^2}{4} \times N_{br}$$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 50 \times 4 + 2 \times 5 + 55 \times 2 + 15 \times 2 + 2 \times 5 + 15 \times 2 + 2 \times 70 + 2 \times 5 = 540 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{he-10}{St} = \frac{306-10}{12} = 25 \text{cadre}$$

$$V_{st} = 540 \times \frac{\Pi x 1^2}{4} \times 25 = 10602,87 \text{cm}^3$$

$$\omega_{\omega d} = \frac{10602,87}{787950} \times 20 = 0,269$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

$$n = 16 \text{bars} ; b_i = 10 \text{cm} ; b_0 = 50 \text{cm} ; h_0 = 65 \text{cm} ; t = 12 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 16 \left(\frac{10^2}{6 \times 50 \times 65} \right) = 0,918$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12}{2 \times 50} \right) \left(1 - \frac{12}{2 \times 65} \right) = 0,798$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,918 \times 0,798 = 0,733$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{\omega d}$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,733 \times 0,269 = 0,023$$

$$l_c \text{ calculée} = 146,65 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,023} \right) = 124,33 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 124,33 \text{cm} = 1,24 \text{m} \geq \max(0,15 \times 4,55 = 0,68 \text{m} ; 1,5 \times 0,20 = 0,30 \text{cm}) = 0,70 \text{m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{\omega d} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_{\nu}) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{bc}{b_0} - 0,035$$

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{ED} = 9256,61 \text{KN.m} ; M_{RD} = 10120 \text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{9256,61}{10120} \right) - 1 = 5,586$$

$$\omega_{\omega d} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (\nu_d + \omega_{\nu}) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{bc}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,269 \geq \frac{30 \times 5,586 \times (0,176 + 0,117) \times 0,0024 \times \frac{550}{500} - 0,035}{0,733} = 0,129$$

C. Calcul de voile V5 sens x-x épaisseur 30cm :

$$L_w = 4,25 \text{m} ; h_w = 54,91 \text{m} ; h_e = 5,95 \text{m}$$

1. Condition de l'effort normal réduit :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,40 \dots \dots \dots (7.11)$$

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{6529,90 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 2950) \times 30} = 0,126 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

2. Condition d'élancement :

$$- \frac{h_w}{L_w} = \frac{54,91}{4,25} = 12,92 > 2 \rightarrow \text{Voile élance}$$

3. Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = \max \left(4,25 ; \frac{54,91}{6} \right) = 9,15\text{m}$$

$$h_{cr} = 9,15\text{m} > 2.L_w = 2 \times 4,25 = 8,50\text{m}$$

$$h_{cr} = 9,15\text{m} \leq 2.h_e = 2 \times 5,95 = 11,90\text{m}$$

$$\rightarrow h_{cr} = 8,50\text{m}$$

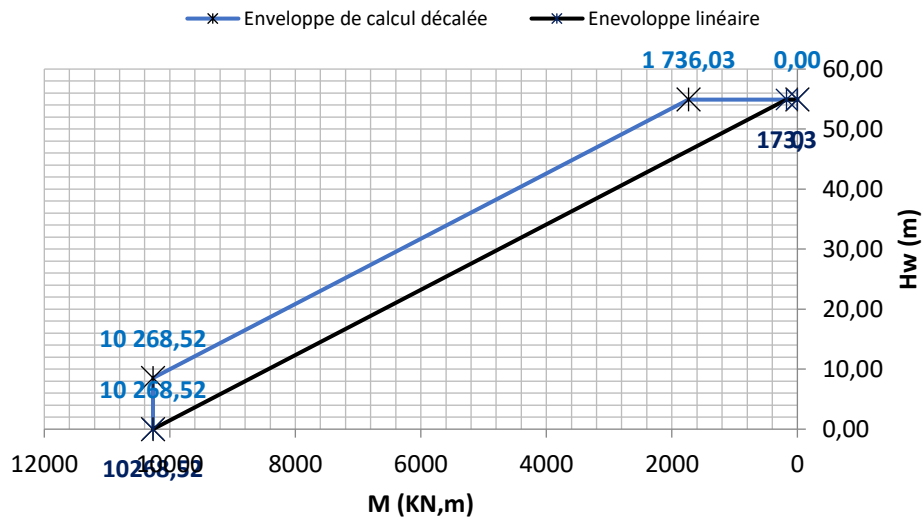


Figure B.4 : La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.

Remarque: Le ferrailage des voiles se fait en flexion composée en considérant les moments fléchissant projetés du diagramme des moments amplifié.

4. Calcul de l'élément de rive :

4.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 10268,52\text{KN.m}$$

$$N = 200\text{KN}$$

$$e = 30\text{cm} ; L_w = 4,25\text{m}$$

$$S.A : \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 54,54\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times (4T25+6T20) (A_s = 57,34\text{cm}^2)$$

4.2. Conditions géométriques :

$$\text{- Longueur confinée } (l_c) : l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 4,25 = 0,64\text{m} ; 1,5 \times 0,3 = 0,45\text{m}) = 0,65\text{m}$$

$$\text{- Epaisseur confinée } (b_c) :$$

$$l_c = 0,65\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,3 = 0,60\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 4,25 = 0,85\text{m}) = 0,85\text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{595}{15} = 39,67\text{cm}$$

Choix : $b_c = 0,65\text{m}$

$$l_c = 0,65\text{m}$$

4.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$A_l = \frac{0,5}{100} \times (65 \times 65) = 21,12\text{cm}^2$$

4.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{60}{3} = 20\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6 \times 2,5 = 12\text{cm} \right) = 12\text{cm}$$

4.5. Section minimale des armatures de confinement :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 S_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_t \geq 0,03 S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 60\text{cm}$).

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{65 \times 65}{60 \times 60} = 1,174$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 60 \times \frac{30}{500} = 3,89\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12 \times 60 \times (1,174 - 1) \frac{30}{500} = 0,225\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_t \geq 3,89\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

5. Calcul de l'âme :

5.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\hat{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2241,89 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4250} = 3,28\text{MPa} < 6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

5.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{300}{8} = 37,5\text{mm}$$

Choix : $\phi_l = 14\text{mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250\text{mm} ; 25 \phi_l \min) = (250\text{mm} ; 25 \times 14 = 350\text{mm}) = 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Choix : 2x11T14 ($A_{sv} = 33,86\text{cm}^2$).

5.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_{e}} \quad \text{ou} \quad \frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_{e}}$$

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 3,60\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e} = \frac{100 \times 1,4 \times 2241,97 \times 10^3}{3600 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 1,74\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 30 = 0,60\text{cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26\text{cm}^2$)

6. Schéma de ferrailage :

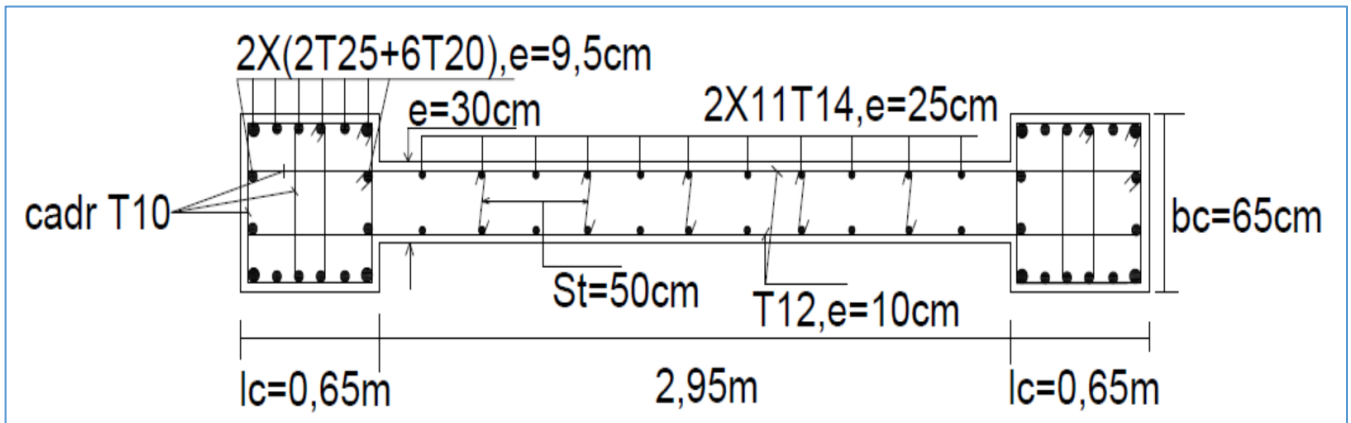


Figure B.5 : La coupe de ferrailage des voiles sens x épaisseur 30cm.

7. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot (1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}})$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{6529,90 \times 10^3}{(650 \times 650 \times 2 + 300 \times 2950) \times 30} = 0,126 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{33,86 \times 10^2}{(4250 - 2 \times 650) \times 300} \cdot 20 = 0,076$$

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,126 + 0,076) \cdot \frac{425 \times 65}{60} = 93\text{cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\epsilon_{cu,c}$ du béton comprimé : $\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{\text{od}} = \frac{V_{\text{st}} (\text{cm}^3)}{V_{\text{nc}} (\text{cm}^3)} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

$$V_{\text{nc}} = h_e \times S_c = 306 \times (60 \times 60) = 1101600 \text{cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{\text{st}} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{\text{br}}$$

$$L = L_{\text{cadre1}} + L_{\text{cadre2}} + L_{\text{cadre3}}$$

$$L = 60 \times 4 + 2 \times 5 + 60 \times 2 + 25 \times 2 + 2 \times 5 + 15 \times 2 + 2 \times 60 + 2 \times 5 = 590 \text{cm}$$

$$N_{\text{br}} = \frac{h_e - 10}{s_t} = \frac{306 - 10}{12,5} = 24 \text{cadre}$$

$$V_{\text{st}} = 590 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 24 = 11121,24 \text{cm}^3$$

$$\omega_{\text{od}} = \frac{11121,24}{1101600} \times 20 = 0,202$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

$$n = 16 \text{bars} ; b_i = 9,5 \text{cm} ; b_0 = 60 \text{cm} ; h_0 = 60 \text{cm} ; t = 12,5 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 16 \left(\frac{9,5^2}{6 \times 60 \times 60} \right) = 0,933$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 60} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 60} \right) = 0,802$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,933 \times 0,802 = 0,748$$

$$\varepsilon_{\text{cu,c}} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{\text{wd}}$$

$$\varepsilon_{\text{cu,c}} = 0,0035 + 0,1 \times 0,748 \times 0,202 = 0,019$$

$$l_c \text{ calculée} = 93 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,019} \right) = 75,87 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 75,87 \text{cm} = 0,76 \text{m} \geq \max(0,15 \times 4,25 = 0,64 \text{m} ; 1,5 \times 0,30 = 0,45 \text{cm}) = 0,65 \text{m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{\text{od}} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{\text{sy,d}} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\varepsilon_{\text{sy}} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{\text{ED}} = 10268,52 \text{KN.m} ; M_{\text{RD}} = 10651 \text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{\text{ED}}}{M_{\text{RD}}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{10268,52}{10651} \right) - 1 = 5,941$$

$$\omega_{\text{od}} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{\text{sy,d}} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,202 \geq \frac{30 \times 5,941 \times (0,126 + 0,076) \times 0,0024 \times \frac{650}{600} - 0,035}{0,748} = 0,078$$

D. Calcul de voile sens x-x épaisseur 30cm voile avec ouverture :

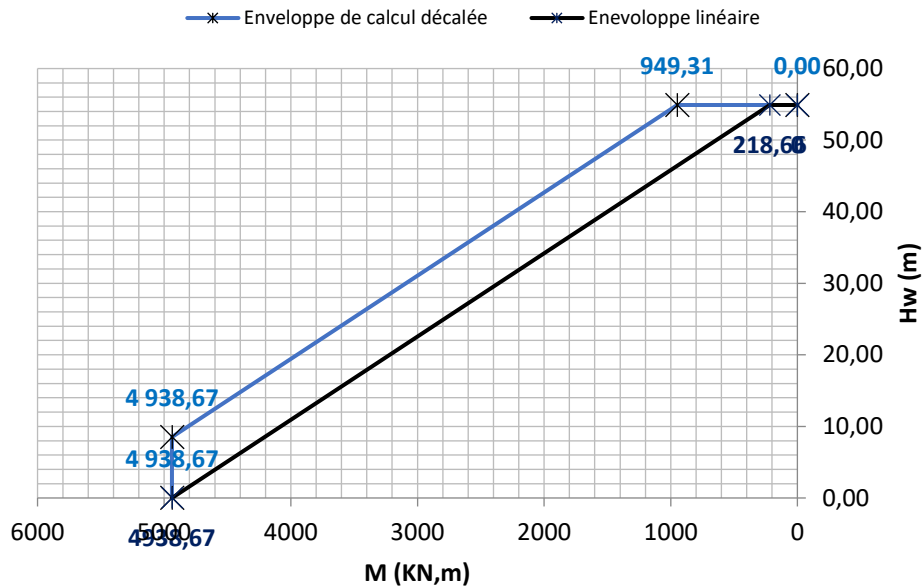


Figure B.6 : La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile sens x.

1. Calcul de l'élément de rive :

1.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 4636,09 \text{ KN.m}$$

$$N = 121,21 \text{ KN}$$

$$e = 30 \text{ cm}; L_w = 2,50 \text{ m}; h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$S.A \quad \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 46,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times (2T25 + 5T20) (A_s = 51,06 \text{ cm}^2)$$

1.2. Conditions géométriques :

$$\text{- Longueur confinée } (l_c) : l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 2,5 = 0,38 \text{ m} ; 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ m}) = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{- Epaisseur confinée } (b_c) :$$

$$l_c = 0,45 \text{ m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,3 = 0,60 \text{ m}, 0,2l_w = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \text{ m}) = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{306}{15} = 20,40 \text{ cm}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,60 \text{ m}$$

$$l_c = 0,60 \text{ m}$$

1.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$\text{à gauche : } A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2$$

à droit : $A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 30) = 9\text{cm}^2$

1.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{55}{3} = 18,33\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6 \times 2,5 = 12\text{cm} \right) = 12,5\text{cm}$$

1.5. Section minimale des armatures de confinement :

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 55\text{cm}$).

à gauche :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 60}{55 \times 55} = 1,190$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 55 \times \frac{30}{500} = 3,71\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 55 \times (1,190 - 1) \frac{30}{500} = 0,235\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 3,71\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2 \text{ (3 cadres)}$$

à droit :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 30}{55 \times 25} = 1,309$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 25 \times \frac{30}{500} = 1,69\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 25 \times (1,309 - 1) \frac{30}{500} = 0,173\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 1,69\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

2. Calcul de l'âme :

2.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 787,45 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2500} = 1,96\text{MPa} < 6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

2.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{300}{8} = 37,5\text{mm}$$

$$\text{Choix : } \phi_l = 14\text{mm}$$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250\text{mm}; 25 \phi_1 \min) = (250\text{mm}; 25 \times 14 = 350\text{mm}) = 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Choix : 2x5T14 ($A_{sv} = 21,55\text{cm}^2$). Avec $e = 25\text{cm}$

2.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 1,85\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e} = \frac{100 \times 1,4 \times 787,45 \times 10^3}{1850 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 1,19\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 30 = 0,60\text{cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26\text{cm}^2$)

3. Schéma de ferrailage :

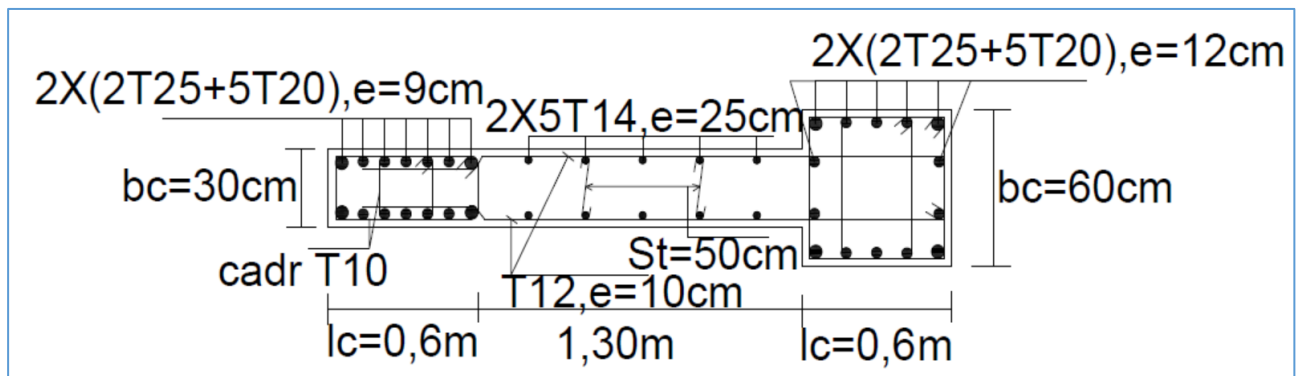


Figure B.7 : La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 30cm.

4. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}}\right)$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{4749,36 \times 10^3}{(600 \times 600 + 300 \times 1900) \times 30} = 0,170 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{21,55 \times 10^2}{(2500 - 2 \times 600) \times 300} \cdot 20 = 0,111$$

à gauche :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,170 + 0,111) \cdot \frac{250 \times 60}{55} = 76,64\text{cm}$$

à droit :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,170 + 0,111) \cdot \frac{250 \times 30}{25} = 84,30 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{od} = \frac{V_{st} (cm^3)}{V_{nc} (cm^3)} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

à gauche :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (55 \times 55) = 925650 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 55 \times 4 + 2 \times 5 + 55 \times 2 + 30 \times 2 + 2 \times 5 + 25 \times 2 + 2 \times 55 + 2 \times 5 = 580 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{h_e - 10}{s_t} = \frac{306 - 10}{12,5} = 24 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = 580 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 24 = 10932,74 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{10932,74}{925650} \times 20 = 0,236$$

à droit :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (55 \times 25) = 420750 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2}$$

$$L = 55 \times 2 + 25 \times 2 + 2 \times 5 + 25 \times 2 + 25 \times 2 + 2 \times 5 = 280 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{h_e - 10}{s_t} = \frac{306 - 10}{12,5} = 24 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = 280 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 24 = 5277,87 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{5277,87}{420750} \times 20 = 0,251$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n ; \alpha_s)$, avec :

à gauche :

$$n = 14 \text{ bars} ; b_i = 12 \text{ cm} ; b_0 = 55 \text{ cm} ; h_0 = 55 \text{ cm} ; t = 12,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 14 \left(\frac{12^2}{6 \times 55 \times 55} \right) = 0,889$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) = 0,785$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,889 \times 0,785 = 0,698$$

à droit :

$$n = 14 \text{ bars} ; b_i = 9 \text{ cm} ; b_0 = 25 \text{ cm} ; h_0 = 55 \text{ cm} ; t = 12,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 14 \left(\frac{9^2}{6 \times 25 \times 55} \right) = 0,862$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 25} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) = 0,664$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,862 \times 0,664 = 0,572$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$$

à gauche :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,698 \times 0,236 = 0,020$$

$$l_c \text{ calculée} = 76,64 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,020} \right) = 63,24 \text{ cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 63,24 \text{ cm} = 0,63 \text{ m} \geq \max(0,15 \times 2,5 = 0,38 \text{ m} ; 1,5 \times 0,30 = 0,45 \text{ m}) = 0,45 \text{ m} \dots \text{CV}$$

à droite :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,572 \times 0,251 = 0,018$$

$$l_c \text{ calculée} = 84,30 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,018} \right) = 67,91 \text{ cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 67,91 \text{ cm} = 0,78 \text{ m} \geq \max(0,15 \times 2,5 = 0,38 \text{ m} ; 1,5 \times 0,30 = 0,45 \text{ m}) = 0,45 \text{ m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{bc}{b_0} - 0,035$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{ED} = 4636,09 \text{ KN.m} ; M_{RD} = 5190 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{4636,09}{5190} \right) - 1 = 5,431$$

$$\omega_{od} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{bc}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

à gauche :

$$0,236 \geq \frac{30 \times 5,431 \times (0,170 + 0,111) \times 0,0024 \times \frac{600}{550} - 0,035}{0,698} = 0,139$$

à droite :

$$0,251 \geq \frac{30 \times 5,431 \times (0,170 + 0,111) \times 0,0024 \times \frac{300}{250} - 0,035}{0,572} = 0,169$$

E. Calcul de voile sens x-x épaisseur 25cm voile avec ouverture :

1. Calcul de l'élément de rive :

1.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 4368,76 \text{ KN.m}$$

$$N = 68,84 \text{ KN}$$

$$e = 25 \text{ cm} ; L_w = 2,50 \text{ m} ; h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$S.A \quad Y_s = 1 ; Y_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 41,42\text{cm}^2$$

Choix : 2 x (2T25+4T20) ($A_s = 44,77\text{cm}^2$)

1.2. Conditions géométriques :

- Longueur confinée (l_c) : $l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 2,5 = 0,38\text{m} ; 1,5 \times 0,25 = 0,38\text{m}) = 0,38\text{m}$$

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c = 0,38\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,25 = 0,50\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 2,5 = 0,50\text{m}) = 0,50\text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{306}{15} = 20,40\text{cm}$$

Choix : $b_c = 0,60\text{m}$

$$l_c = 0,60\text{m}$$

1.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$\text{à gauche : } A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 60) = 18\text{cm}^2$$

$$\text{à droit : } A_l = \frac{0,5}{100} \times (60 \times 25) = 7,5\text{cm}^2$$

1.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{55}{3} = 18,33\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6 \times 2,5 = 12\text{cm} \right) = 12,5\text{cm}$$

1.5. Section minimale des armatures de confinement :

A_g / A_c représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 55\text{cm}$).

à gauche :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 60}{55 \times 55} = 1,190$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 55 \times \frac{30}{500} = 3,71\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 55 \times (1,190 - 1) \frac{30}{500} = 0,235\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_t \geq 3,71\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

à droit :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{60 \times 30}{55 \times 25} = 1,309$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,09 \times 12,5 \times 20 \times \frac{30}{500} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12,5 \times 20 \times (1,309 - 1) \frac{30}{500} = 0,139 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

2. Calcul de l'âme :

2.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 607,72 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 1,89 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

2.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{250}{8} = 31,25 \text{ mm}$$

Choix : $\phi_l = 14 \text{ mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250 \text{ mm}; 25 \phi_l \min) = (250 \text{ mm}; 25 \times 14 = 350 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

Choix : $2 \times 5\text{T}14$ ($A_{sv} = 21,55 \text{ cm}^2$). Avec $e = 25 \text{ cm}$

2.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 1,85 \text{ m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e} = \frac{100 \times 1,4 \times 607,72 \times 10^3}{1850 \times 500} \times 10^{-2} \rightarrow A_h \geq 0,92 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 25 = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $2\text{HA}12$ ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

3. Schéma de ferrailage :

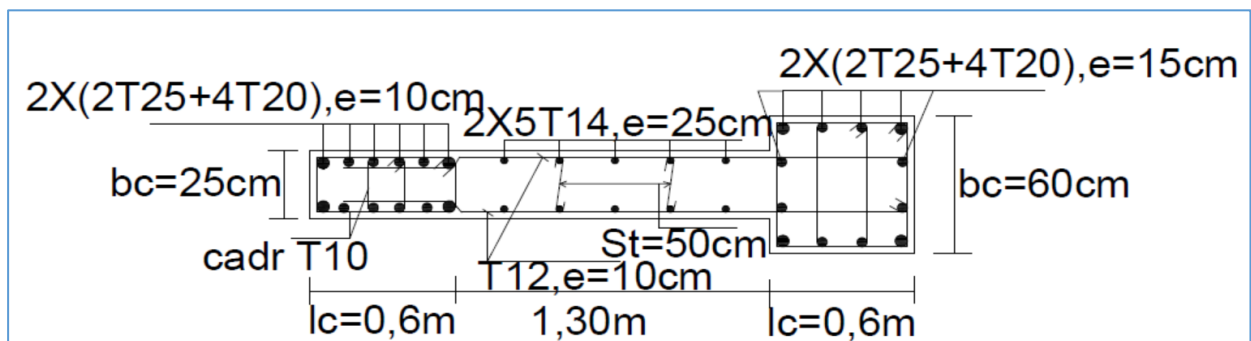


Figure B.8: La coupe de ferrailage des voile sens x épaisseur 25cm.

4. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right)$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + wv) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0}$

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} = \frac{4749,36 \times 10^3}{(600 \times 600 + 300 \times 1900) \times 30} = 0,170 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{Asv}{(l_w - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

$$\frac{fyd}{fcd} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{y_b}{y_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{21,55 \times 10^2}{(2500 - 2 \times 600) \times 300} \cdot 20 = 0,133$$

à gauche :

$$x_u = (v_d + wv) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,170 + 0,133) \cdot \frac{250 \times 60}{55} = 82,64 \text{cm}$$

à droite :

$$x_u = (v_d + wv) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,170 + 0,133) \cdot \frac{250 \times 25}{20} = 94,69 \text{cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{od} = \frac{V_{st} (cm^3)}{V_{nc} (cm^3)} \cdot \frac{fyd}{fcd}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

à gauche :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (55 \times 55) = 925650 \text{cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 55 \times 4 + 2 \times 5 + 55 \times 2 + 20 \times 2 + 2 \times 5 + 20 \times 2 + 2 \times 55 + 2 \times 5 = 550 \text{cm}$$

$$N_{br} = \frac{h_e - 10}{S_t} = \frac{306 - 10}{12,5} = 24 \text{cadre}$$

$$V_{st} = 550 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 24 = 10367,25 \text{cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{10367,26}{925650} \times 20 = 0,224$$

à droite :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (55 \times 20) = 336600 \text{cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2}$$

$$L = 55 \times 2 + 20 \times 2 + 2 \times 5 + 20 \times 2 + 15 \times 2 + 2 \times 5 = 240 \text{cm}$$

$$N_{br} = \frac{he-10}{St} = \frac{306-10}{12,5} = 24 \text{cadre}$$

$$V_{st} = 240 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 24 = 4523,89 \text{cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{4523,89}{336600} \times 20 = 0,269$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

à gauche :

$$n = 12 \text{bars} ; b_i = 15 \text{cm} ; b_0 = 55 \text{cm} ; h_0 = 55 \text{cm} ; t = 12,5 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 12 \left(\frac{15^2}{6 \times 55 \times 55} \right) = 0,851$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) = 0,785$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,851 \times 0,785 = 0,668$$

à droit :

$$n = 12 \text{bars} ; b_i = 10 \text{cm} ; b_0 = 20 \text{cm} ; h_0 = 55 \text{cm} ; t = 12,5 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 12 \left(\frac{10^2}{6 \times 20 \times 55} \right) = 0,818$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 20} \right) \left(1 - \frac{12,5}{2 \times 55} \right) = 0,609$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,818 \times 0,609 = 0,498$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

à gauche :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,668 \times 0,224 = 0,018$$

$$l_c \text{ calculée} = 82,64 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,018} \right) = 66,57 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 66,57 \text{cm} = 0,67 \text{m} \geq \max(0,15 \times 2,5 = 0,38 \text{m} ; 1,5 \times 0,25 = 0,38 \text{cm}) = 0,38 \text{m} \dots \text{CV}$$

à droit :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,498 \times 0,269 = 0,017$$

$$l_c \text{ calculée} = 94,69 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,017} \right) = 75,20 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 75,20 \text{cm} = 0,75 \text{m} \geq \max(0,15 \times 2,5 = 0,38 \text{m} ; 1,5 \times 0,25 = 0,38 \text{cm}) = 0,38 \text{m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{ED} = 4368,76 \text{KN.m} ; M_{RD} = 4715 \text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{4368,76}{4715} \right) - 1 = 5,671$$

$$\omega_{od} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

à gauche :

$$0,224 \geq \frac{30 \times 5,671 \times (0,170 + 0,133) \times 0,0024 \times \frac{600}{550} - 0,035}{0,668} = 0,149$$

à droit :

$$0,269 \geq \frac{30 \times 5,671 \times (0,170 + 0,133) \times 0,0024 \times \frac{250}{200} - 0,035}{0,498} = 0,240$$

F. Calcul de voile sens x-x épaisseur 20cm voile avec ouverture :

1. Calcul de l'élément de rive :

1.1. Calcul de ferrailage On utilisant le SOCOTEC :

$$M = 3579,66 \text{KN.m}$$

$$N = 261,17 \text{KN}$$

$$e = 20 \text{cm}; L_w = 2,40 \text{m}; h_e = 3,06 \text{m}$$

$$S.A \quad V_s = 1 ; V_b = 1,20$$

$$\rightarrow A_s = 34,08 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times 6T20 (A_s = 37,70 \text{cm}^2)$$

1.2. Conditions géométriques :

$$\text{- Longueur confinée } (l_c) : l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

$$l_c \geq \max (0,15 \times 2,4 = 0,36 \text{m} ; 1,5 \times 0,20 = 0,30 \text{m}) = 0,36 \text{m}$$

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c = 0,36 \text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 2,4 = 0,48 \text{m}) = 0,48 \text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{306}{15} = 20,40 \text{cm}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,55 \text{m}$$

$$l_c = 0,55 \text{m}$$

1.3. Vérification le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$\text{à gauche : } A_l = \frac{0,5}{100} \times (55 \times 55) = 15,13 \text{cm}^2$$

$$\text{à droit : } A_l = \frac{0,5}{100} \times (50 \times 20) = 5,50 \text{cm}^2$$

1.4. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_o}{3} ; 12,5 \text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12 \text{mm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{50}{3} = 16,67 \text{cm}; 12,5 \text{cm}; 6 \times 2 = 12 \text{cm} \right) = 12 \text{cm}$$

1.5. Section minimale des armatures de confinement :

A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 50\text{cm}$).

à gauche :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{55 \times 55}{50 \times 50} = 1,210$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 50 \times \frac{30}{500} = 3,24\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12 \times 50 \times (1,210 - 1) \frac{30}{500} = 0,227\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 3,24\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

à droit :

$$- \frac{A_g}{A_c} = \frac{55 \times 20}{50 \times 15} = 1,467$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 15 \times \frac{30}{500} = 0,97\text{cm}^2 \\ A_t \geq 0,03 \times 12 \times 15 \times (1,467 - 1) \frac{30}{500} = 0,151\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,97\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ (2 cadres)

2. Calcul de l'âme :

2.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\tilde{V}}{b_0 \times d} < 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 328,57 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 2400} = 1,42\text{MPa} < 6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

2.2. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8\text{mm} \leq \phi_l \max \leq \frac{b_w}{8} = \frac{200}{8} = 25\text{mm}$$

Choix : $\phi_l = 14\text{mm}$

Espacement maximal :

$$S_t \max \leq \min (250\text{mm}; 25 \phi_l \min) = (250\text{mm}; 25 \times 14 = 350\text{mm}) = 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Choix : $2\text{x}5\text{T}14$ ($A_{sv} = 21,55\text{cm}^2$). Avec $e = 25\text{cm}$

2.3. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\tilde{V}}{z \cdot f_e}$$

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$z = 1,85\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{S \cdot \tilde{V}}{z \cdot f_e} = \frac{100 \times 1,4 \times 328,57 \times 10^3}{1850 \times 500} \times 10^{-2} \Rightarrow A_h \geq 0,50\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 20 = 0,40 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

3. Schéma de ferrailage :

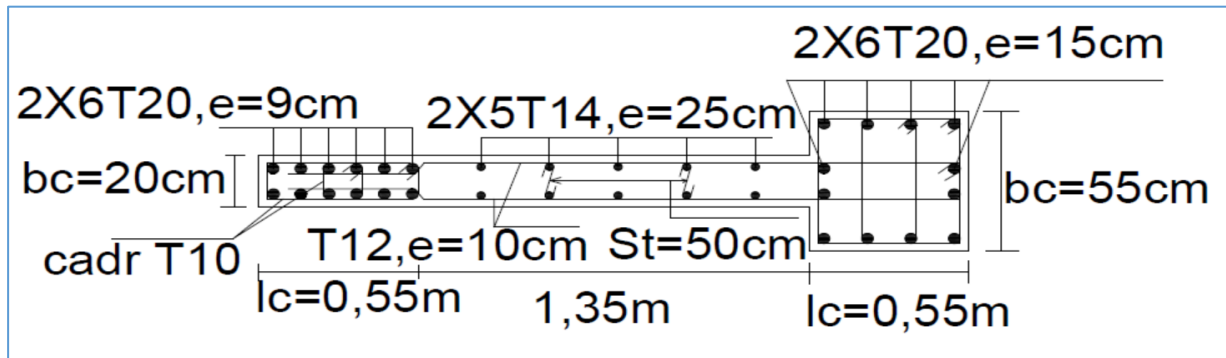


Figure B.9 : La coupe de ferrailage des voiles sens x épaisseur 20cm.

4. Vérification de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive l_c calculée : $l_c \text{ calculée} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right)$

$$l_c \text{ calculée} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

- Position de l'axe neutre : $x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0}$

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} = \frac{4749,36 \times 10^3}{(600 \times 600 + 300 \times 1900) \times 30} = 0,170 < 0,4 \quad \text{C.V}$$

$$\omega_v = \frac{Asv}{(l_w - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\omega_v = \frac{21,55 \times 10^2}{(2400 - 2 \times 550) \times 200} \cdot 20 = 0,166$$

à gauche :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,170 + 0,166) \cdot \frac{240 \times 55}{50} = 88,70 \text{ cm}$$

à droit :

$$x_u = (v_d + w_v) \cdot \frac{l_w \cdot bc}{b_0} = (0,170 + 0,166) \cdot \frac{240 \times 20}{15} = 107,52 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé : $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot w_{wd}$

$$\omega_{od} = \frac{V_{st} \text{ (cm}^3\text{)}}{V_{nc} \text{ (cm}^3\text{)}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}):

à gauche :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (50 \times 50) = 765000 \text{ cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2} + L_{cadre3}$$

$$L = 50 \times 4 + 2 \times 5 + 50 \times 2 + 20 \times 2 + 2 \times 5 + 15 \times 2 + 2 \times 50 + 2 \times 5 = 500 \text{cm}$$

$$N_{br} = \frac{he-10}{St} = \frac{306-10}{12} = 25 \text{cadre}$$

$$V_{st} = 500 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 25 = 9817,48 \text{cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{9817,48}{765000} \times 20 = 0,257$$

à droit :

$$V_{nc} = h_e \times S_c = 306 \times (50 \times 15) = 229500 \text{cm}^3$$

- Volume des armatures de confinement (V_{st}) : $V_{st} = L \times \frac{\pi x \phi l^2}{4} \times N_{br}$

$$L = L_{cadre1} + L_{cadre2}$$

$$L = 50 \times 2 + 15 \times 2 + 2 \times 5 + 15 \times 2 + 15 \times 2 + 2 \times 5 = 210 \text{cm}$$

$$N_{br} = \frac{he-10}{St} = \frac{306-10}{12} = 25 \text{cadre}$$

$$V_{st} = 210 \times \frac{\pi x 1^2}{4} \times 25 = 4123,34 \text{cm}^3$$

$$\omega_{od} = \frac{4123,34}{229500} \times 20 = 0,359$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, égal a (α_n ; α_s), avec :

à gauche :

$$n = 12 \text{bars} ; b_i = 15 \text{cm} ; b_0 = 50 \text{cm} ; h_0 = 50 \text{cm} ; t = 12 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 12 \left(\frac{15^2}{6 \times 50 \times 50} \right) = 0,820$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12}{2 \times 50} \right) \left(1 - \frac{12}{2 \times 50} \right) = 0,774$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,820 \times 0,774 = 0,635$$

à droit :

$$n = 12 \text{bars} ; b_i = 9 \text{cm} ; b_0 = 15 \text{cm} ; h_0 = 50 \text{cm} ; t = 12 \text{cm}$$

$$\alpha_n = 1 - 12 \left(\frac{9^2}{6 \times 15 \times 50} \right) = 0,784$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{12}{2 \times 15} \right) \left(1 - \frac{12}{2 \times 50} \right) = 0,528$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,784 \times 0,528 = 0,414$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{od}$$

à gauche :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,635 \times 0,257 = 0,020$$

$$l_c \text{ calculée} = 88,70 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,020} \right) = 73,18 \text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 73,18\text{cm} = 0,73\text{m} \geq \max(0,15 \times 2,4 = 0,36\text{m} ; 1,5 \times 0,20 = 0,30\text{cm}) = 0,36\text{m} \dots \text{CV}$$

à droit :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 0,414 \times 0,359 = 0,018$$

$$l_c \text{ calculée} = 107,52 \times (1 - \frac{0,0035}{0,018}) = 86,61\text{cm}$$

$$l_c \text{ calculée} = 86,61\text{cm} = 0,78\text{m} \geq \max(0,15 \times 2,4 = 0,36\text{m} ; 1,5 \times 0,20 = 0,30\text{cm}) = 0,36\text{m} \dots \text{CV}$$

$$\alpha \omega_{od} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 0,0024$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 ; T_0 = 1,311 ; T_2 = 0,60$$

$$M_{ED} = 3579,66\text{KN.m} ; M_{RD} = 3991\text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{4636,09}{5190} \right) - 1 = 5,431$$

$$\omega_{od} \geq \frac{30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

à gauche :

$$0,257 \geq \frac{30 \times 5,431 \times (0,170 + 0,166) \times 0,0024 \times \frac{550}{500} - 0,035}{0,635} = 0,172$$

$$\text{à droit : } 0,359 \geq \frac{30 \times 5,431 \times (0,170 + 0,166) \times 0,0024 \times \frac{200}{150} - 0,035}{0,414} = 0,338$$

ANNEXE C

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

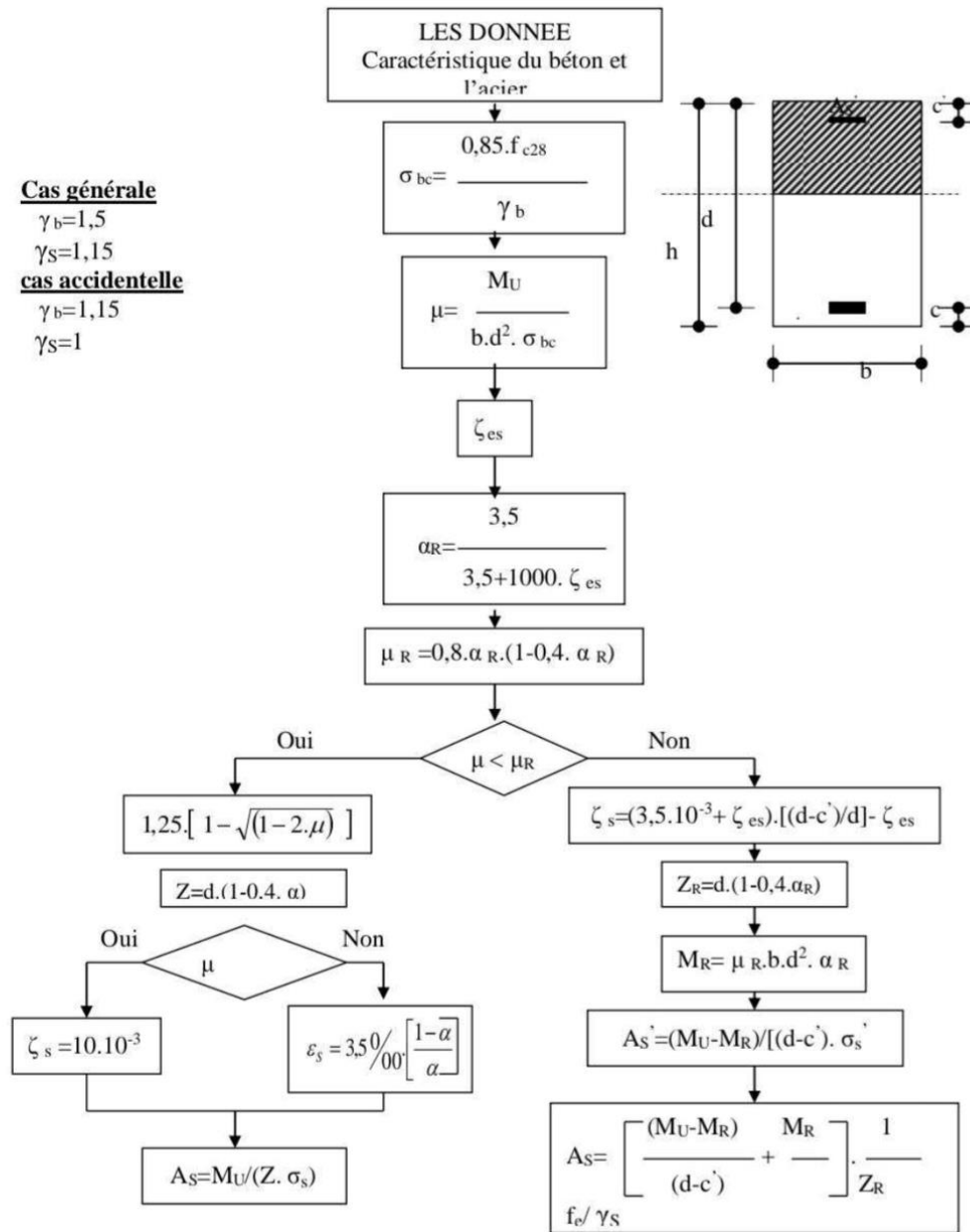
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

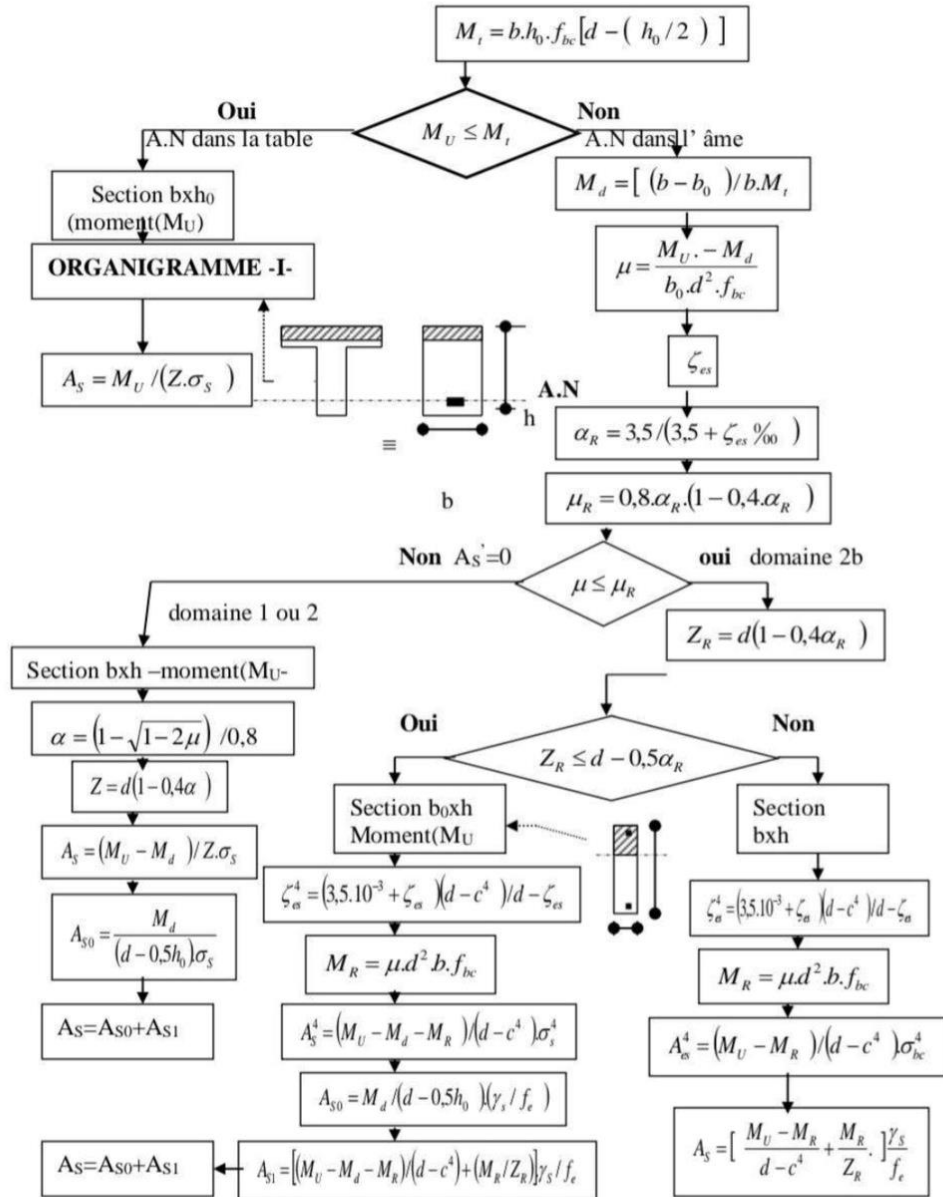
Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

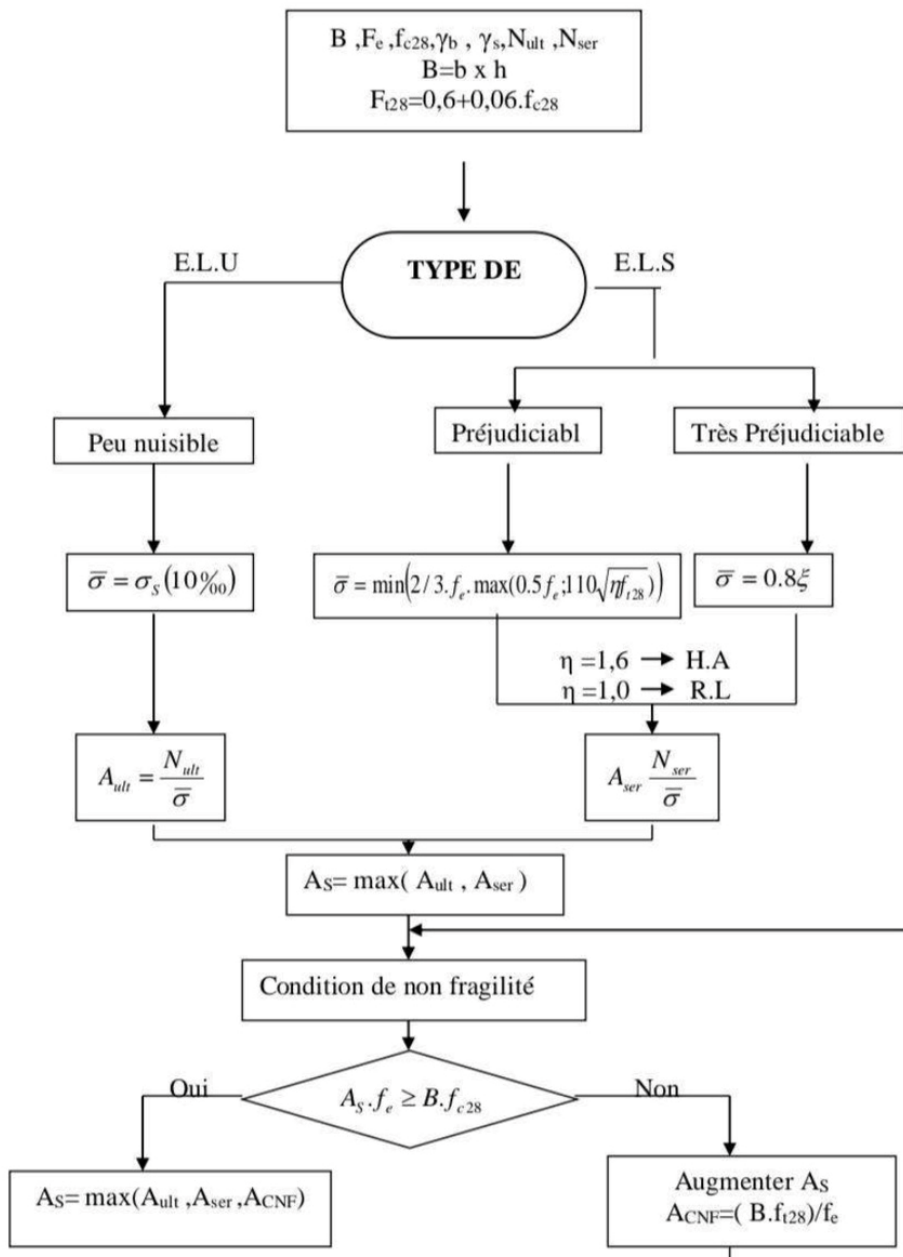
$$\gamma_s = 1$$



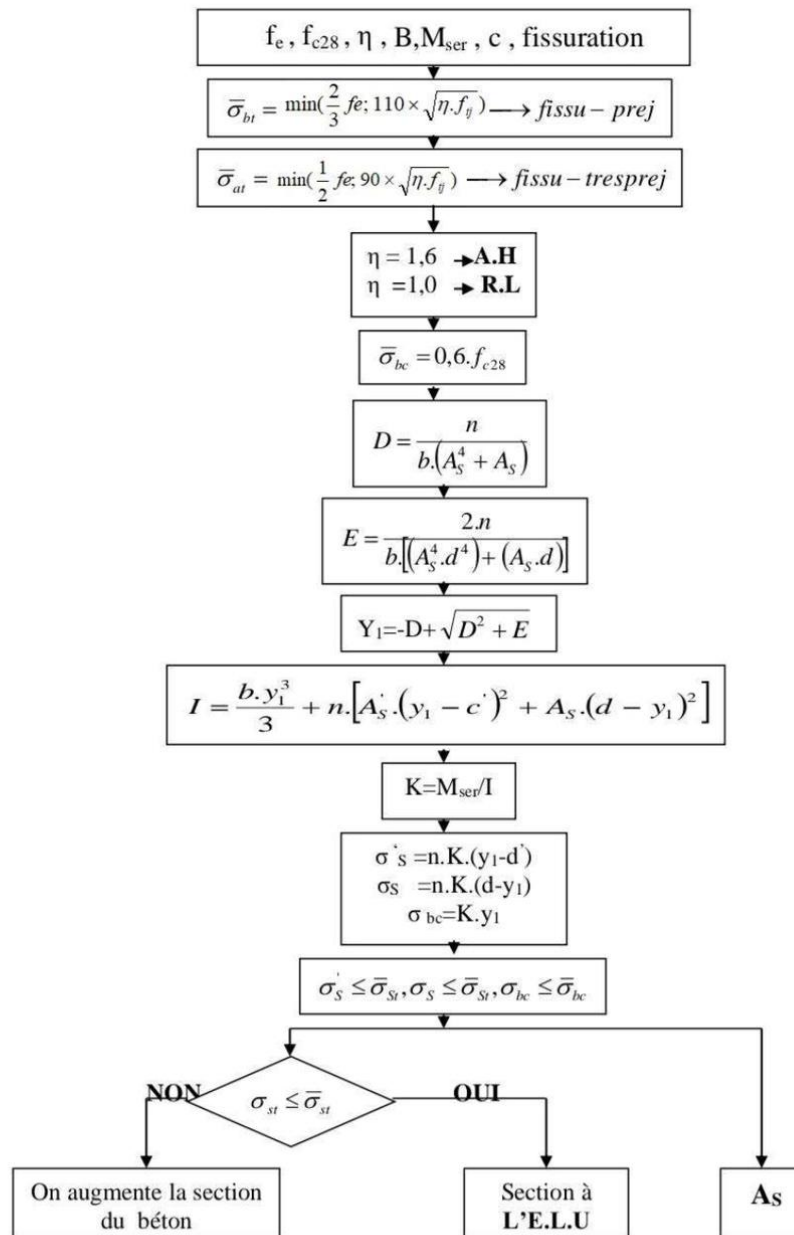
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



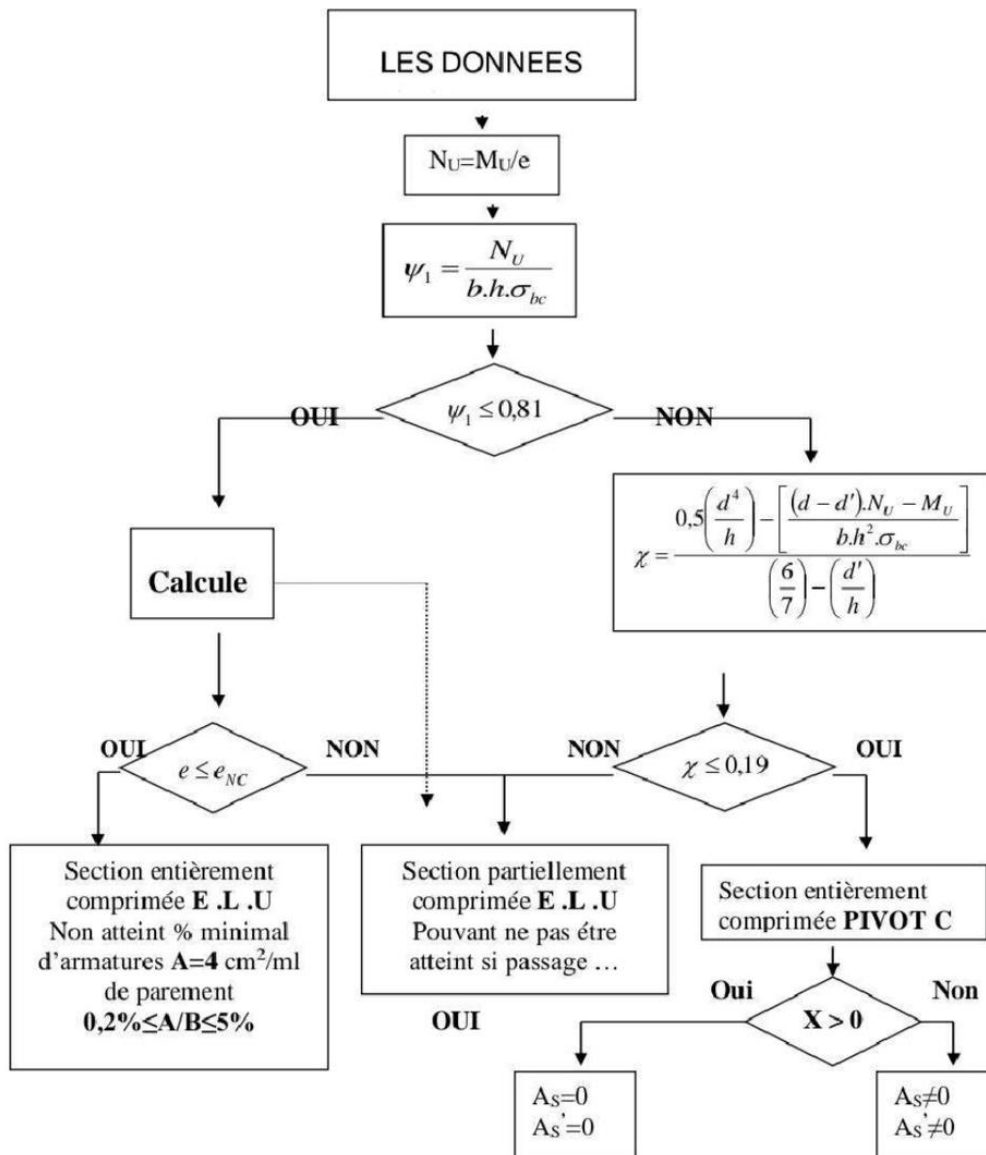
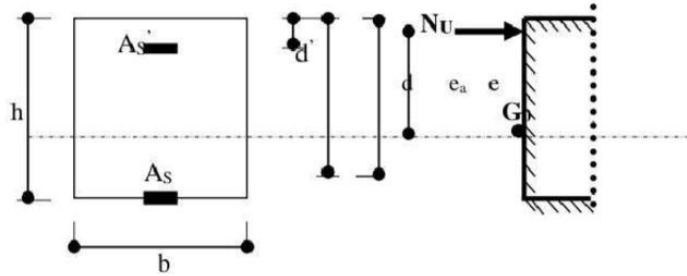
ORGANIGRAMME -III-
TRACTION SIMPLE



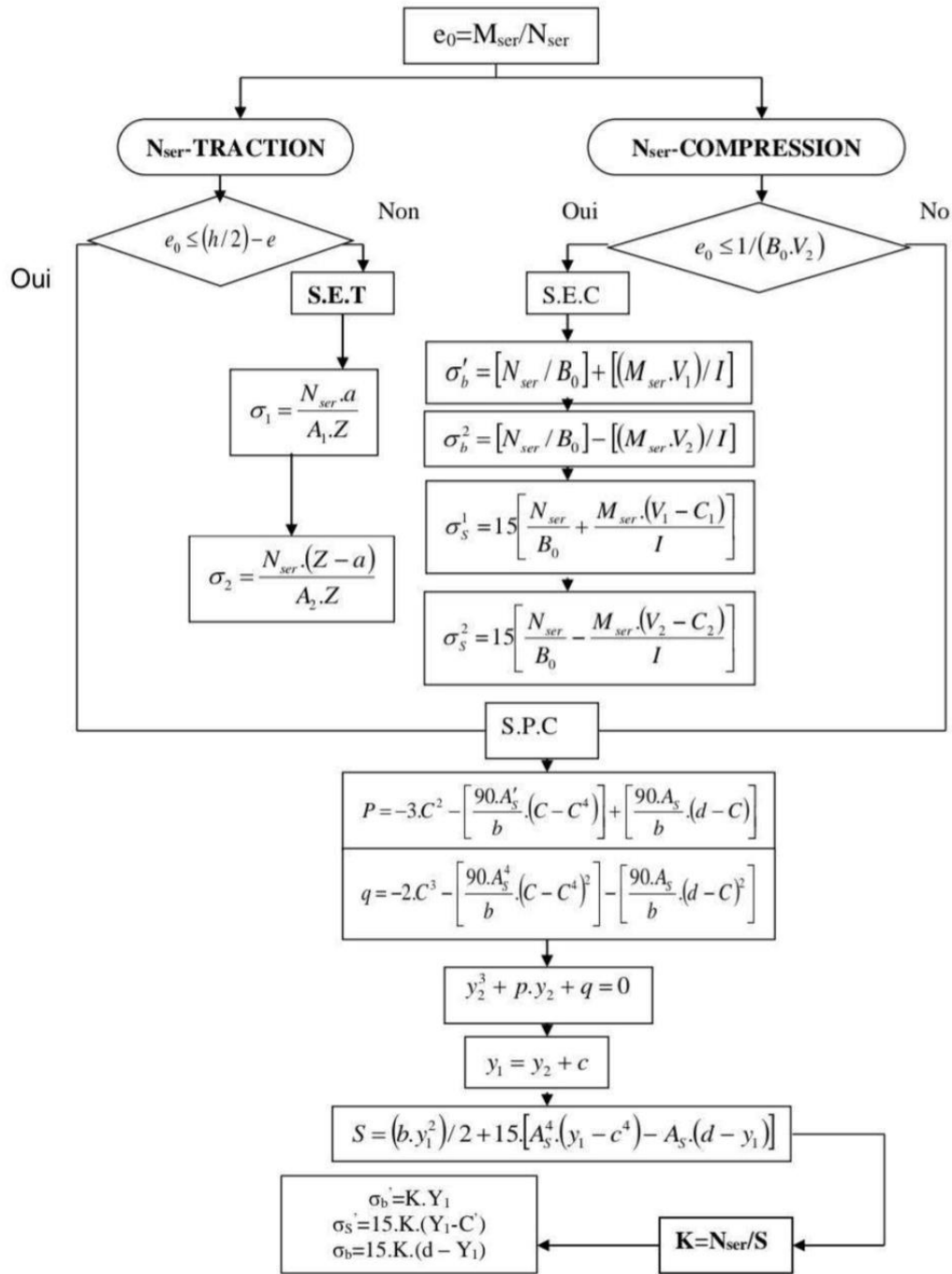
ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre $\varnothing$ en mm

$\varnothing$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.