

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique

Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie

Spécialité : Génie civil

Option : structure

Mémoire du Projet de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de *Master*

Thème

**Etude de la Stabilité d'une Structure d'un bâtiment à
usage d'habitation**

« RDC+09 étages » en Béton Armé

Présenté par :

-HENNICHE Inès

-GRINE Mounya

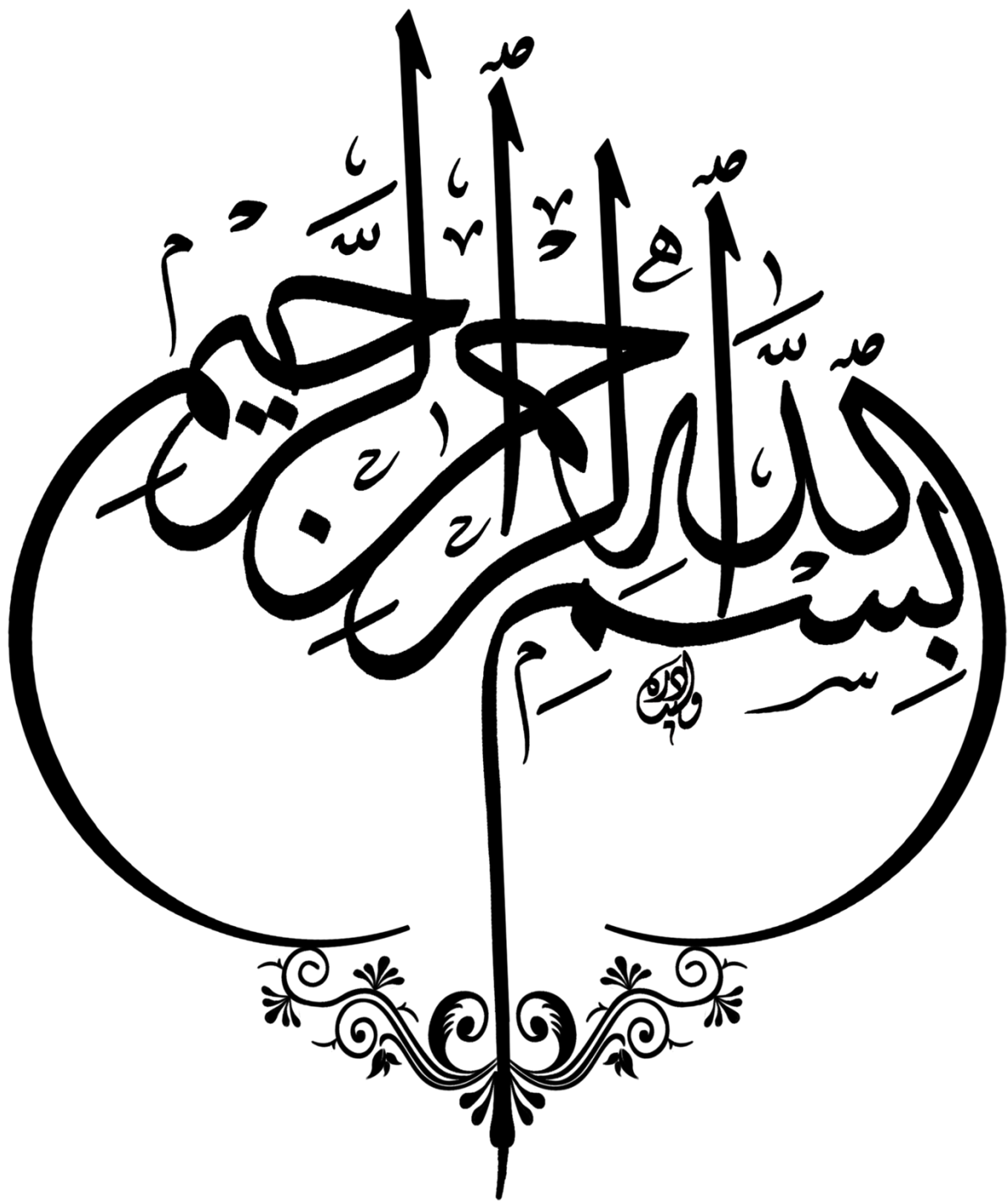
Encadreur :

Mr. MERABTI Salem

Examineur : Mr. MEZIDI Omar

Président : M^{me}. KHEBZI Wiam

Année universitaire : 2019/2020



REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, ALLAH le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : MERABTI Salem. de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr. TOUHARI Mahfoud de nous avoir aidés à réaliser ce travail

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin

INES, MOUNYA



Je dédie ce modeste travail

- *A mes très chers parents qui ont beaucoup souffert pour nous lever et qui m'ont soutenu moralement*
- *A mon frère Mohamed et ma sœur Amina.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A mon mari Hamza.*
- *A tous mes amis (es).*
- *A La promotion 2020.*
- *A Toute mes Enseignants de Génie Civil.*

En fin, je remercie mon amie Inès qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.



GRINE MOUNYA



➤ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

➤ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*

- *A ma sœur ASMA, mon frère HCIN.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis (es)*
- *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*
- *A Toute mes Enseignants de Génie Civil.*
- *A Toute la promotion 2020.*

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.



HENNICHE INES

ملخص

يتعلق هذا الملخص بدراسة مبنى غير منتظم على شكل حرف L في مخطط (RDC + 9) والذي يقع في بلدية المدينة المصنفة في المنطقة IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 ، الإصدار 2003). قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم وفقاً لـ BAEL91 المعدل 99 و RPA99 الإصدار 2003. تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل تلقائياً بواسطة برنامج الحساب ETABS 9-7-0. تم تصميم طوابق المبنى بواسطة أغشية . كان تقوية الهيكل عن طريق إضافة الجدران الداعمة ضرورياً نظراً لأن التثرد الجانبي بين الطوابق للهيكل ذي الأبعاد المسبقة يتجاوز القيم المسموح بها. أخيراً ، تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة والعارضات) بواسطة برنامج التعزيز SOCOTEC ، بينما تم تقوية الجدران الخرسانية والعناصر الثانوية يدوياً.

الكلمات المفتاحية : الحساب ، تعزيز ، خرسانية.

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière L en plan (RDC+9) et qui est implantée dans la commune de MEDEA classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le pré-dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99 et RPA99 version2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée automatiquement par le logiciel de calcul ETABS 9-7-0. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes. Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré-dimensionnée dépassent les valeurs admissibles. Enfin, le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

Les mots clés : Calcul, Ferrailage, Béton.

ABSTRACT

This brief concerns the study of an irregular L-shaped building in plan (RDC + 9) and which is located in the municipality of MEDEA classified in zone IIa according to the Algerian earthquake regulations (RPA 99 version 2003). The pre-sizing of the load-bearing elements of the structure was made in accordance with BAEL91 Modified 99 and RPA99 version2003. The seismic analysis of the structure was carried out manually and automatically by the calculation software ETABS 9-7-0. The floors of the building were modeled by diaphragms . The reinforcement of the structure by the addition of bracing walls, was necessary since the lateral inter-storey displacements of the pre-dimensioned structure exceed the admissible values.

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

Key words: Calculation, Reinforcement, Concert.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	1
I.2. Description de l'ouvrage :	1
I.3. Caractéristiques géométriques :	1
I.4. Conception de la structure :	1
I.5. Caractéristiques des matériaux :	4
I.6. Les actions et sollicitations :	11
I.7. Hypothèse de calcul :	12

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	13
II.2. pré dimensionnement des plancher	13
II.3. pré-dimensionnements des poutres	19
II.4. Pré-dimensionnement des poteaux	21
II.5. Pré-dimensionnement des voiles	36

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction.....	37
III.2. Acrotère	37
III.3. Les Planchers	45
III.4. Les Balcons	69
III.5. Les escaliers	74
III.6. L'ascenseur	103

Chapitre IV

Etude dynamique en Zone sismique

IV.1. Introduction.....	109
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	109
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	109
IV.4. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) ...	110
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique :.....	118
IV.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique :.....	127
IV.7. Conclusion	128

Chapitre V

Ferraillage des éléments structurants

V.1. Introduction	129
V.2. Hypothèses.....	129
V.3. Section minimales et maximales	129
V.4. Diamètre des barres	130
V.5. Ferraillage des poteaux	130
V.6. Ferraillage des poutres	142

V.7. Ferrailage des voiles	155
V.8. Conclusion	170

Chapitre VI
Étude des fondations

VI.1. Introduction.....	170
VI.2. Différents types des fondations	170
VI.3. Choix du type des fondations	170
VI.4. Semelles isolées	171
VI.5. Semelles filantes	173
VI.6. Radier générale	175
VI.7. Etude du voile périphérique.....	188

Conclusion
Bibliographie
Annexe

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers. 9

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Charges permanents du plancher terrasse..... 15

Tableau II.2. Charges permanentes du Plancher courant..... 15

Tableau II.3. Charges permanentes du mur extérieur..... 16

Tableau II.4. Charges permanentes du mur intérieur..... 17

Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon..... 17

Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes de palier..... 18

Tableau II.7. Charge du Volée 18

Tableau II.8. Les charges d'exploitations 19

Tableau II.9. Surface des poteaux sollicités..... 22

Tableau II.10. Dégression des surcharges..... 28

Tableau II.11. Dégression des charges d'exploitation pour le poteau central..... 29

Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux..... 29

Tableau II.13. Vérification de la section du poteau à l'E.L.S..... 32

Tableau II.14. Vérification à l'état limite de stabilité de forme..... 34

Tableau II.15. Section des poteaux..... 36

Tableau II.16. Pré dimensionnements des voiles 37

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1. Charge et surcharge des planchers 46

Tableau III.2. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons
d'actions 50

Tableau III.3. Les différents types de poutrelles 51

Tableau III.4. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU..... 52

Tableau III.5. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS 53

Tableau III.6. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU..... 54

Tableau III.7. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS 55

Tableau III.8. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU..... 56

Tableau III.9. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS 57

Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles	57
Tableau III.11. Les résultats sont récapitulés	65
Tableau III.12. Coefficient m.	70
Tableau III.13. Charge permanent et charge d'exploitation du balcon	70
Tableau III.14. Charge concentrique du garde-corps	70
Tableau III.15. Dimensions d'escalier de RDC.....	77
Tableau III.16. Combinaisons des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS	78
Tableau III.17. Dimensions d'escalier d'étage courants	83
Tableau III.18. Combinaisons des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS	84
Tableau III.19. Ferrailage d'escalier de RDC.....	88
Tableau III.20. Ferrailage d'escalier d'étages courants.....	922
Tableau III.21. Les sollicitations.	98
Tableau III.22. Ferrailage de la poutre palière.	98
Tableau III.23. Calcul des sollicitations.	106
Tableau III.24. Ferrailage de la dalle en travée dans les deux sens.	107
Tableau III.25. Ferrailage de la dalle en appui.	107
Tableau III.26. Vérification des contraintes.	108

Chapitre IV

Etude dynamique en Zone sismique

Tableau IV.1. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.	113
Tableau IV.2. Paramètres sismiques.	116
Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	118
Tableau IV.4. Vérification des périodes fondamentale	119
Tableau IV.5. Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	121
Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter-étages sens Y	121
Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final	123
Tableau IV.8. Vérification des périodes fondamentale.....	123
Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	125
Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter-étages sens Y	125
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- Δ sens EX	127
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P- Δ sens EY	127
Tableau IV.13. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	128

Chapitre V

Ferraillage des éléments structurants

Tableau V.1. Sections minimales et maximales	130
Tableau V.2. Caractéristiques du béton et de l'acier	130
Tableau V.3. Ferraillages des poteaux (N_{max}, M_{corr}).....	132
Tableau V.4. Ferraillages des poteaux (M_{max}, N_{corr}) :.....	133
Tableau V.5. Ferraillages des poteaux (N_{max}, M_{corr}).....	133
Tableau V.6. Ferraillages des poteaux (M_{max}, N_{corr}) :.....	133
Tableau V.7. Ferraillages des poteaux situation durable (N_{max}, M_{corr}).....	134
Tableau V.8. Ferraillages des poteaux situation durable (M_{max}, N_{corr}).....	134
Tableau V.9. Choix des armatures des poteaux	134
Tableau V.10. Vérifications des contraintes pour les poteaux(N_{max}, M_{corr}).....	135
Tableau V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux(M_{max}, N_{corr}).....	136
Tableau V.12. Vérification de sollicitation normale.	136
Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	137
Tableau V.14. Espacements maximaux selon RPA99	139
Tableau V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	140
Tableau V.16. Ferraillage des poutres porteuses situation durable	143
Tableau V.17. Ferraillage des poutres porteuses situation accidentelle	144
Tableau V.18. Ferraillage des poutres secondaires situation durable	144
Tableau V.19. Ferraillage des poutres secondaires situation accidentelle	145
Tableau V.20. Choix des armatures pour les poutres principales	145
Tableau V.21. Choix des armatures pour les poutres secondaires	146
Tableau V.22. Vérification de la condition de non fragilité.....	146
Tableau V.23. Vérification des poutres principales	147
Tableau V.24. Vérification des poutres secondaires.	147
Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.	148
Tableau V.26. Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire.	148
Tableau V.27. Calcul des armatures transversales	149
Tableau V.28. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	151
Tableau V.29. Vérification de la flèche Récapitulatif.....	152
Tableau V.30. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.....	163
Tableau V.31. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.....	164
Tableau V.32. Calcul des contraintes x-x.....	165

Tableau V.33. Calcul des contraintes y-y.....	166
Tableau V.34. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.....	167
Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.....	168
Tableau V.36. Choix d'armature des voiles	168

Chapitre VI

Étude des fondations

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées	172
Tableau VI.2. Sections des semelles filantes	174
Tableau VI.3. Calcul des moments.	182
Tableau VI.4. Ferrailage du radier à l'ELU.	182
Tableau VI.5. Vérification des contraintes.	182
Tableau VI.6. Redimensionnement des armatures.....	183
Tableau VI.7. Vérification des contraintes.	183
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures (sens non porteur).	184
Tableau VI.9. Ferrailage des nervures (sens porteur).	184
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.	184
Tableau VI.11. Vérification des contraintes du béton et l'acier	188

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Figure I.1. plancher à corps creux.	2
Figure I.2. Brique creuse.	3
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.	8
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.	8
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU.	9

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1. Plancher à corps creux.	13
Figure II.2. Coupe de plancher au corps creux.	14
Figure II.3. Plancher terrasse (corps creux).	15
Figure II.4. Plancher étage courant (corps creux).	15
Figure II.5. Détail mur extérieur.	16
Figure II.6. Détail mur intérieur.	16
Figure II.7. Les type des poteaux	22
Figure II.8. La surface du plancher revenant au poteau (Poteau central)	23
Figure II.9. Poteau le plus sollicité.	23
Figure II.10. Coupe de voile en élévation.	37
Figure II.11. Coupe de voile en plan.	37

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

Figure III.1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique	37
Figure III.2. Section de l'acrotère	38
Figure III.3. Ferrailages de l'acrotère	44
Figure III.4. Dimensionnement des poutrelles.	45
Figure III.5. Les dimensions des poutrelles	46
Figure III.6. Schéma d'une poutre continue.	47
Figure III.7. Moments d'une poutre à (2) travée	48
Figure III.8. Moments d'une poutre à plus de (2) travées	48
Figure III.9. Effort tranchant d'une poutre à (2) travées.	48
Figure III.10. Effort tranchant d'une poutre à plus de (2) travées	49
Figure III.11. Les longueurs effectives.	49

Figure III.12. Poutrelle à six travées	51
Figure III.13. Diagramme de moment (E.L.U)	52
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U)	53
Figure III.15. Diagramme de moment (E.L.S).....	53
Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S)	54
Figure III.17. Poutrelles à trois travées	54
Figure III.18. Diagramme de moment (E.L.U)	54
Figure III.19. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U)	55
Figure III.20. Diagramme de moment (E.L.S).....	55
Figure III.21. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S)	55
Figure III.22. Poutrelles à deux travées	56
Figure III.23. Diagramme de moment (E.L.U)	56
Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U)	56
Figure III.25. Diagramme de moment (E.L.S).....	57
Figure III.26. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S)	57
Figure III.27. Coupe de section rectangulaire et section en T	58
Figure III.28. Schéma de ferrailage des poutrelles	67
Figure III.29. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	68
Figure III.30. Schéma du balcon à étudier.	69
Figure III.31. Schéma statique du chargement du balcon à l'E.L.U.....	71
Figure III.32. Ferrailage des balcons.	74
Figure III.33. Schéma d'escalier	75
Figure III.34. Dimensions d'escalier à trois volets.	75
Figure III.35. Schéma statique des escaliers	76
Figure III.36. Schéma statique (ELU).....	78
Figure III.37. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U	79
Figure III.38. Schéma statique (ELS).	80
Figure III.39. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S	81
Figure III.40. Dimension des escaliers	82
Figure III.41. Schéma statique des escaliers	82
Figure III.42. Schéma statique (ELU).....	84
Figure III.43. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U	85
Figure III.44. Schéma statique (ELS).	86
Figure III.45. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S	87

Figure III.46. Schéma de ferrailage d'escalier de RDC	92
Figure III.47. Schéma de ferrailage d'escalier d'étages courants	96
Figure III.48. Poutre brisée double Palières	96
Figure III.49. Schéma de ferrailage de l'escalier	103
Figure III.50. Coupe transversale d'ascenseur	104
Figure III.51. Panneau de la dalle machine	105
Figure III.52. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	109

Chapitre IV

Etude dynamique en Zone sismique

Figure VI.1. Spectre de réponse	113
Figure VI.2. Modèle initiale 3D (sans voile).....	118
Figure VI.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial.	119
Figure VI.4. Model finale	122
Figure VI.5. Vue 3D un seul étage.	122
Figure VI.6. Comportement des trois premiers modes du modèle final	124
Figure VI.7. Notion des effets du second ordre.	126

Chapitre V

Ferrailage des éléments structurants

Figure V.1. Ferrailage des poteaux (50×50) cm ²	141
Figure V.2. Ferrailage des poteaux (45×45) cm ²	141
Figure V.3. Ferrailage des poteaux (40x40) cm ²	142
Figure V.4. Ferrailage des poteaux (35x35) cm ²	142
Figure V.5. Arrêt des barres	150
Figure V.6. Ferrailage des Poutres porteuses de RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	152
Figure V.7. Ferrailage des Poutres porteuses de 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	153
Figure V.8. Ferrailage des Poutres porteuses de 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	153
Figure V.9. Ferrailage des Poutres non porteuses de RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	154
Figure V.10. Ferrailage des Poutres non porteuses de 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	154
Figure V.11. Ferrailage des Poutres non porteuses de 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages.	154
Figure V.12. 1 ^{er} cas (σ_1, σ_2) > 0.....	156
Figure V.13. 2 ^{eme} cas (σ_1, σ_2) < 0	157
Figure V.14. 3 ^{eme} cas (σ_1, σ_2) < 0	157
Figure V.15. Dispositif des voiles a étudiés	158
Figure V.16. Vue en plan du voile plein en L VX3	158

Figure V.17. Schémas de ferrailage du voile en L VX3	160
Figure V.18. Vue en plan du voile plein en U.	161
Figure V.19. Schémas de ferrailage du voile en U	163

Chapitre VI

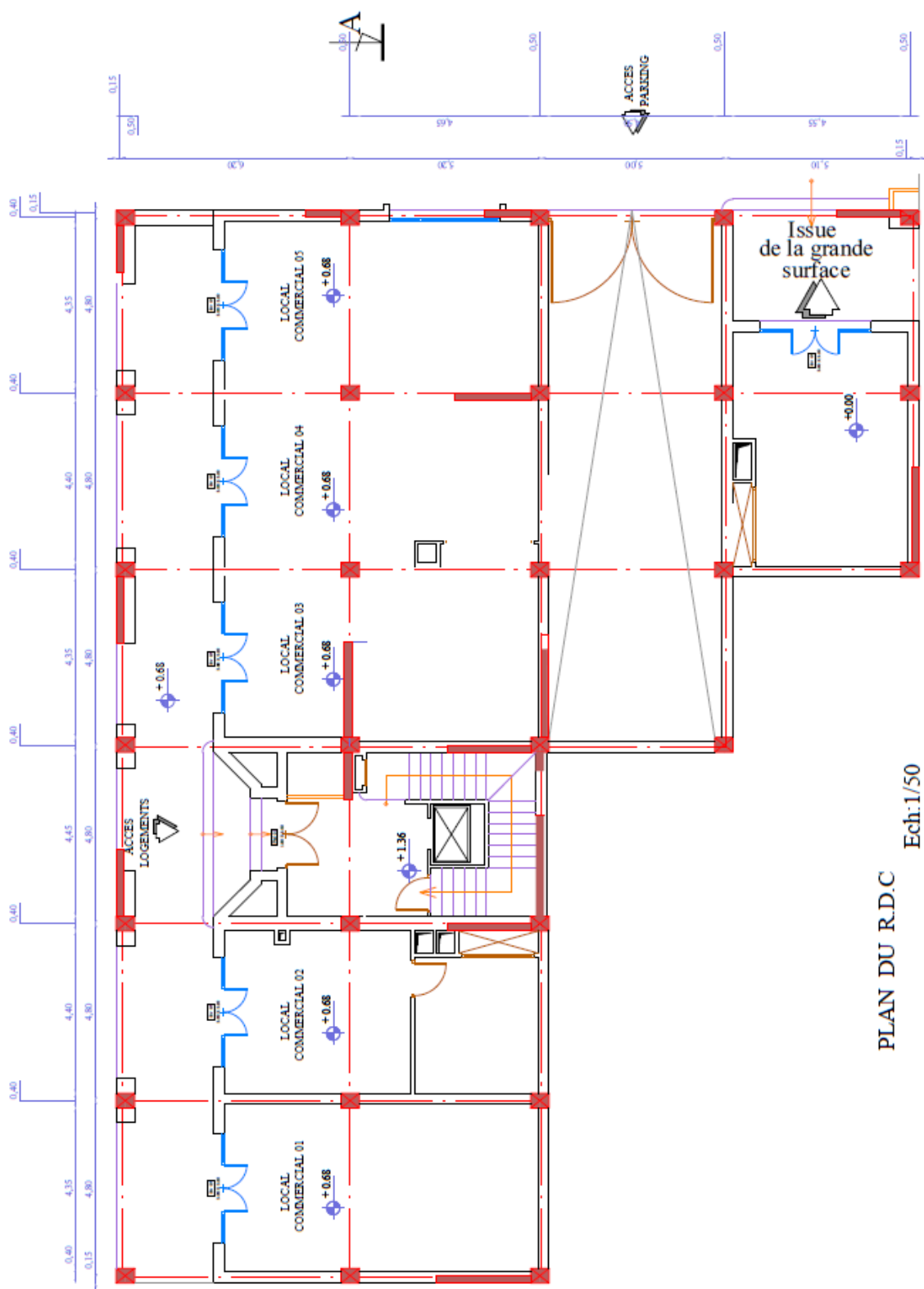
Étude des fondations

Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.	171
Figure VI.2. Représente les semelles considérées.....	171
Figure VI.3. Semelle filante.	173
Figure VI.4. Modélisation du radier	177
Figure VI.5. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	178
Figure VI.6. Caractéristiques géométriques du radier.....	180
Figure VI.7. Ferrailage des nervures du sens non porteur	186
Figure VI.8. Ferrailage des nervures du sens porteur	186
Figure VI.9. Ferrailage du radier.....	186
Figure VI.10. Diagramme des moments.	187
Figure VI .11. Ferrailage du voile périphérique	188

Liste des symboles

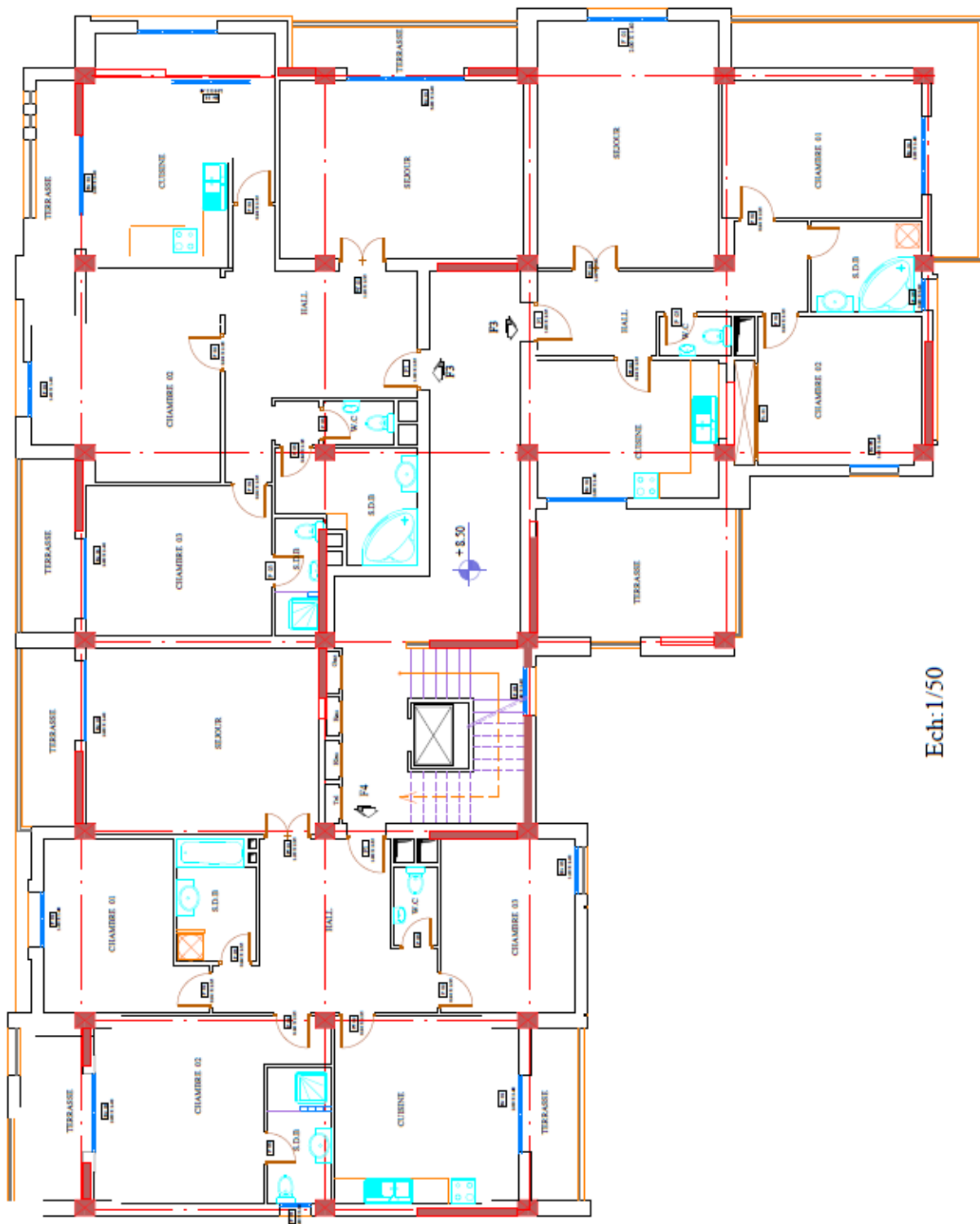
- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite 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 à 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.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène



PLAN DU R.D.C

Ech:1/50



Etage courant

Ech: 1/50



Coup A-A



Façade nord

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation 1, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS
- ✓ Le cinquième chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- ✓ le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulière (R+9) à usage (habitation et commercial).

Le bâtiment est composé de :

- Un Rez de chaussée à usage commercial.
- Le reste des étages sont à usage d'habitation (chaque étage contient 3 logements de type F3 et F4).
- La terrasse est inaccessible

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) [1] la commune de Ksar el Boukhari willaya de Médea est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le «groupe 2», car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.Description de l'ouvrage

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment.

I.3.Caractéristiques géométriques

I.3.1 Dimension

a) Dimension en élévation

✚ Hauteur de RDC	04, 39 m.
✚ Hauteur d'étage courant.....	03,03 m.
✚ Hauteur totale du bâtiment	31,65 m.
✚ Hauteur d'Acrotère	0.60m.

b) Dimension en plan

✚ La Longueur totale suivant (x-x) :.....	29,10 m.
✚ La Largeur totale suivant (y-y) :.....	21,80 m.

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton arme et de voile de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de voile pour la cage d'escaliers.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4.2.Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ❖ Plancher en corps creux pour tous les étages.
- ❖ Plancher en dalle pleine pour les balcons.

a) Planchers en corps creux

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

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

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



Figure I.1.plancher à corps creux.

b) Planchers en dalle pleine

Pour les balcons, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3.Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses

I.4.4. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

I.4.5. Les voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.4.6. Escaliers

L'escalier est composé de trois volées et deux paliers de repos.

I.4.7. Les Balcons

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.8. L'acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.4.9. Terrasse

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

I.4.10. Maçonnerie:

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs (**Figure I .2**).



Figure I.2. Brique creuse.

✚ Murs extérieurs : à double cloison

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

✚ Murs intérieurs ;

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

I.4.11. Revêtement

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

I.5. Caractéristiques des matériaux

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

I.5.1.1. Les constituants du béton

➤ Le ciment:

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats:

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ Les adjuvants:

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

a) Avantages de béton

✓ **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

✓ **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

✓ **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

✓ **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b) Composition et dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton est varié en fonction des dimensions maximales des granulats, de la résistance souhaitée, et même de la consistance du béton frais désirée.

- **Ciment** : 350 kg C.P.J42.5 (07 sacs dans un m³).
- **Sable** : 400 L (de diamètre 0.08mm/5mm).
- **Granulats** : 800 L (de diamètre 5 mm / 25 mm).
- **L'eau** : 180 Litre.

c) Résistance du béton

c.1 Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette résistance est mesurée par la compression axiale d'une éprouvette cylindrique normalisée de diamètre de 16 cm et de 32 cm d'hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1) \dots \dots \dots [2]$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

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

c.2 Résistance à la traction

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de $f_{c_j} < 40$ Mpa à l'âge (j) jours par:

Pour notre étude $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{t28} = 2,1$ MPA.

d) Module de Déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale est assez vague à cause du fluage, en effet la déformation totale (fluage compris) est trois fois plus grande que la déformation instantanée.

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte-déformation ($\sigma - \xi$) d'un test de compression axiale d'une éprouvette.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c_j} \dots\dots [2]$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25$ MPA donc $f_{t28} = 2,1$ MPA.

d) Module de Déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale est assez vague à cause du fluage, en effet la déformation totale (fluage compris) est trois fois plus grande que la déformation instantanée.

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte-déformation ($\sigma - \xi$) d'un test de compression axiale d'une éprouvette.

La notion de coefficient d'élasticité d'après sa définition : f_{c_j}

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}} = \frac{f_{c_j}}{\Delta l / l}$$

Cela conduit à considérer deux modules élastiques :

d.1 Module d'élasticité instantanée « E_{ij} »

Il est mesuré à partir des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures .

$$E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3} \dots\dots\dots [2]$$

(F_{c_j} , E_{ij} , enMPa)

d.2 Module d'élasticité différée « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la considération dans les calculs des déformations l'effet du retrait et du fluage.

$$E_{vj} = 3700(f_{c_j})^{1/3} \dots\dots\dots [2]$$

Pour notre cas: $f_{c_j} = f_{c28} = 25$ MPA $E_{ij} = 32164,20$ MPA

$$E_{vj} = 0818,86$$
MPA

e) Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. Sa valeur varie de 0,15 à 0,30 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L} \dots\dots\dots [2]$$

On le prend en général égal :

$\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations (E.L.S).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

f) Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

g) Contraintes limites de calcul

On distingue deux sortes d'état limite :

1. Etat limite ultime (ELU)

L'état limite ultime (ELU) correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

2. Etats limite de service (ELS)

L'état limite de service (ELS) définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivants :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

g.1 Contraintes à l'état limites ultime (ELU)

La contrainte limite du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$.

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

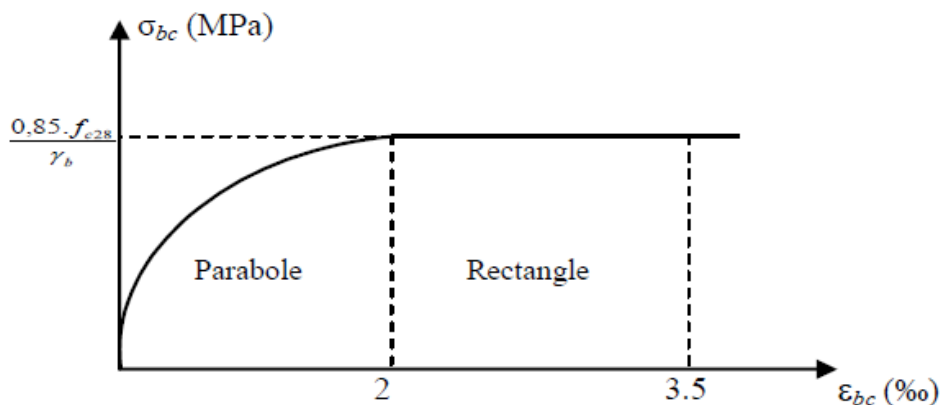


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

g.2 Contraintes à l'état limites de services (ELS)

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots\dots\dots [2]$$

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

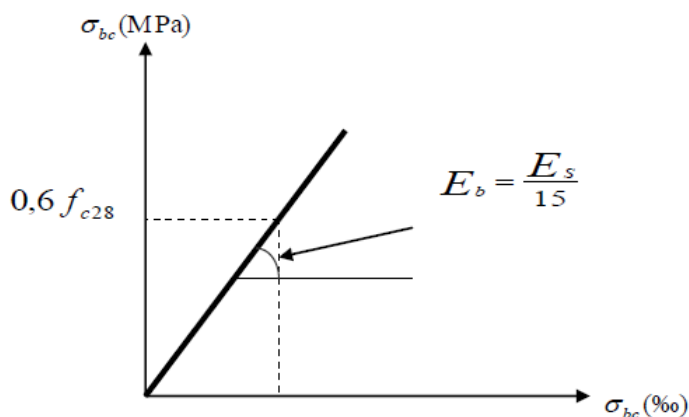


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I.5.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, nous utilisons généralement les types d'aciers suivants pour les travaux des bâtiments :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : $\Phi = 6 \text{ mm}$, TLE52.

a) Limite d'élasticité de l'acier

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e , cette valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380-390
	FeE24	235	25	410-490
Barre à haute adhérence	FeE40	400	14	490
Fils de treillis soudés	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

b) Module d'élasticité des aciers

Les expériences ont montrés que le module d'élasticité de l'acier est fixée quel que soit la nuance de l'acier, sera pris égal à :

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPA} \dots\dots [2]$$

c) Contrainte limite de l'acier

c.1 Contraintes à l'état Limite Ultime (ELU)

On adopte le diagramme (contraints-déformations) suivant :

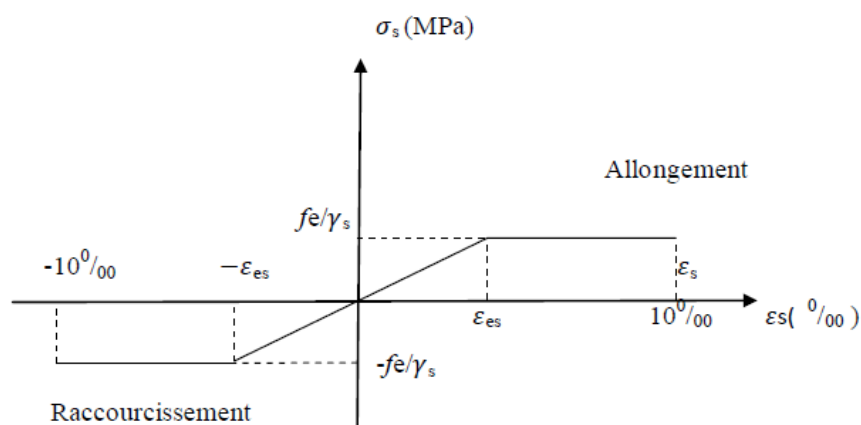


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles.} \end{cases}$$

c.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S) [2].

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \left[\min \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right]$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left[\min \frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right]$ (MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence

d) Coefficient d'équivalence

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

Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.6. Les actions et sollicitations

I.6.1. Les actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation
- Des charges climatiques. On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I.6.2. Les sollicitations

Ce sont des forces intérieures :

On suppose :

- a) Effort normal : **N**
- b) Effort tranchant : **T**
- c) Moment de flexion : **M**

- Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ✓ Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

I.7. Hypothèse de calcul

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

a. Etat limite ultime (E.L.U) :

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI)
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance

à La traction

- La raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

b. Etat limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Chapitre II
Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure (plancher, poutres, poteaux, voiles...).

En se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99** et **CBA93**.

II.2. pré dimensionnement des plancher

Les plancher déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (murs, poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des plancher dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. Dans notre projet nous allons utiliser plancher en corps creux.

a)Plancher à corps creux

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

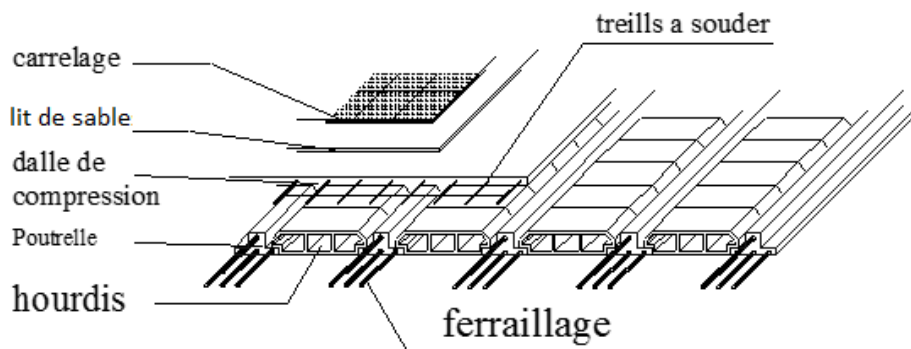


Figure II.1. Plancher à corps creux.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique

suivante :

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 440cm

$\frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \rightarrow 17,6\text{cm} \leq h_t \leq 22\text{cm}$ on choice : $h_t = 20\text{ cm}$

Résistance au feu :

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15\text{cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

- **Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)

Conclusion :

On adopte un plancher d'une épaisseur (20cm) :

- ✓ $d = 16\text{ cm}$ (hauteur du corps creux)
- ✓ $e = 04\text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

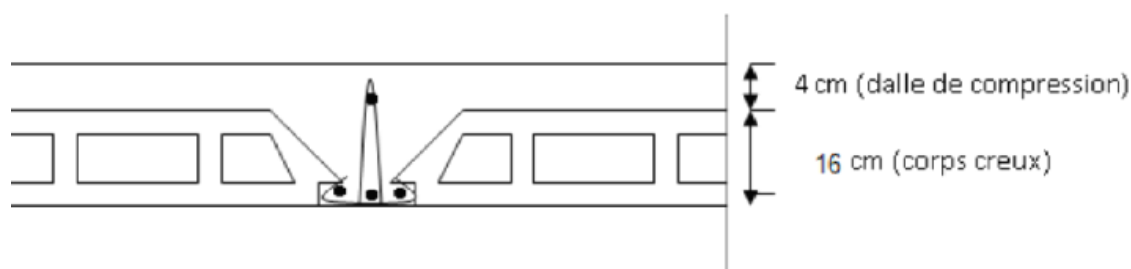


Figure II.2. Coupe de plancher au corps creux.

II.2.1. Evaluation des charges et des surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2 .2: Estimation des charges et des surcharges des planchers✚ **Charges permanentes**- **Les planchers en corps creux**• **Plancher terrasse**

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

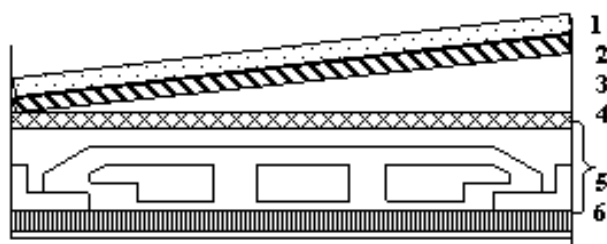


Figure II.3. Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II.1. Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Dalle en corps creux	0.16+0.04	13.6	2.72
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G	6.25 KN/m ²		

• **Plancher étage courant**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

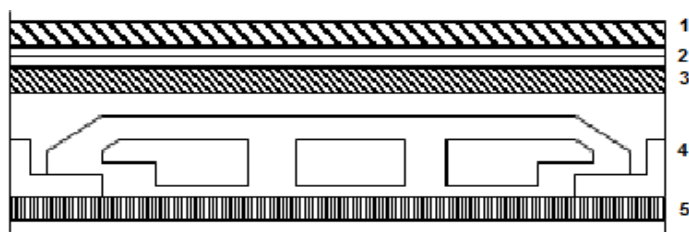


Figure II.4. Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2. Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloison	0.1	9	0.9
G	5.28 KN/m ²		

II.2.3. Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

a) Mur extérieur

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

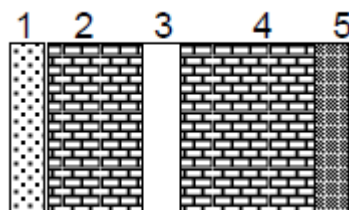


Figure II.5. Détail mur extérieur.

Tableau II.3. Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- Lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	14	2.10
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	3.64 KN/m ²		

b) Mur intérieur

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.

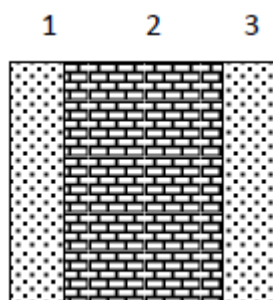


Figure II.6. Détail mur intérieur.

Tableau II.4. Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
2- Brique creuse	0.10	9	0.90
3- Enduit intérieur	0.02	12	0.24
G	1.38 KN/m ²		

Remarque

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.4. Balcons

Les balcons sont en dalle pleine.

➤ **Charge permanente**

Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.20	25	5
enduit ciment	0.02	20	0.40
G	6,78 KN/m ²		

II.2.5. l'escalier

a) Palier

➤ Charge permanente

Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier(e = 18cm)	25	1.00×0.15	4.50
Carrelage (e = 2cm)	22	0.02 ×1.00	0.44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0.02 ×1.00	0.40
Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	0.02 ×1.00	0.20
G	5.54 KN / ml		

b. Volée (paillasse)

Tableau II.7. Charge du Volée.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase (e =15cm)	25	1× 0.15/cos32.52°	5.15
Poids propre du contre marche (e =17cm)	22	1× 0.17 2	1.87
Carrelage horizontal (e = 2cm)	22	0.02 ×1	0.44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	0.02 ×1	0.40
Carrelage vertical (e = 2cm)	22	0.02 ×1	0.44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	0.02 ×1	0.40
Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	0.02 ×1	0.20
Poids du garde-corps	1	-	1.00
G	9,9 KN / ml		

II.2.6. Charge d'exploitation

Tableau II.8. Les charges d'exploitations

Élément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.0
Plancher courant	1.5
Plancher RDC (commerce)	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.3. pré-dimensionnements des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [2]

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

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On a deux types de poutres :

- Les poutres principales:

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* Elles relient les poteaux.

* Elles supportent la dalle

On a:

$$L=5,6 \text{ m} \Rightarrow \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37,33 \leq h \leq 56;$$

On prend : $h=45\text{cm}$.

$$\Rightarrow 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$\Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 ;$$

On prend : $b=30\text{cm}$.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$\Rightarrow b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ (Vérifiée).

$\Rightarrow h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ (Vérifiée).

$\Rightarrow \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5\text{cm} < 4$ (Vérifiée).

On choisit $(30 \times 45)\text{ cm}^2$.

➤ Les poutres secondaires:

D'après les règles de **B.A.E.L 91** :

On a:

$L = 4.40\text{m} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$;

On prend : $h = 40\text{ cm}$.

$\Rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$\Rightarrow 12.00 \leq b \leq 28.00$;

On prend : $b=30\text{cm}$.

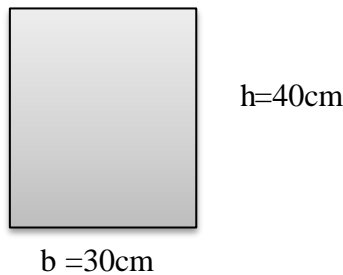
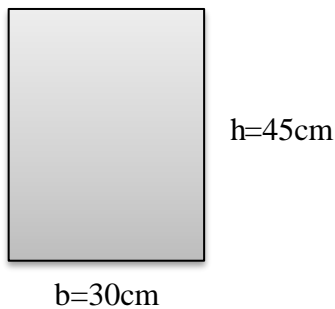
Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003 [4].

$\Rightarrow b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$(Vérifiée).

$\Rightarrow h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$(Vérifiée).

$\Rightarrow \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33\text{cm} < 4$ (Vérifiée).

On choisit $(30 \times 40)\text{ cm}^2$



Conclusion :

- Poutre principales : $(b \times h) = (30 \times 45)\text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux

Les étapes de pré dimensionnement

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central .

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charge d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ❖ Calcul de la surface de chaque type des poteaux.
- ❖ Détermination des charges et surcharges de poteau plus sollicité (poteau central).
- ❖ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.
- ❖ Vérification de la section a l'ELS.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (Article : 7.4.1)

En **zone IIa** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (h ,b) > 25\text{cm}$
- $\text{Min} (h ,b) > \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Avec :

(h , b) : dimension de la section.

he : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés (h=b)

✓ Les charges permanentes

On fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 15% la charge permanente.

✓ Les charges d'exploitation

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Donnée par « BAEI 91 modifié 99 »

Avec

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Les types des poteaux

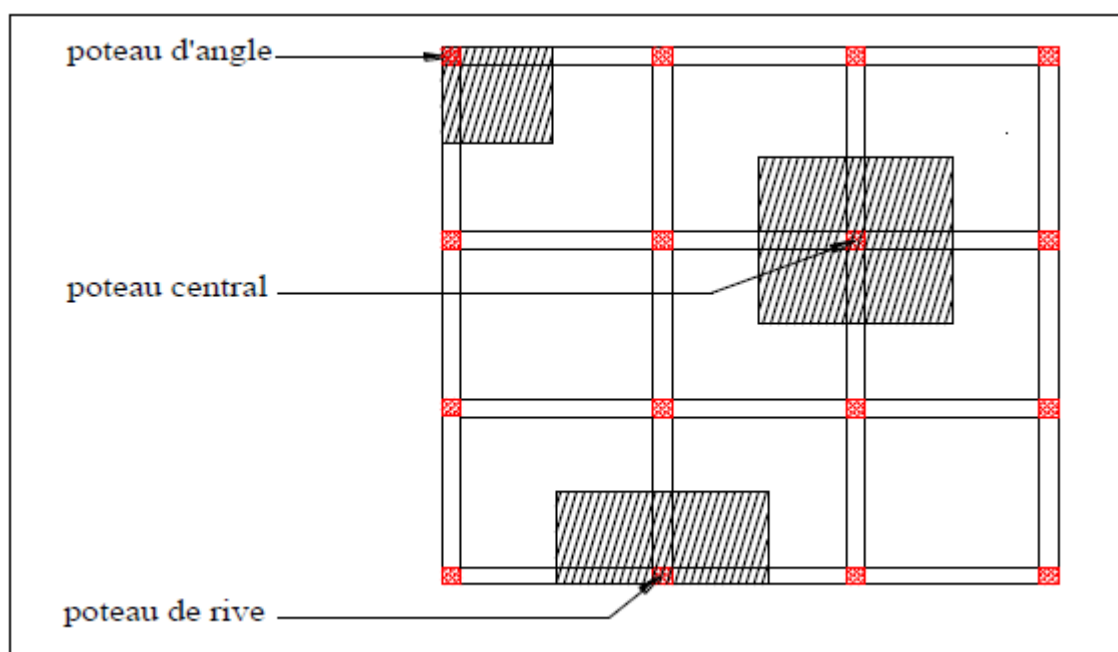


Figure II.7. Les types des poteaux.

Tableau II.9. Surface des poteaux sollicités.

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
22,55	12,32	6,16

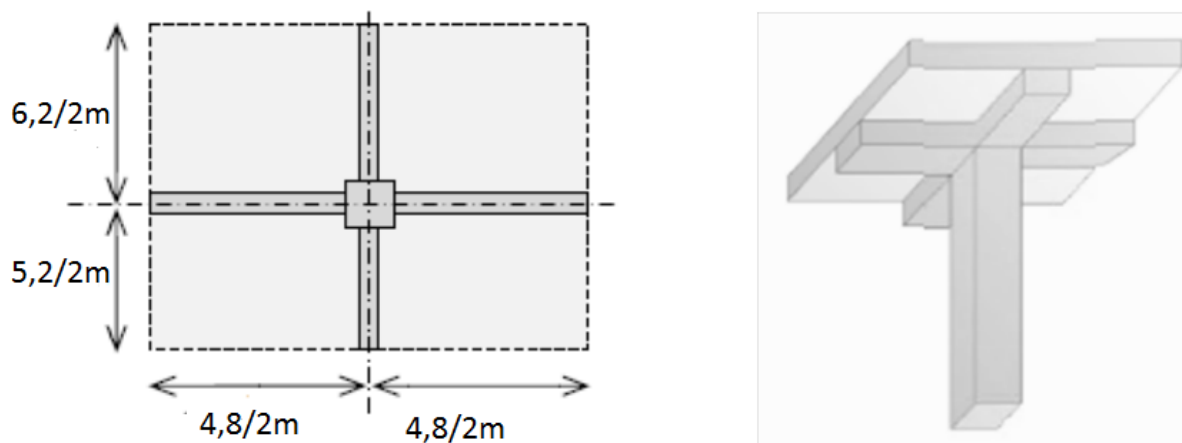


Figure II.8. La surface du plancher revenant au poteau (Poteau central).

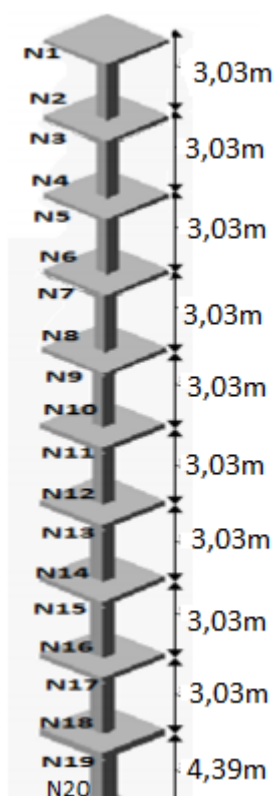


Figure II.9. Poteau le plus sollicité.

La surface du plancher revenant au poteau

$$S = 22,55\text{m}^2$$

- La portée de la poutre principale : $L_{pp} = 5,60 \text{ m}$
- La portée de la poutre secondaire : $L_{ps} = 4,40 \text{ m}$

- Charge permanente

- ✓ Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 9^{ème}, 8^{ème} et 7^{ème}

On suppose une section (b x h) = (35 x 35) cm²

- Niveau 1

Poids revenant à la terrasse :

poids du plancher terrasse $G_{RPT} = G \times S = 6,25 \times 22,55 = 140,625 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $G_{RPP} = \rho_b \times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 5,60 = 18,900 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses $G_{RPNP} = \rho_b \times h \times b \times L_{pNp} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 4,40 = 13,20 \text{ KN}$

$$\Sigma N_1 = 172,725 \text{ KN}$$

- Niveau 2

Venant de N_1 172,725 KN

Poids propre du poteau $0,35 \times 0,35 \times 25 \times (3,03 - 0,45) = 7,901 \text{ kN}$

$$\Sigma N_2 = 180,626 \text{ KN}$$

- Niveau 3

Venant de N_2 180,626 KN

Plancher courant $5,28 \times 22,55 = 119,064 \text{ KN}$

Poutres porteuse $5,6 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 18,900 \text{ KN}$

Poutres non porteuse $4,40 \times 0,3 \times 0,40 \times 25 = 13,200 \text{ KN}$

$$\Sigma N_3 = 331,790 \text{ KN}$$

- Niveau 4

Venant de N_3 331,790 KN

Poids propre du poteau $0,35 \times 0,35 \times 25 \times 2,58 = 7,901 \text{ KN}$

$$\Sigma N_4 = 339,691 \text{ KN}$$

- Niveau 5

Venant de N_4 339,691 KN

Plancher courant $5,28 \times 22,55 = 119,064 \text{ KN}$

Poutres porteuse $5,6 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 18,900 \text{KN}$
 Poutres non porteuse $4,4 \times 0,3 \times 0,40 \times 25 = 13,200 \text{KN}$

$\Sigma N_5 = 490,855 \text{KN}$

➤ **Niveau 6**

Venant de N_5 **490,855KN**

Poids propre du poteau $0,35 \times 0,35 \times 25 \times 2,58 = 7,901 \text{KN}$

$\Sigma N_6 = 498,756 \text{KN}$

✓ **Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 6^{eme}, 5^{eme} et 4^{eme}**

On suppose une section (b x h) = (40 x 40) cm²

➤ **Niveau 7**

Venant de N_6 **498,756KN**

Plancher courant $5,28 \times 22,55 = 119,064 \text{KN}$

Poutres porteuse $5,6 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 18,900 \text{KN}$

Poutres non porteuse $4,4 \times 0,3 \times 0,40 \times 25 = 13,200 \text{KN}$

$\Sigma N_7 = 649,920 \text{KN}$

➤ **Niveau 8**

Venant de N_7 **649,920KN**

Poids propre du poteau $0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2,58 = 10,32 \text{KN}$

$\Sigma N_8 = 660,240 \text{KN}$

➤ **Niveau 9**

Venant de N_8 **660,240KN**

Plancher courant $5,28 \times 22,55 = 119,064 \text{KN}$

Poutres porteuse $5,6 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 18,90 \text{KN}$

Poutres non porteuse $4,4 \times 0,3 \times 0,40 \times 25 = 13,20 \text{KN}$

$\Sigma N_9 = 811,404 \text{KN}$

➤ **Niveau 10**

Venant de N ₉	811,404KN
Poids propre du poteau	0,4×0,4×25×2,58=10,32KN
	ΣN₁₀=821,724KN

➤ **Niveau 11**

Venant de N ₁₀	821,724KN
Plancher courant	5,28×22,55=119,064KN
Poutres porteuse	5,6×0,3×0,45×25=18,900 KN
Poutres non porteuse	4,4×0,3×0,40×25=13,200KN
	ΣN₁₁=972,888KN

➤ **Niveau 12**

Venant de N ₁₁	972,888KN
Poids propre du poteau	0,4×0,4×25×2,58=10,32KN
	ΣN₁₂=983,208KN

✓ **Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 3^{eme} et 2^{eme}**

On suppose une section (b x h) = (45x45) cm²

➤ **Niveau 13**

Venant de N ₁₂	983,208KN
Plancher courant	5,28×22,55=119,064KN
Poutres porteuse	5,6×0,3×0,45×25=18,900 KN
Poutres non porteuse	4,4×0,3×0,40×25=13,200KN
	ΣN₁₃=1134,372KN

➤ **Niveau 14**

Venant de N ₁₃	1134,372KN
Poids propre du poteau	0,45×0,45×25×2,58=13,061KN
	Σn₁₄=1147,433KN

➤ **Niveau 15**

Venant de N ₁₄	1147,433KN
Plancher courant.....	5,28 ×22,55=119,06KN
Poutres porteuse	5,6×0.3×0.45×25=18,90 KN
Poutres non porteuse.....	4,4×0.3×0.40×25=13,20KN
	ΣN₁₅=1298,597KN

➤ **Niveau 16**

Venant de N ₁₅	1298,597KN
Poids propre du poteau.....	0,45×0,45×25×2,58=13,061KN
	ΣN₁₆=1311,658KN

✓ **Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 1^{ère} et RDC**

On suppose une section (b x h) = (50x50) cm²

➤ **Niveau 17**

Venant de N ₁₆	1311,658KN
Plancher courant	5,28 ×22,55=119,064KN
Poutres porteuse	5,6×0.3×0.45×25=18,90KN
Poutres non porteuse	4,40×0.3×0.40×25=13,20KN
	ΣN₁₇=1462,822KN

➤ **Niveau 18**

Venant de N ₁₇	1462,822KN
Poids propre du poteau	0,50×0,50×25×2,58=16,125KN
	ΣN₁₈=1478,947KN

➤ Niveau 19

Venant de N ₁₈	1478,947KN
Plancher courant	5,28 × 22,55 = 119,064KN
Poutres porteuse.....	5,6 × 0,3 × 0.45 × 25 = 18,900 KN
Poutres non porteuse	4,40 × 0,3 × 0.40 × 25 = 13,200KN
ΣN₁₉ = 1630,111KN	

➤ Niveau 20

Venant de N ₁₉	1630,111KN
Poids propre du poteau	0,50 × 0,50 × 25 × 3,94 = 24,625KN
ΣN₂₀ = 1654,736KN	

Tableau II.10. Dégression des surcharges.

	surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
<i>T</i>	<i>Q</i> ₀	$\Sigma 0 = Q_0$	1.00
<i>P08</i>	<i>Q</i> ₁	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2.50
<i>P07</i>	<i>Q</i> ₂	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
<i>P06</i>	<i>Q</i> ₃	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
<i>P05</i>	<i>Q</i> ₄	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
<i>P04</i>	<i>Q</i> ₅	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
<i>P03</i>	<i>Q</i> ₆	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
<i>P02</i>	<i>Q</i> ₇	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.46
<i>P01</i>	<i>Q</i> ₈	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.28
<i>P-RDC</i>	<i>Q</i> ₉	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.05

Tableau II.11. Dégression des charges d'exploitation pour le poteau central.

Niveaux	Σ Surcharge en KN/m^2	Charge d'exploitation en KN/m^2		Charge d'exploitation portée par le poteau en KN
		Avant dégression	Après dégression	
Terrasse	$\Sigma 0 = Q_0$	1.0	1.00	22.55
8 ^{ème} étage	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	1,5	2.50	56.38
7 ^{ème} étage	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	1.5	3.85	86.82
6 ^{ème} étage	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	1.5	5.05	113.88
5 ^{ème} étage	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	1.5	6.10	137.56
4 ^{ème} étage	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	1.5	7.00	157.85
3 ^{ème} étage	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	1.5	7.75	174.76
2 ^{ème} étage	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	1.5	8.46	190.77
1 ^{ème} étage	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	1.5	9.28	209.26
RDC	$\Sigma 9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	1.5	10.05	226.63

Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux.

Niveaux	Section	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	RPA (cm^2)	Le Choix	Vérification
P09	35×35	180,626	22,55	277,670	30×30	35×35	OK
P08	35×35	339,691	56,38	543,152	30×30	35×35	OK
P07	35×35	498,756	86,82	803,550	30×30	35×35	OK
P06	40×40	660,240	113,88	1062,144	30×30	40×40	OK
P05	40×40	821,724	137,56	1315,667	30×30	40×40	OK
P04	40×40	983,208	157,85	1564,105	30×30	40×40	OK
P03	45×45	1147,433	174,76	1811,174	30×30	45×45	OK
P02	45×45	1311,658	190,77	2056,893	30×30	45×45	OK
P01	50×50	1478,947	209,26	2310,468	30×30	50×50	OK
RDC	50×50	1654,736	226,63	2573,838	30×30	50×50	OK

- ✓ Vérification
- ✓ Vérification du poteau selon RPA99version 2003

Exemple de calcul (terrasse)

$$G_{N2} = 180,626 \text{ KN}$$

$$Q_{N2} = Q_1 \times S = 2,5 \times 22,55 = 56,375 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 1,35 G_{N2} + 1,5 Q_{N2} = 1,35(180,626) + 1,5(56,375) = 328,407 \text{ KN}$$

$$B_r > 0,066 N_{u2} \iff B_r > 216,753 \text{ cm}^2 \quad B_r = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \text{ on a: } a=b$$

$$\text{Donc: } B_r = (a-0,02)^2 \iff a = \sqrt{B_r + 0,02} \quad ; a=b=14,74 \text{ cm}^2$$

Le choix : **a=b=30 cm**

- ✓ Vérification à l'E.L.U.R

➤ Section (35x35) cm²

$$A = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

- Etage 9^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(180,626) + 1,5(22,55) = 277,670 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 277,670 = 319,320 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{319,320}{1,5} = 212,88 \text{ cm}^2$$

- Etage 8^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(339,691) + 1,5(56,38) = 543,152 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 543,152 = 624,625 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{624,625}{1,5} = 416,417 \text{ cm}^2$$

- Etage 7^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(498,756) + 1,5(86,82) = 803,550 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 803,550 = 924,083 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{924,083}{1,5} = 616,055 \text{ cm}^2$$

➤ Section (40x40) cm²

$$A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

- Etage 6^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(660,240) + 1,5(113,88) = 1062,144 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 1062,144 = 1221,465 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{1221,465}{1,5} = 814,310 \text{ cm}^2$$

- Etage 5^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(821,724) + 1,5(137,56) = 1315,667 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 1315,667 = 1513,017 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{1513,017}{1,5} = 1008,678 \text{ cm}^2$$

- Etage 4^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(983,208) + 1,5(157,85) = 1564,105 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 1564,105 = 1798,720 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{1798,720}{1,5} = 1199,147 \text{ cm}^2$$

➤ **Section (45x45) cm²**

$$A = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

- Etage 3^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1147,433) + 1,5(174,76) = 1811,174 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 1811,174 = 2082,580 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{2082,580}{1,5} = 1388,567 \text{ cm}^2$$

- Etage 2^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1311,658) + 1,5(190,77) = 2056,893 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 2056,893 = 2365,427 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{2365,427}{1,5} = 1576,951 \text{ cm}^2$$

➤ **Section (50x50) cm²**

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

- Etage 1^{ème} :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1478,947) + 1,5(209,26) = 2310,468 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 2310,468 = 2657,038 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{2657,038}{1,5} = 1771,359 \text{ cm}^2$$

- **RDC** :

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1654,736) + 1,5(226,63) = 2573,838 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times 2573,838 = 2959,914 \text{ KN}$$

$$A > \frac{N_u}{\gamma_b} = \frac{2959,914}{1,5} = 1973,276 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la section à l'ELS

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'E.L.S tel que : $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton du poteau.

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

A_s : La section d'acier qui sera prise à 0,7%B. (zone IIa).

σ_{ser} : La contrainte de compression à l'E.L.S.

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,105 B} \quad ; \quad B = (a \times b)$$

$$\sigma_{ser} < \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau II.13. Vérification de la section du poteau à l'E.L.S.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	B (cm ²)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPA)	σ _{bc} (MPA)	Observation
9 ^{ème} étage	180,626	22,55	35×35	203,176	1,50	15	Vérifiée
8 ^{ème} étage	339,691	56,38	35×35	396,071	2,92	15	Vérifiée
7 ^{ème} étage	498,756	86,82	35×35	585,576	4,32	15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	660,240	113,88	40×40	774,12	4,37	15	Vérifiée
5 ^{ème} étage	821,724	137,56	40×40	959,284	5,42	15	Vérifiée
4 ^{ème} étage	983,208	157,85	40×40	1141,058	6,45	15	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1147,433	174,76	45×45	1322,193	5,91	15	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1311,658	190,77	45×45	150,428	6,71	15	Vérifiée
1 ^{ère} étage	1478,947	209,26	50×50	1688,207	6,11	15	Vérifiée
RDC	1654,736	226,63	50×50	1881,366	6,77	15	Vérifiée

• Vérification à l'état limite de stabilité de forme

N_u doit vérifier la formule suivant:

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br \times fc28}{1,35} + \frac{A \times fe}{1,15} \right)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

$fc28$: contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($fc28 = 25\text{MPa}$).

fe : limite élastique de l'acier ($fe = 400\text{MPa}$).

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

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

Br : Section réduite du béton ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

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

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$lf = 0,7 \times l_0$$

$$\lambda = \frac{lf}{i}$$

λ : élancement d'EULER

lf : longueur de flambement ;

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

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

Exemple de calcul

➤ **Section (35x35) cm²**: N_u doit vérifier la formule suivant

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br \times fc28}{1,35} + \frac{A \times fe}{1,15} \right)$$

$$A = A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times b_1 \times h_1}{100}, \frac{8(b_1 + h_1)}{100} \right) \Rightarrow A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times 35 \times 35}{100}, \frac{8(35 + 35)}{100} \right)$$

$$A = \max (2, 45; 5, 6) \Rightarrow A = 5, 6 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (35 - 2) \times (35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{125052,08}{1225}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$lf = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times (3,03 - 0,45) = 1,806 \text{ m} = 180,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{180,6}{10,10} = 17,88 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{17,88}{35}\right)^2} = 0,807$$

$$Nu = 277,670 \text{ KN} \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{1,35} + \frac{A \times fe}{1,15} \right] = 0,807 \left[\frac{1089 \times 25}{1,35} + \frac{5,6 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1}$$

$$Nu = 277,670 \text{ KN} \leq \overline{Nu} 1784,639 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

Donc la section (35x35) (cm²) est convenable.

Remarque :

La même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau.

Tableau II.14. Vérification à l'état limite de stabilité de forme.

Niveaux	N _u (KN)	Section (cm ²)	A (cm ²)	B _r (cm ²)	\overline{Nu} (KN)	Observation
9 ^{ème} étage	277,670	35×35	5,6	1089	1784,639	Vérifiée
8 ^{ème} étage	543,152	35×35	5,6	1089	1784,639	Vérifiée
7 ^{ème} étage	803,550	35×35	5,6	1089	1784,639	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1062,144	40×40	6,4	1444	2366,589	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1315,667	40×40	6,4	1444	2366,589	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1564,105	40×40	6,4	1444	2366,589	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1811,174	45×45	7,2	1849	3027,795	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2056,893	45×45	7,2	1849	3027,795	Vérifiée
1 ^{ème} étage	2310,468	50×50	8	2304	3763,200	Vérifiée
RDC	2573,838	50×50	8	2304	3763,200	Vérifiée

• Vérification selon RPA99

✓ Section (35x35) cm² d'étage 9^{eme}, 8^{eme} et 7^{eme}

Min (b, h) ≥ 25 ⇒ min (35×35) ≥ 25..... Vérifiée.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ ⇒ min (b, h) ≥ $\frac{258}{20} = 12,9$ cm Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ ⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

✓ Section (40x40) cm² d'étage 6^{eme}, 5^{eme} et 4^{eme}

Min (b, h) ≥ 25 ⇒ min (40×40) ≥ 25..... Vérifiée.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ ⇒ min (b, h) ≥ $\frac{258}{20} = 12,9$ cm Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ ⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

✓ Section (45x45) cm² d'étage 3^{eme} et 2^{eme}

Min (b, h) ≥ 25 ⇒ min (45×45) ≥ 25..... Vérifiée.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ ⇒ min (b, h) ≥ $\frac{258}{20} = 12,9$ cm Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ ⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

✓ Section (50x50) cm²

Etage 1^{ere} :

Min (b, h) ≥ 25 ⇒ min (50×50) ≥ 25..... Vérifiée.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ ⇒ min (b, h) ≥ $\frac{258}{20} = 12,9$ cm Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ ⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

RDC :

Min (b, h) ≥ 25 ⇒ min (50×50) ≥ 25..... Vérifiée.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ ⇒ min (b, h) ≥ $\frac{394}{20} = 19,7$ cm Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ ⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4$ Vérifiée.

Toutes ces conditions sont vérifiées pour toutes les sections.

Tableau II.15. Section des poteaux.

Niveau	Section (h × b)
9 ^{ème} étage	35×35
8 ^{ème} étage	35×35
7 ^{ème} étage	35×35
6 ^{ème} étage	40×40
5 ^{ème} étage	40×40
4 ^{ème} étage	40×40
3 ^{ème} étage	45×45
2 ^{ème} étage	45×45
1 ^{ème} étage	50×50
RDC	50×50

II.5. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé (refends), ils reprennent les charges verticales (G, Q) transmises par les planchers et la charge horizontale due au séisme, pour leur pré-dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement **RPA99 version 2003**.

D'après le RPA 99[1] « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99 (1)** « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

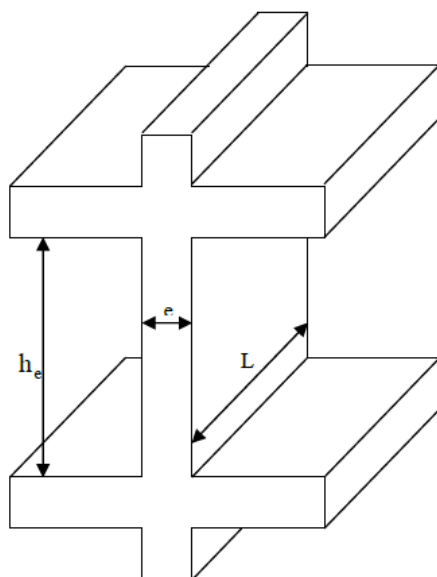


Figure II.10. Coupe de voile en élévation

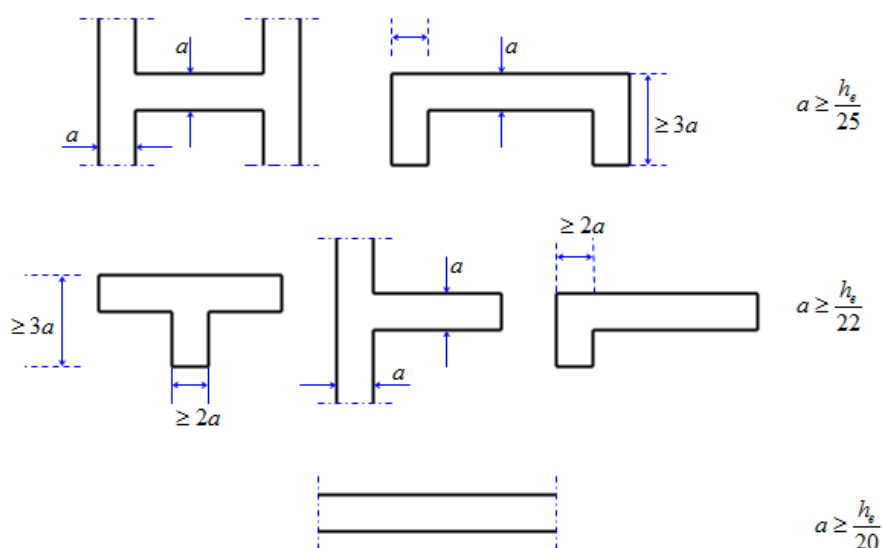


Figure II.11. Coupe de voile en plan.

Tableau II.16. Pré dimensionnements des voiles

	h_e (cm)	$a \geq h_e/25$	$a \geq h_e/22$	adoptée
RDC	394	15,76	17,90	20
Étage courant	258	10,32	11,72	15

Chapitre III
Calcul des éléments secondaire

III.1.Introduction

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

III.2.Acrotère

III.2.1.Définition

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

III.2.2.Méthode de calcul

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

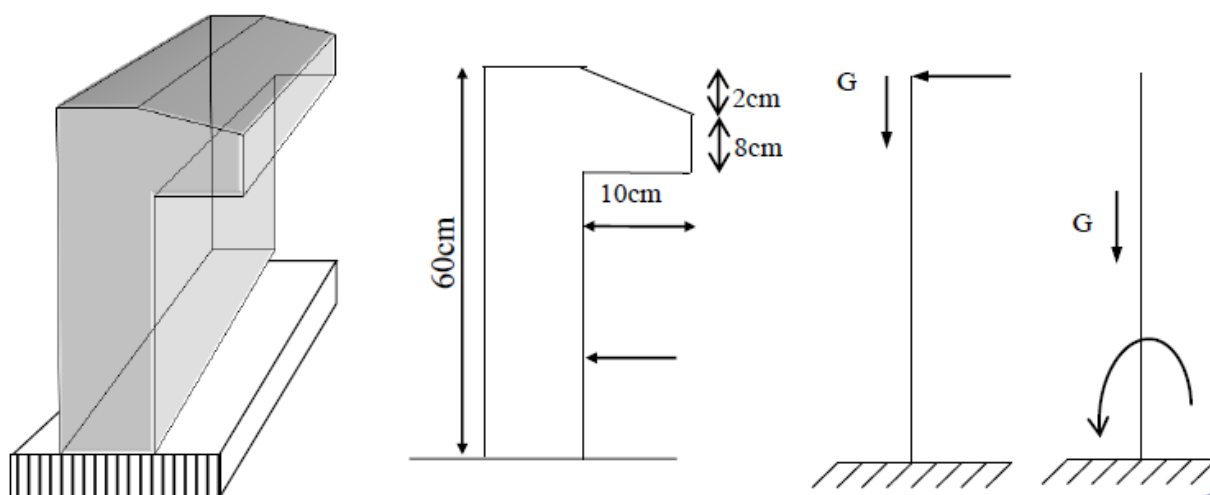


Figure III.1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.

III.2.3. Evaluation des charges et Surcharges

- Charges permanentes

Poids propre :

$$G_1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

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

$$G_1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G_2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,38 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 0,02 \times 1,38 = 0,50 \text{ KN/ml.}$$

✓ Charges permanentes → $G = 2,22 \text{ KN/ml}$

✓ Surcharges d'exploitation → $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.4. Les Sollicitations

1) à l'état limite de résistance E.L.U.R

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (2,22) = 2.997 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

2) à l'état limite de service E.L.S

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 2,22 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_{ser} = Q.h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.5. Ferrailage de l'acrotère

✚ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U)

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

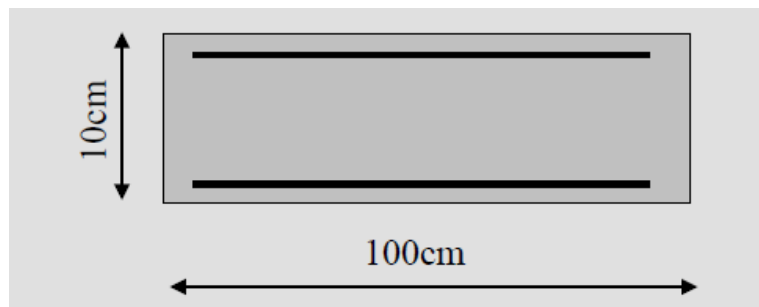


Figure III.2. Section de l'acrotère.

L'élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

❖ **Calcul de l'excentricité**

L'excentricité de calcul: $e = e_0 + e_1 + e_a$

Avec :

e_0 : excentricité du 1^{ère} ordre, $e_0 = \frac{M_U}{N_U}$.

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,997} = 0,3 \text{ m} \rightarrow e_0 = 30 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - 2 \implies \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

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

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

Avec $M_f = M$

a) Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,997 \left(\frac{10}{2} - 2 \right)$$

$$M_f = 9,891 \text{ KN.cm} = 0,981 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,9891 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,17} = 0,109 < 0,392$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \implies A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,144$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,53 \text{ cm}$$

$$A_{Sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{0,9891 \times 10^3}{7,53 \times 348} = 0,377 \text{ cm}^2 = 0,0000377 \text{ m}^2$$

$$A_S = A_{Sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,0000377 - \frac{2,997 \times 10^{-3}}{348} = 0,2908 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non-fragilité :..... [2]

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

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \times 10}{1000} ; \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} = \max (1; 0,966) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

d) L'espacement des armatures principales :

D'après B.A.E.L 91

$$e = \min (3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

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

e) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

f) L'espacement des armatures de répartition :

$$e \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{On prend: } e = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L91 : La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa})$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 \times 25 ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,018\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}$CV (Pas de risque de cisaillement.)

✓ Vérification à l'E.L.S

On a:

$$N_{ser} = 2,22 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

○ Excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,22} = 0,270 \text{ m} = 27 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

→ Donc on a une section partiellement comprimée.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_0$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0,6}{2,22} + \left(0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,3002 \text{ m} = 30,02 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

Le centre de pression est trouvé à l'extérieur de la section calculée

$$C = d - e_0 = 8 - 30,02 = -22,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (C < 0)$$

○ Position de l'axe neutre:

$$Y = \eta c + c$$

ηc : distance de l'axe neutre ou centre de pression

c : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée

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

$$\eta c^3 + p \eta c + q = 0$$

Avec :

$$\eta = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - 6n(c - d)^2 \frac{A_s'}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ p = -3 \times 22,02^2 + 6 \times 15(7 - 22,02) \times \frac{2,01}{100} \\ p = -1481,81 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - d)^2 \frac{A_s'}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \\ q = -2(-22,02)^3 - 6 \times 15(7 - 22,02)^2 \frac{2,01}{100} \\ q = 20946,02 \end{array} \right. / A_s' = 0$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton

$Y_c^3 + pY_c + q = 0$: La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p^3}{27}\right) = 20946,02^2 + 4\left(\frac{(-1481,81)^3}{27}\right) = -477644772,7 \rightarrow \Delta < 0$$

$$\text{Donc } \varphi = \text{Arc cos} \left\{ \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right\} = \text{Arc cos} \left\{ \frac{3 \times 20946,02}{2 \times (-1481,81)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1481,81}} \right\} \Rightarrow \varphi = 162,56^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1481,81}{3}} = 44,44 \text{ cm}$$

Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44,44 \cos\left(\frac{162,56}{3}\right) = 26,00 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = 44,44 \cos\left(\frac{162,56}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = -44,21 \text{ cm}$$

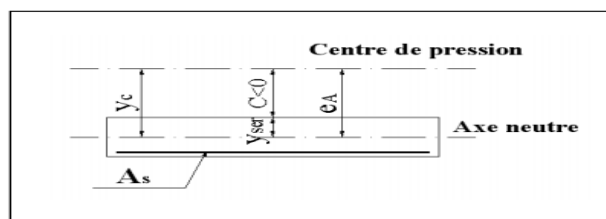
$$Y_3 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 44,44 \cos\left(\frac{162,56}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 18,20 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :

$$y_c = 26 \text{ cm}$$

$$\text{Car : } 0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 26 - 22,02 = 3,98 \text{ cm} < 7 \text{ cm}$$



$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 4 \text{ cm} \\ y_c = 26 \text{ cm} \end{cases}$$

○ Calcul du moment d'inertie : $\eta = 15$

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] , A'_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + 15 A_s (d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4^3 + 15 \times 2,01 (7 - 4)^2$$

$$I = 2404,68 \text{ cm}^4$$

- Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{N_{ser}}{I} Y_c = \frac{2,22}{2404,68} \times 26 = 0,024 \text{ KN/cm}^3$$

- Calcul des contraintes :

Il faut vérifier :

1. Contrainte de béton :

On vérifié que les contraintes du béton ne dépasse pas les limites admissibles :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_{ser} = 0,024 \times 4 \times 10 = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 2515 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

2. Contraintes de l'acier

Ont vérifié que les contraintes des aciers tendues ne dépassent pas les limites admissibles

$$\sigma_s = nK(d - Y_{ser}) < \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers HA

$$\sigma_s = 1,6 \times 0,024(7 - 4) \times 10 = 1,152$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,66 \text{ MPa}; \text{Max}(200 \text{ MPa}, 201,63 \text{ MPa})\} 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe: 2} \\ \text{Zone: IIa} \end{array} \right. \rightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau 6.1 (RPA99)

$C_p = 0,8$ (élément console)

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$W_p = 1,725$ KN/ml.

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828$ KN/ml

$F_p = 0,828$ KN/ml $< 1,5Q = 1,5$ KN/ml.....Condition Vérifiée.

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

✚ Schéma de ferrailages de l'acrotère

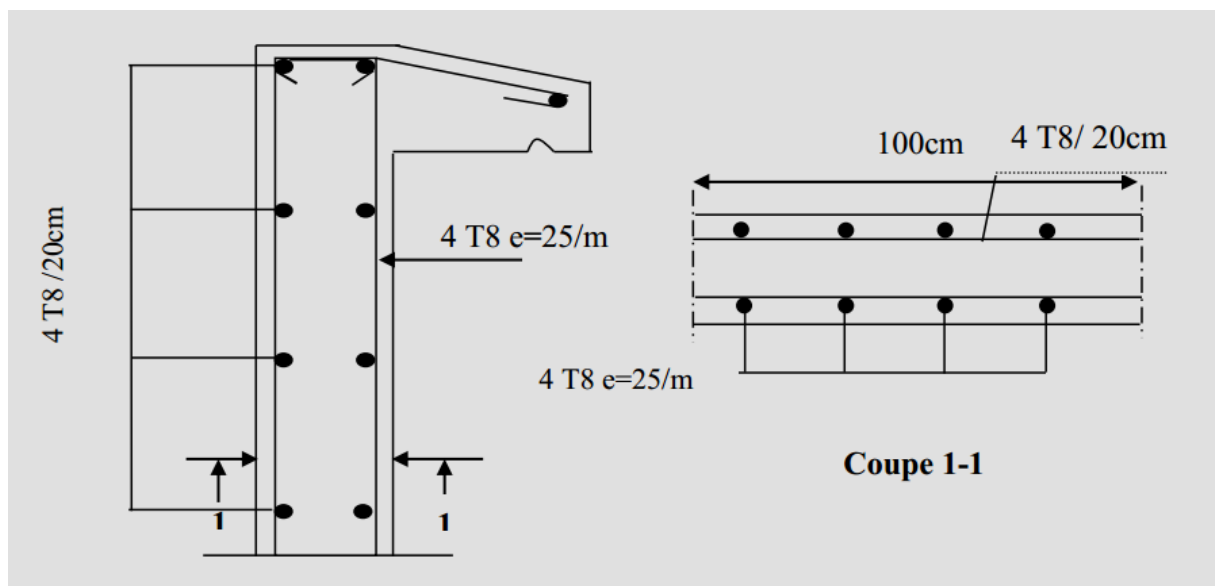


Figure III.3. Ferrailages de l'acrotère.

III.3. Les Planchers

III.3.1. Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux d'une structure, il est réalisé en béton armé (dalle pleine) ou en poutrelles plus corps creux selon l'importance des charges qu'il aura à supporter, son rôle est :

- il porte les charges et surcharges.
- il assure l'isolation thermique et phonique.
- il participe à la résistance des ossatures aux efforts.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4=20cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

III.3.2. Étude du plancher

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles

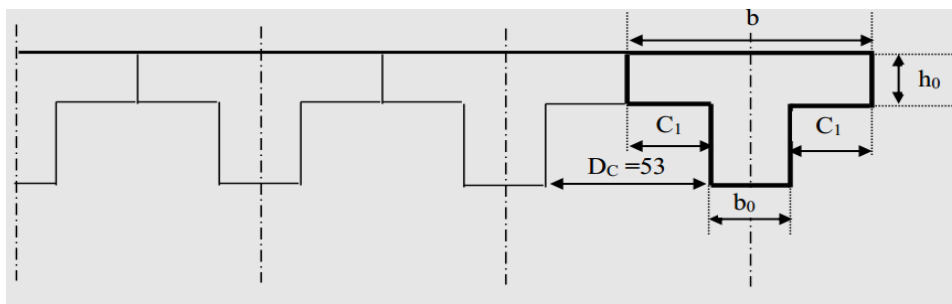


Figure III.4. Dimensionnement des poutrelles.

➤ Hauteur de la poutrelle

D'après B.A.E.L 91[2] : La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

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

$$\frac{L}{25} = \frac{420}{25} = 16,8 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

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

- L'épaisseur du corps creux : $e = 16 \text{ cm}$.

- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20 - 16 = 4 \text{ cm}$

- La largeur de la poutrelle

$$b = b_0 + 2 c_1 \text{ avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $DC = 53 \text{ cm}$

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ (6;8) \cdot h_0 = 24 \text{ à } 32 \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

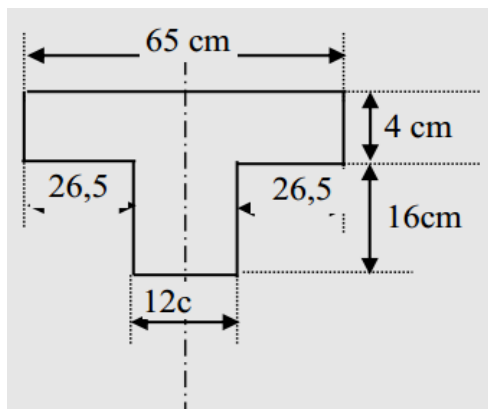


Figure III.5. Les dimensions des poutrelles.

III.3.3. Evaluation des charges

Tableau III.1. Charge et surcharge des planchers.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nu=1,35G+1,5Q	Ns=G+Q
Plancher terrasse	6,25	1	9,937	7,25
Plancher étage courant	5,28	1,5	9,378	6,78

1) Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a) Condition d'application de la méthode forfaitaire

➤ $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

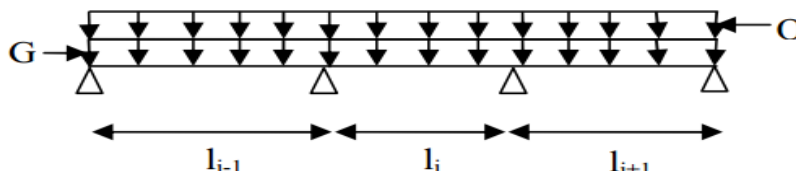


Figure III.6. Schéma d'une poutre continue.

III.3.4.Exposée de la méthode

A). Valeurs des moments

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure III.1) et soit

coefficient traduisant l'importance de $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- **En travées**

- ✓ Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max\{1,05; (1 + 0,3\alpha)\}M_0$$

$$\checkmark \begin{cases} M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire} \end{cases}$$

- **En appuis**

- ✓ **Moment en appui intermédiaire**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$-0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$-0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

✓ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.20M_0)$

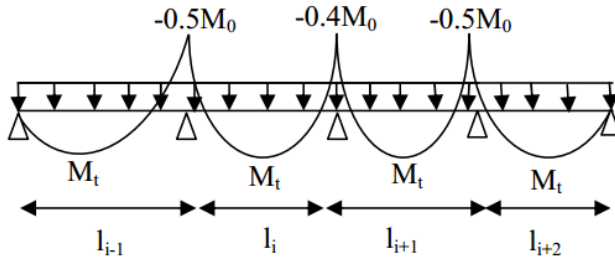


Figure III.7. Moments d'une poutre à plus de (2) travées

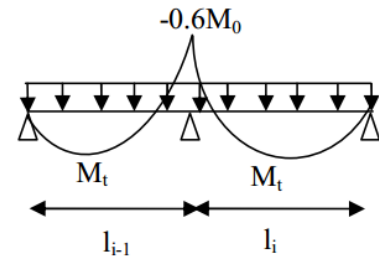


Figure III.8. Moments d'une poutre à (2) travée

B).Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité

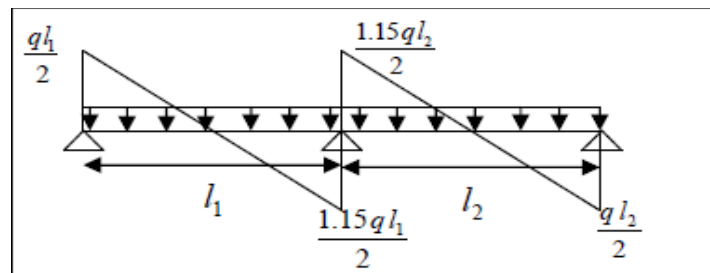


Figure III.9. Effort tranchant d'une poutre à (2) travées.

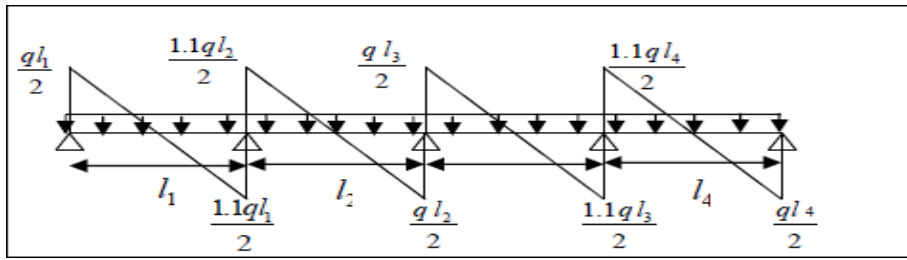


Figure III.10. Effort tranchant d'une poutre à plus de (2) travées

1) Méthode de CAQUOT [1]

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.

Exposée de la méthode :

a) Moment sur appuis :

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = - \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

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

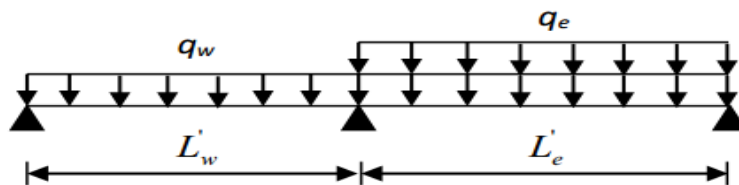


Figure III.11. Les longueurs effectives.

b) Moment en travée :

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

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

Avec :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré. On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire.

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

c) Effort tranchant

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

Avec :

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

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

III.3.5. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.65m$.

Tableau III.2. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/ml)
Plancher terrasse	6,25	1	9,93	6,45	7,25	4,71
Plancher étage courant	5,28	1,5	9,37	6,09	6,78	4,40
RDC	5,28	2,5	10,87	7,07	7,78	5,05

On prendre : $\begin{cases} p_u = 7,07\text{KN/ml} \\ p_s = 5,05\text{KN/ml} \end{cases}$

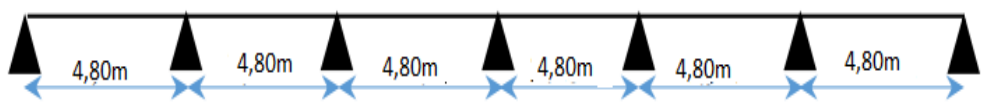
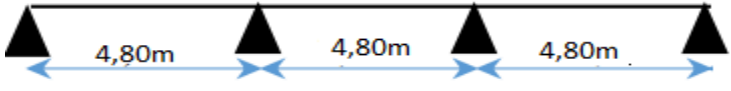

Conclusion

Les poutrelles du RDC sont sensiblement les plus sollicitées.

➤ **Différentes types de poutrelles**

Nous avons (03) types de poutrelles illustrés dans le tableau III.3 :

Tableau III.3. Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1 : Poutrelles à six travées	
Type 2 : Poutrelles à trois travées	
Type 3 : Poutrelles à deux travées	

III.3.6. Calcul des efforts internes des Poutrelles

$\begin{cases} p_u = 7,07\text{KN/ml} \\ p_s = 5,05\text{KN/ml} \end{cases}$

✚ **Poutrelle à six travées :**

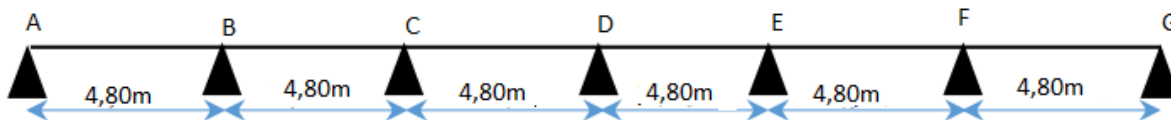


Figure III.12. Poutrelle à six travées.

1). $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 6,83 = 13,66 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{CV}$

2) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.....CV

3) Ont vérifié: $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{AB}{BC} = \frac{BC}{CD} = \frac{CD}{DE} = \frac{DE}{EF} = \frac{EF}{FG} = \frac{4,80}{4,80} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

4) La fissuration est non préjudiciable.

Les Conditions d'application De la méthode forfaitaire est Vérifiées ,Donc :on adoptée cette méthode

c) Calcul des sollicitations (M, V) :

❖ L'état limite ultime E. L .U.

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.4. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	4,80	20,36	14,86	1	-0,2	-4,072	16,96	-18,66
				2	-0,5	-10,18		
B-C	4,80	20,36	13,15	3	-0,4	-8,144	18,66	-16,96
C-D	4,80	20,36	14,17	4	-0,4	-8,144	16,96	-16,96
D-E	4,80	20,36	14,17	5	-0,4	-8,144	16,96	-16,96
E-F	4,80	20,36	13,15	6	-0,5	-10,18	16,96	-18,66
F-G	4,80	20,36	14,86	7	-0,2	-4,072	18,66	-16,96

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

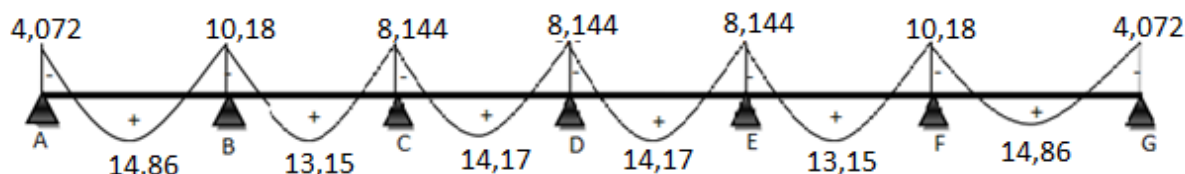


Figure III.13. Diagramme de moment (E.L.U).

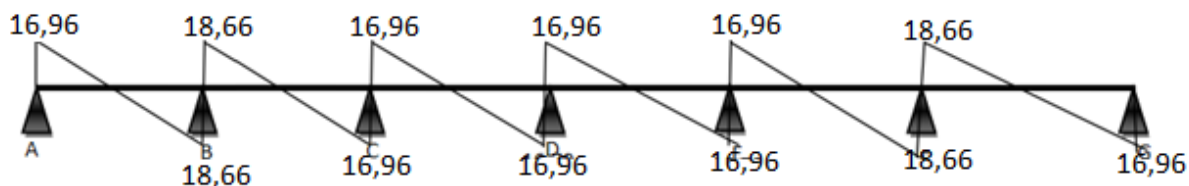


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

❖ Etat limite servies ELS :

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.5. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,80	14,54	10,85	1	-0,2	-2,90	12,12	-13,33
				2	-0,5	-7,27		
B-C	4,80	14,54	9,39	3	-0,4	-5,81	13,33	-12,12
C-D	4,80	14,54	10,125	4	-0,4	-5,81	12,12	-12,12
D-E	4,80	14,54	10,125	5	-0,4	-5,81	12,12	-12,12
E-F	4,80	14,54	9,39	6	-0,5	-7,27	12,12	-13,33
F-G	4,80	14,54	10,85	7	-0,2	-2,90	13,33	-12,12

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

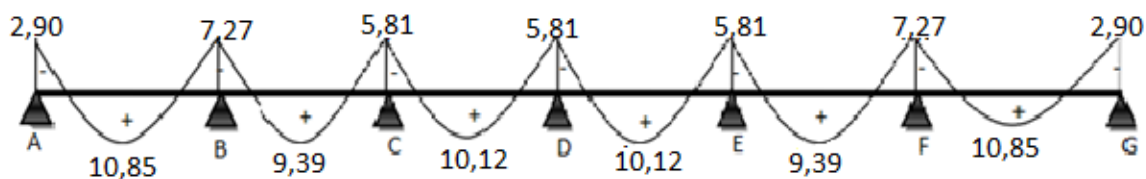


Figure III.15. Diagramme de moment (E.L.S).

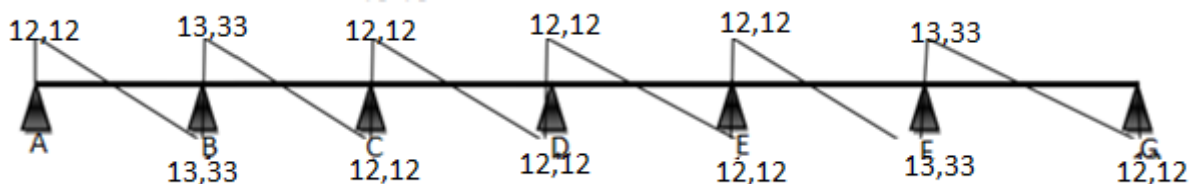


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

✚ Poutrelles à trois travées

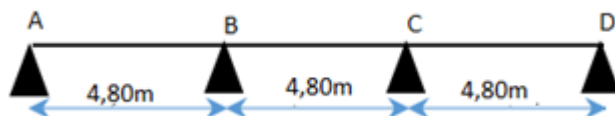


Figure III.17. Poutrelles à trois travées

Toutes les hypothèses de méthode forfaitaire sont vérifiées

- Calcul des sollicitations (M, V)

❖ L'état limite ultime E. L .U.

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.6. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,80	20,36	15,18	1	-0,2	-4,072	16,96	-18,66
				2	-0,5	-10,18		
B-C	4,80	20,36	12,13	3	-0,5	-10,18	18,66	-18,66
C-D	4,80	20,36	15,18	4	-0,2	-4,072	18,66	-16,96

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants

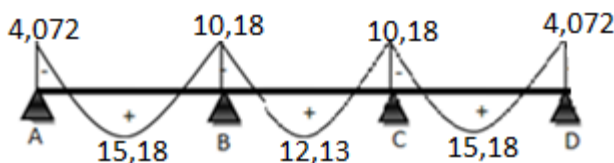


Figure III.18. Diagramme de moment (E.L.U).

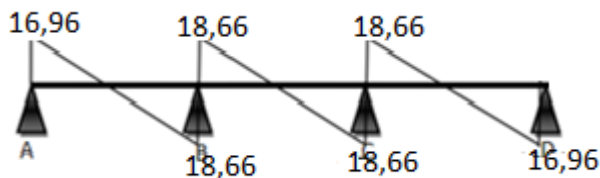


Figure III.19. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

❖ Etat limite servies ELS

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.7. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,80	14,54	10,85	1	-0,2	-2,90	12,12	-13,33
				2	-0,5	-7,27		
B-C	4,80	14,54	8,66	3	-0,5	-7,27	13,33	-13,33
C-D	4,80	14,54	10,85	4	-0,2	-2,90	13,33	-12,12

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

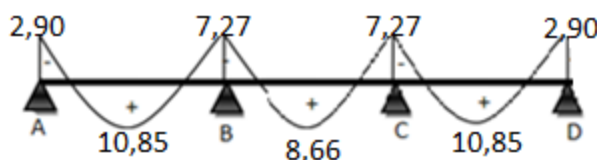


Figure III.20. Diagramme de moment (E.L.S).

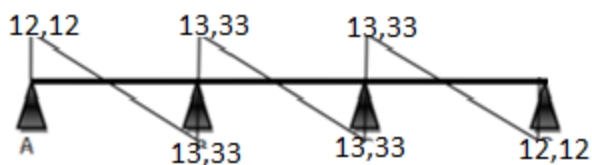


Figure III.21. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

✚ Poutrelles à deux travées :

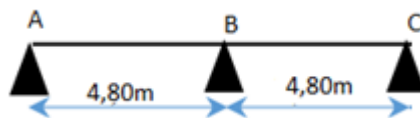


Figure III.22. Poutrelles à deux travées.

Toutes les hypothèses de méthode forfaitaire sont vérifiées

- Calcul des sollicitations (M, V)
- ❖ L'état limite ultime E. L .U.

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.8. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELU.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,80	20,36	14,17	1	-0,2	-4,072	16,96	-19,51
				2	-0,6	-12,21		
B-C	4,80	20,36	14,17	3	-0,2	-4,072	19,51	-16,96

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

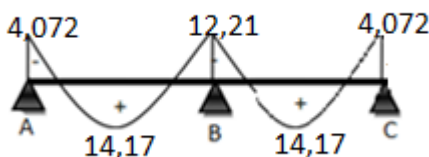


Figure III.23. Diagramme de moment (E.L.U).

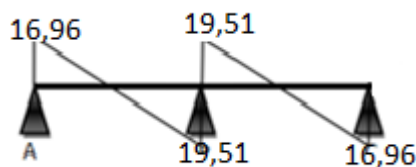


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant (E.L.U).

❖ Etat limite servies ELS

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.9. Moments sur appuis et en travées et les Efforts tranchants à ELS.

Travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$ (KN .m)	Moments en travées (KN .m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moments en Appuis (KN .m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,80	14,54	10,12	1	-0,2	-2,90	12,12	-13,93
				2	-0,6	-8,72		
B-C	4,80	14,54	10,12	3	-0,2	-2,90	13,93	-12,12

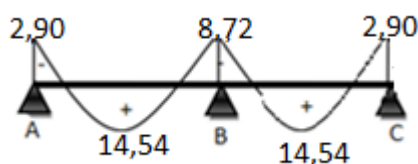


Figure III.25. Diagramme de moment (E.L.S).

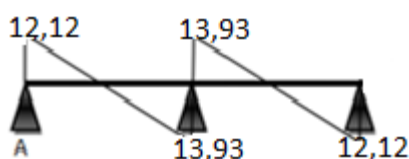


Figure III.26. Diagramme des efforts tranchant (E.L.S).

III.3.7.Ferraillage des poutrelles

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III.10. Ferraillage des poutrelles.

$M_{t u}^{max}$ (KN .m)	$M_{a u}^{max}$ (KN .m)	$M_{t ser}^{max}$ (KN .m)	$M_{a ser}^{max}$ (KN .m)	T_u^{max} (KN .m)
14,86	12,21	14,54	8,72	19,51

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $e = 16\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $d = 0.9h = 18\text{cm}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$;
 $f_c = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Le calcul se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

- Si : $M_u \leq M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$
 \Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression
 \Rightarrow La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).
- Si : $M_u \geq M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$
 \Rightarrow L'axe neutre passe par la nervure
 \Rightarrow Le calcul se fera pour une section en T

❖ **En travée :**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-6} = 58,90 \text{KN.m}$$

$$M_i = 14,86 \text{KN.m} < M_{tu} = 58,90 \text{KN.m}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$).

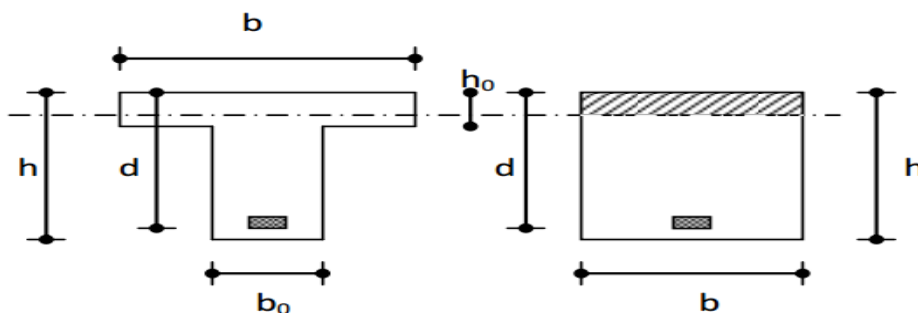


Figure III.27. Coupe de section rectangulaire et section en T.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,86 \times 10^{-3}}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,16} = 0,049$$

$$\mu_R = 0,8 \times \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,049 \leq \mu_R = 0,392$$

→ $\hat{A}_s = 0$ (Pas d'Armature comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,175 \text{ m}$$

→ $\mu_{bu} \leq 0,175$

→ Pivot A → $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{14,86 \times 10^{-3}}{0,175 \times 347,8} = 2,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2,44 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On choisit : **A=3T14 =4,62cm²**

❖ **En appui :**

Ma max= 12,21 KN .m

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-6} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_i = 12,21 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58,90 \text{ KN.m}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,16} = 0,22$$

$$\mu_R = 0,8 \times \alpha_R (1 - 0,4\alpha_R) = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,22 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\rightarrow \hat{A}_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}) = 0,314$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,314) = 0,157 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_{bu} \leq 0,186$$

$$\rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,157 \times 347,8} = 2,23 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 2,23 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 12 \times 18}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_a = \mathbf{1HA14 + 1HA16 = 3,55 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérification a l'effort tranchant**

$$T_{\max} = \mathbf{19,51 \text{ KN}}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \text{ tel que :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{19,51 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,12} = 0,90 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement

Au voisinage des appuis

▪ Appuis de rives

✓ Vérification de la compression du béton

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

Avec : $T_u = 19,51 \text{ kN}$ (appuis de rive)

✓ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,55 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

▪ Appuis intermédiaires

✓ Vérification de la contrainte de compression:

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,51 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,003 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,054 \quad \text{Vérifiée}$$

III.3.8. Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes)
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

➤ **Etat limite de compression de béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \text{ et } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• **En travée**

$$M_{ser} = 14,54 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; A_s = 4,62\text{cm}^2$$

○ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15.A(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 4,62(18 - 4) = -450,2 \text{ cm}^3 < 0$$

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

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,62}{65} = 1,07\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1,07 \times 18 = 38,52\text{cm}^2$$

$$Y_1 = 5,23$$

○ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{65}{3} \times 5,23^3 + 15 \times 4,62(18 - 5,23)^2 = 14400,49\text{cm}^4$$

○ **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{14,54 \times 10^3}{14400,49} \times 5,23 = 5,28\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,28\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures calculent à l'E.L.U. sont convenables.

• **En appuis**

$$M_{ser} = 8,72 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; A_s = 3,55\text{cm}^2$$

○ **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15.A(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3,55(18 - 4) = -225,5 \text{ cm}^3 \quad H < 0$$

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

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,55}{65} = 0,82 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,82 \times 18 = 29,52 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 4,67$$

○ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{65}{3} \times 4,67^3 + 15 \times 3,55(18 - 4,67)^2 = 11668,63 \text{ cm}^4$$

○ **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,72 \times 10^3}{11668,63} \times 4,67 = 3,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures calculent à l'E.L.U. sont convenables

➤ **État limite de déformationBAEL91 (Article L.VI, 2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dan l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0,041 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,96 \text{ cm} \quad (L = 4,80 \text{ m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

• **Moment d'inertie de la section totale homogène**

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

▪ **moments d'inerties fictifs**

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Avec : $Y = ((b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_s \cdot d) / (b \cdot h + 15 \cdot A_s)) = 10,30 \text{ cm}$.

Tableau III.11. Les résultats sont récapitulés.

M_{ser} (KN .m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14,54	4,62	10,30	0,015	238,28	2,74	1,09	0,775	25923,84	9129,57	21314,16

▪ **Calcul des modules de déformation**

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

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

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,14 \text{ cm} \quad (L = 4,80 \text{ m})$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,46 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,32 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement**

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

1. Suivant le BAEL 91[2].

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,00084\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet A_t / S_t > 12 \times 10^3 \text{cm} \end{array} \right.$$

2. Suivant le RPA99 [1].

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

On adopter: $\phi_t = 6\text{mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

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

- **Choix des armatures**

On adopter: $A_t=2\emptyset 6=0,57\text{cm}^2$

- **Choix des espacements**

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5\text{cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

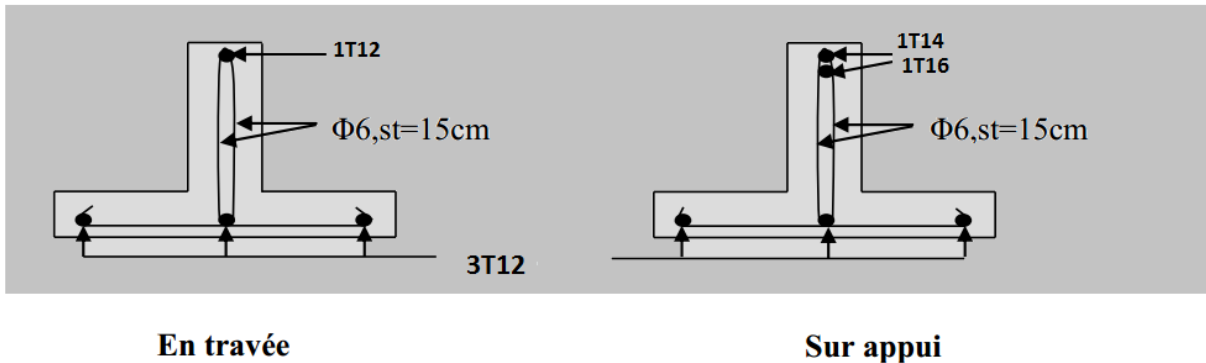


Figure III.28. Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3.9. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudée (BEAL 91) [2].

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (BAEL91) [2] comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : - L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

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

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

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

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

- Armatures de répartitions

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

$$\text{Soit : } 6 \text{ } \emptyset 5 = 1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

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

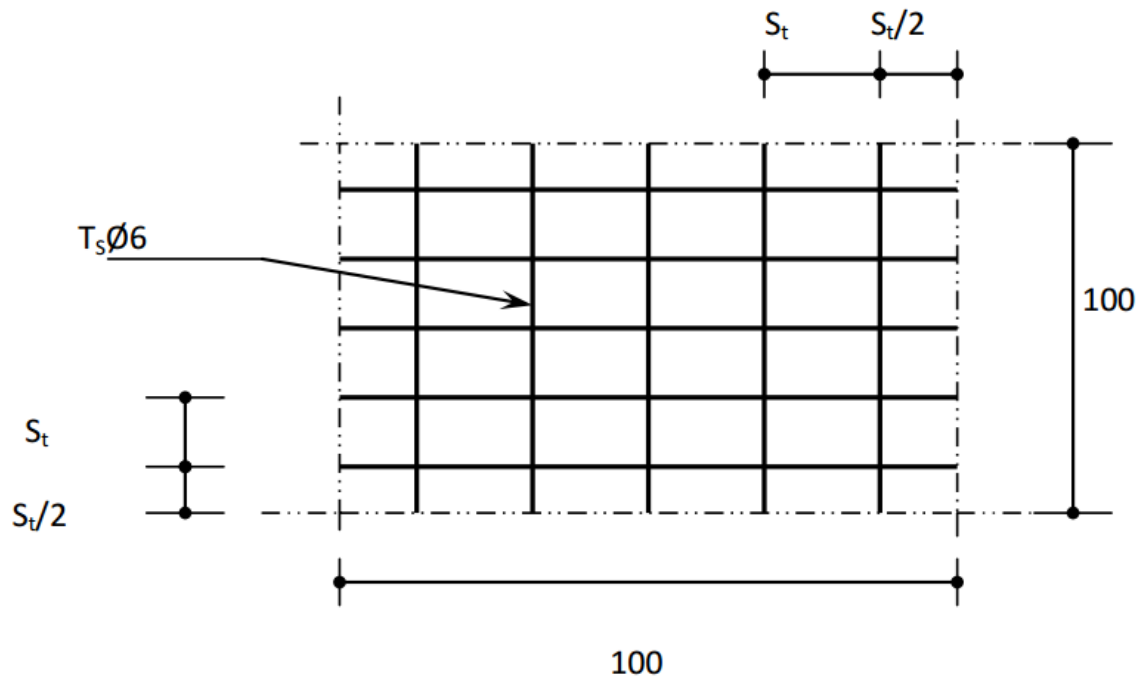


Figure III.29. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.4. Les Balcons

III.4.1. Introduction

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction, il est en porte à faux, et se calcule comme une console courte de dalle pleine encadrée à une extrémité (ancrés dans les poutres) et libre à l'autre, soumise à :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ La surcharge d'exploitation
- ✓ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- ✓ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps
- ✓ Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

III.4.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine

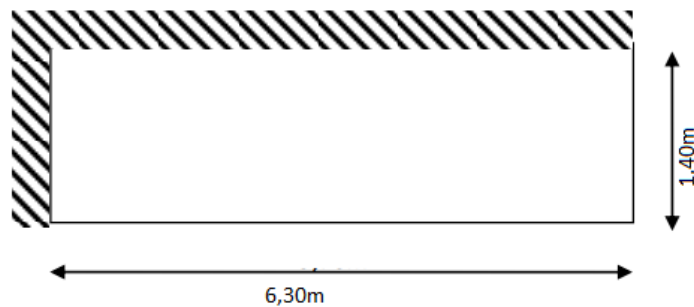


Figure III.30. Schéma du balcon à étudier.

- **Rapport d'élanement**

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{140}{630} = 0,222 < 0,4 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

- **Epaisseur de la dalle**

En effet les problèmes de déformation sont imposés par les charges simples

$$e_p = \frac{L_x}{m}$$

Avec : e_p : Epaisseur de la dalle.

L_x : La plus petite portée mesurée entre nus d'appui.

L_y : grande portée entre nus d'appui.

m : Coefficient qui dépend de la nature de la dalle, donnée par le tableau suivant.

Tableau III.12. Coefficient m.

Dalle travaillant dans les deux sens		Dalle travaillant dans un seul sens	
Simple	Continue	Simple	Continue
30 - 40	35 - 45	25 - 35	30 - 40

→ Donc la dalle travaille dans un seul sens

$$m = 25 - 35$$

$$L_x = 140\text{cm} : \frac{140}{25} \leq e \leq \frac{140}{35}$$

$$5,6\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend : $e = 15\text{ cm}$

III.4.3. Evaluation des charges du balcon

Une charge surfacique uniformément répartie due au poids du plancher et de revêtement :

Tableau III.13. Charge permanent et charge d'exploitation du balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.20	25	5
enduit ciment	0.02	20	0.40
G_1	6,78 KN/m ²		
Q	3,5 KN/m ²		

Tableau III.14. Charge concentrique du garde-corps.

Élément	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit en ciment	2×2	18	0,72

G_2	1,62 KN/m ²
Q	1 KN/m ²

III.4.3.1. Combinaison des charges

À l'ELU :

$$Q_u = (1.35G_1 + 1.5Q_1).1 \rightarrow Q_u = (1.35 \times 6,78 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 14,40 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1.35G_2 + 1.5Q_2).S \rightarrow P_u = (1.35 \times 1,62 + 1.5 \times 1) \times (1 \times 1.4) = 5,16 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$Q_s = (G_1 + Q_1).1 \rightarrow Q_s = (6,78 + 3.5) \times 1 = 10,28 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G_2 + Q_2).S \rightarrow P_s = (1,62 + 1) \times (1 \times 1.4) = 3,66 \text{ KN}$$

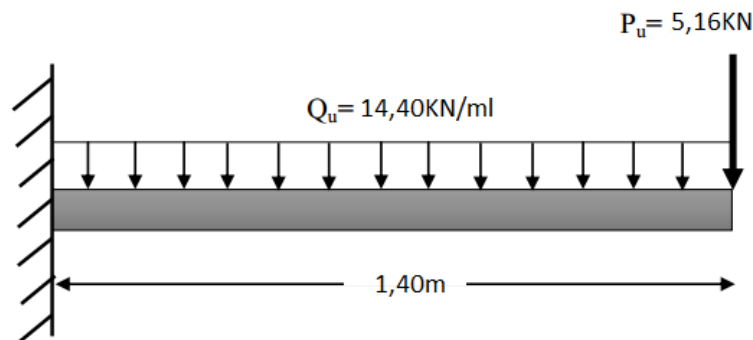


Figure III.31. Schéma statique du chargement du balcon à l'ELU.

III.4.3.2. Détermination des efforts

- A l'état limite ultime (ELU)

$$\text{Moment fléchissant : } M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} + p_u \times L = 14,403 \times \frac{1,4^2}{2} + 5,16 \times 1,4 = 21,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = q_u \times L + P_u = 14,403 \times 1,4 + 5,16 = 25,32 \text{ KN}$$

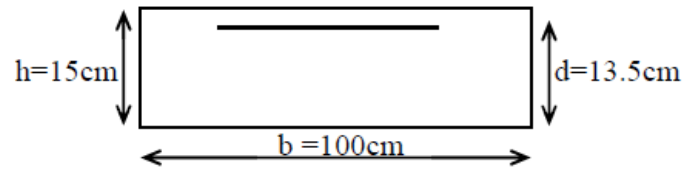
- A l'état limite de service (ELS)

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} + p_{ser} \times L = 10,28 \times \frac{1,4^2}{2} + 3,66 \times 1,4 = 15,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{ser} = q_{ser} \times L + P_{ser} = 10,28 \times 1,4 + 3,66 = 18,05 \text{ KN}$$

III.4.4. Calcul de ferrailage

Donnée : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{ij} = 2,1 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$;
 $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.



➤ **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{21,33 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,082 < 0,392 \rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{21,33 \times 10^{-3}}{0,129 \times 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ 1000 \frac{b \cdot h}{100} ; 0,23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ 100 \times 1000 \times 15 ; 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1,5 \text{ cm}^2 ; 1,56 \text{ cm}^2 \} \Rightarrow A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

On prend : $A_s = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

● **Escapement**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (39 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (3 \times 13 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm}$$

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

○ **Armatures de répartition**

$$A_r = A_t / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

● **Escapement**

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 13 ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 25,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 25,32 \times 10^{-3} / 1 \times 0,13 = 0,194 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,194 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots (C.V)$$

• Armature d'effort tranchant

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0,07 \cdot d \cdot f_{c28} / \gamma_b ; \quad h = 11 \text{ cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

III.4.5. Vérifications à L'ELS

○ **Moment de service**

$$M_s = 15,98 \text{ KN.M}$$

○ **Position de l'axe neutre(y)**

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} \rightarrow D = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d \rightarrow E = 2 \times 0,678 \times 13 = 17,628 \text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 17,628} = 3,574 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I_z = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \rightarrow I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 3,57^3 + 15 \times 4,62 \cdot (13 - 3,57)^2$$

$$I_z = 7679,138 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} \rightarrow K = \frac{15,98 \times 10^3}{7679,138} = 2,08 \text{ MPa/cm}$$

○ **Calcul des contraintes**

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y \rightarrow \sigma'_b = 2,08 \times 3,57 = 7,42 \text{ MPA}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = n \cdot K(d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times 2,08(13 - 3,57) = 294,21 \text{ MPA}$$

✓ **Vérifications**

• Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 7,42 \text{ MPA} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

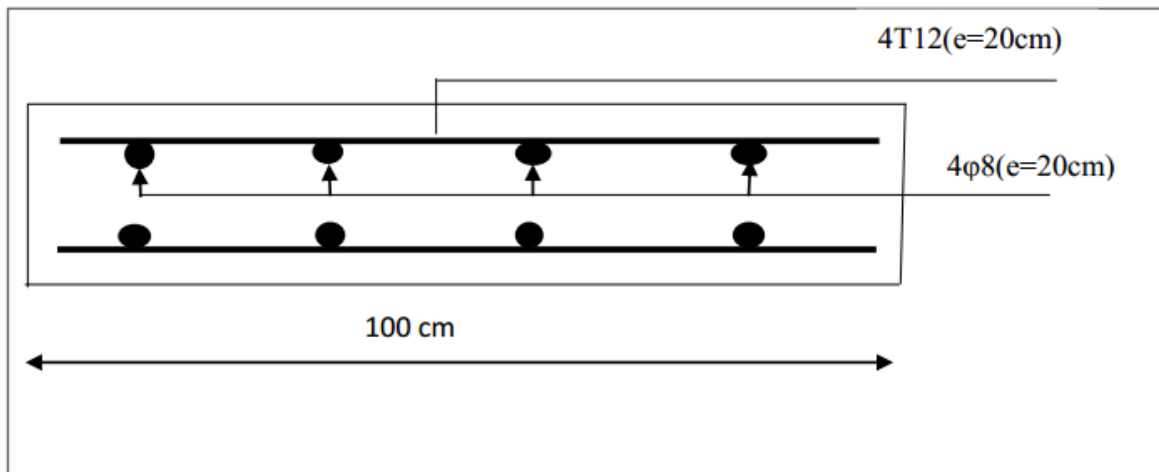


Figure III.32. Ferrailage des balcons.

III.5. Les escaliers

III.5.1. Introduction

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

III.5.2. Types d'escaliers

- Droite avec palier intermédiaire.
- Balancés.
- Rayonnants.
- Hélicoïdaux.

✚ Les caractéristiques d'un escalier

- ✓ **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- ✓ **Giron** : largeur d'une marche.
- ✓ **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- ✓ **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- ✓ **Contre marche** : partie verticale de la marche.

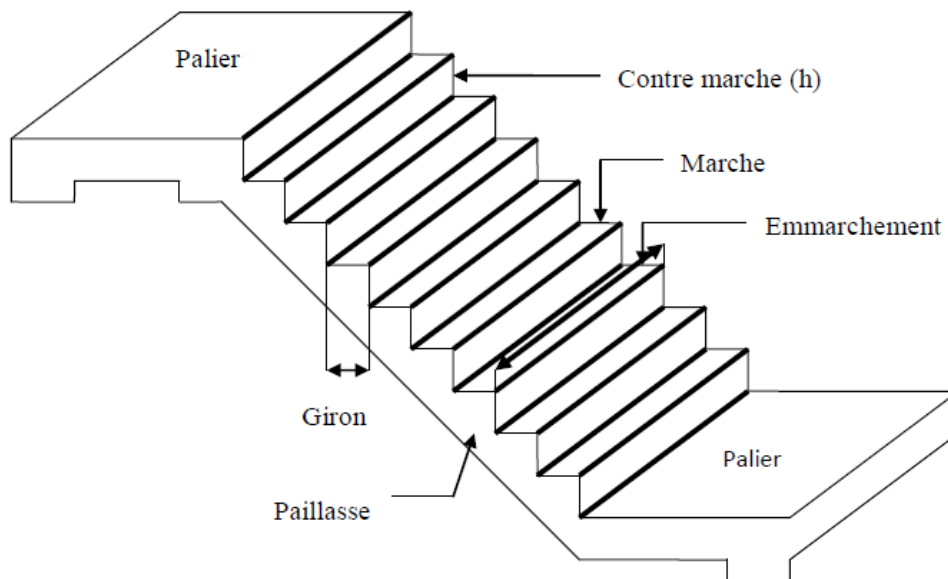


Figure III.33. Schéma d'escalier.

III.5.3. Dimensionnement :

✚ Escalier de RDC :

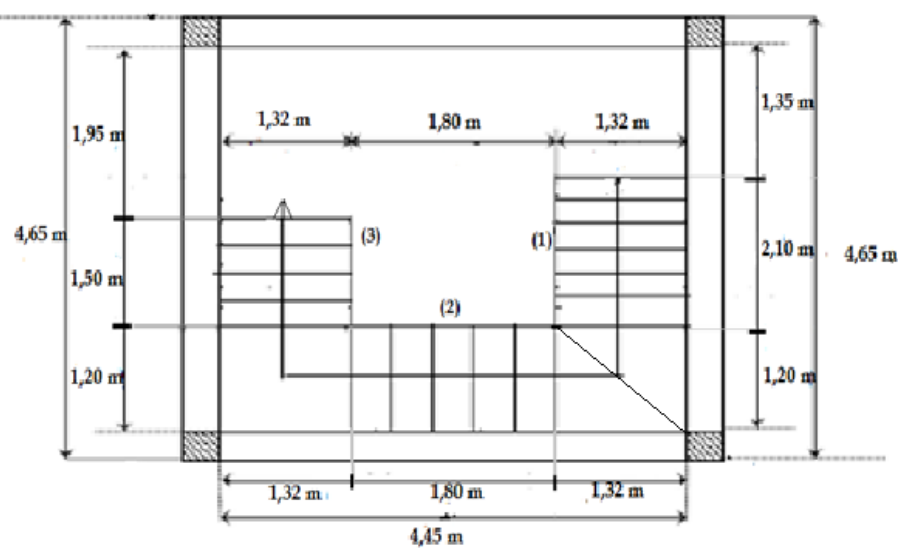


Figure III.34. Dimensions d'escalier à trois volets.

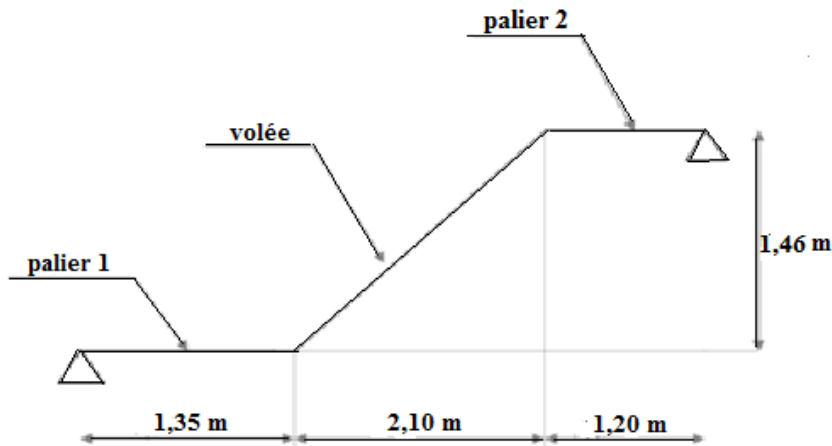


Figure III.35. Schéma statique des escaliers.

III.5.3.1. Dimensionnement des marches et contre marches

- Etudes de 1^{er} type

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60cm \leq g + 2.h \leq 64cm$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

n : nombre de contre marches.

l : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$l = (n-1).g \Rightarrow g = l / (n-1)$$

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de « BLONDEL » vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60\text{ cm} \leq 2. h + g \leq 64 \dots\dots\dots[1]$$

➤ Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{146}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

➤ le nombre de marche est $(n - 1) = 8 \text{ marches}$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25\text{cm} \text{ on propose: } g = 30 \text{ cm}$$

➤ Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} (h/ g) = \tan^{-1} (17/30) = 29.53^\circ$$

➤ Epaisseur des escaliers (palier-paillasse) :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L_2 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,10^2 + 1,46^2} = 2,55\text{m} = 255 \text{ cm}$$

$$L = 135 + 255 + 120 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{30} \leq e_p \leq \frac{510}{20} \implies 17 \text{ cm} \leq e_p \leq 25,5\text{cm} \implies \text{On prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.15. Dimensions d'escalier de RDC.

Escaliers	H (cm)	L (cm)	n (cm)	h (cm)	g (cm)	L (cm)	e _p (cm)	α (°)
R.D.C	146	210	9	17	30	510	20	29,53

✓ Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \\ 16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g + 2h = 64 \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

III.5.3.2.Calcul de l'escalier :

1. Les chargements

➤ La paillasse:

$$G_1 = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Palier de repos:

$$G_2 = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

2. Combinaison de charges

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

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

✓ Etat limite service (E.L.S) :

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

$$q_{s2} = G_2 + Q_2$$

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

Tableau III.16. Combinaisons des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS.

Combinaison	La paillasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	15,78	11,41
ELS	11,23	8,04

III.5.3.3. Calcul des sollicitations :

a) Etat limite ultime (E.L.U) :

❖ **Schéma statique :**

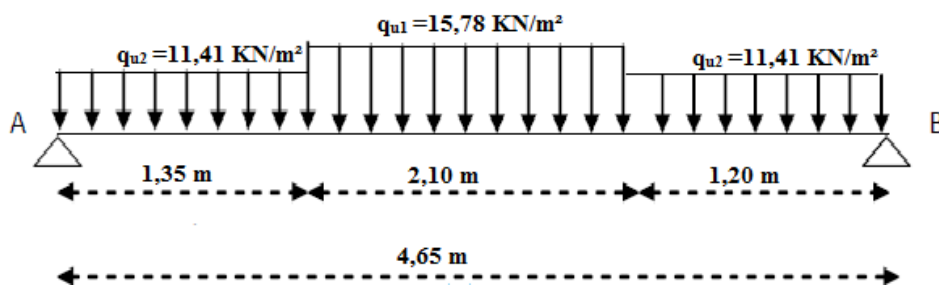


Figure III.36. Schéma statique (ELU).

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11,41 \times 1,35 + 15,78 \times 2,10 + 11,41 \times 1,20$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 62,23 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (11,41 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2}) + (15,78 \times 2,10 \times [\frac{2,10}{2} + 1,35]) + (11,41 \times 1,20 \times [\frac{1,20}{2} + 2,10 + 1,35]) = R_B \times 4,65$$

$$\rightarrow R_B = \frac{145,38}{4,65} = 31,26 \text{ KN}$$

$$R_A = 62,23 - R_B = 62,23 - 31,26 = 30,97 \text{ KN}$$

✚ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcul par la méthode des sections

$$0 \leq x \leq 1,35$$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 30,97 - 11,41x = 0$$

$$T(x) = 30,97 - 11,41x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 30,97 \\ T(1,35) = 15,56 \end{cases}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow -M(x) - 11,41 \times (\frac{x^2}{2}) + 30,97x = 0$$

$$M(x) = 30,97x - 11,41 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = 31,41 \end{cases}$$

1,35 ≤ x ≤ 2,10

$$T(x) = 30,79 - 11,41 \times 1,35 - 15,78(x - 1,35) \rightarrow \begin{cases} T(1,35) = 15,56 \\ T(2,10) = 3,75 \end{cases}$$

$$M(x) = 30,97x - 11,41 \times 1,35 \times \left(\frac{x-1,35}{2}\right) - 15,78 \times \frac{(x-1,35)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(1,35) = 41,81 \\ M(2,10) = 54,82 \end{cases}$$

0 ≤ x ≤ 1,20

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow T(x) + 31,26 - 11,41x = 0$$

$$T(x) = -31,26 + 11,41x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -31,26 \\ T(1,20) = -17,56 \end{cases}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow -M(x) + 11,41 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 31,26x = 0$$

$$M(x) = -11,41 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 31,26x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,20) = 29,29 \end{cases}$$

❖ **Le moment maximal en travée**

$$T = 0 \Rightarrow -31,26 + 11,41x = 0 \Rightarrow x = \frac{31,26}{11,41} = 2,74 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2,74) = -5,7(2,74) + 31,26(2,74)$$

$$M_{max} = 70,03 \text{ KN.m}$$

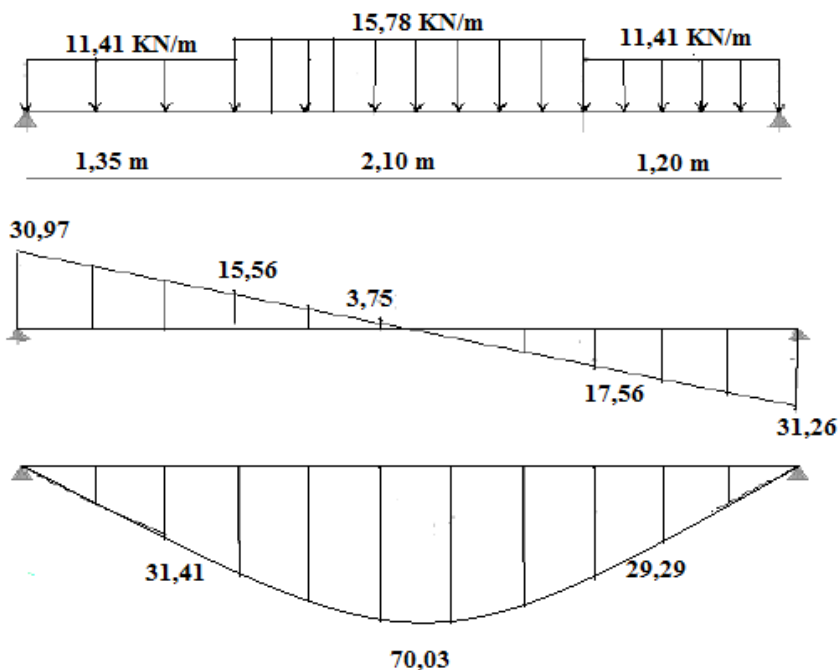


Figure III.37. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U.

b) Etat limite service (E.L.S)

❖ Schéma statique

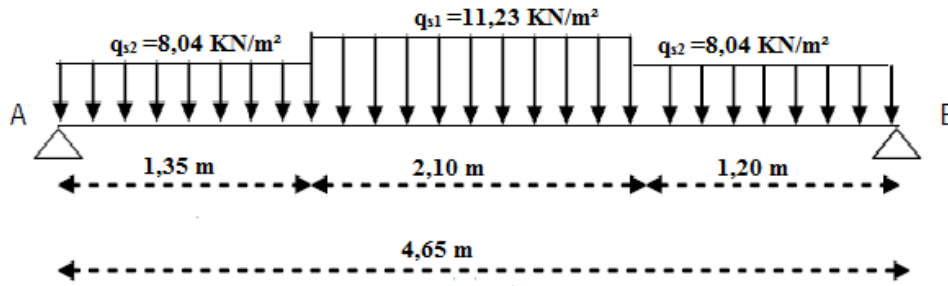


Figure III.38. Schéma statique (ELS).

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8,04 \times 1,35 + 11,23 \times 2,10 + 8,04 \times 1,20$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 44,06 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (8,04 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2}) + (11,23 \times 2,10 \times [\frac{2,10}{2} + 1,35]) + (8,04 \times 1,20 \times [\frac{1,20}{2} + 2,10 + 1,35]) = R_B \times 4,65$$

$$\rightarrow R_B = \frac{103}{4,65} = 22,15 \text{ KN}$$

$$R_A = 44,06 - R_B = 44,06 - 22,15 = 21,91 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant et moment fléchissant

Calcul par la méthode des sections

$$0 \leq x \leq 1,35$$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 21,91 - 8,04x = 0$$

$$T(x) = 21,91 - 8,04x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 21,91 \\ T(1,35) = 11,06 \end{cases}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow -M(x) - 8,04 \times (\frac{x^2}{2}) + 21,91x = 0$$

$$M(x) = 21,91x - 8,04 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = 22,25 \end{cases}$$

$$1,35 \leq x \leq 2,10$$

$$T(x) = 21,91 - 8,04 \times 1,35 - 11,23(x - 1,35) \rightarrow \begin{cases} T(1,35) = 11,06 \\ T(2,10) = 2,63 \end{cases}$$

$$M(x) = 21,91x - 8,04 \times 1,35 \times (\frac{x-1,35}{2}) - 11,23 \times \frac{(x-1,35)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(1,35) = 29,57 \\ M(2,10) = 38,78 \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,20$$

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow T(x) + 22,15 - 8,04x = 0$$

$$T(x) = -22,15 + 8,04x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -22,15 \\ T(1,20) = -12,50 \end{cases}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow M(x) + 8,04 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 22,15x = 0$$

$$M(x) = -8,04 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 22,15x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,20) = 20,79 \end{cases}$$

❖ Le moment maximal en travée :

$$T = 0 \Rightarrow -22,15 + 8,04x = 0 \Rightarrow x = \frac{22,15}{8,04} = 2,75 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2,74) = -4,02(2,75) + 22,15(2,75)$$

$$M_{max} = 49,85 \text{ KN.m}$$

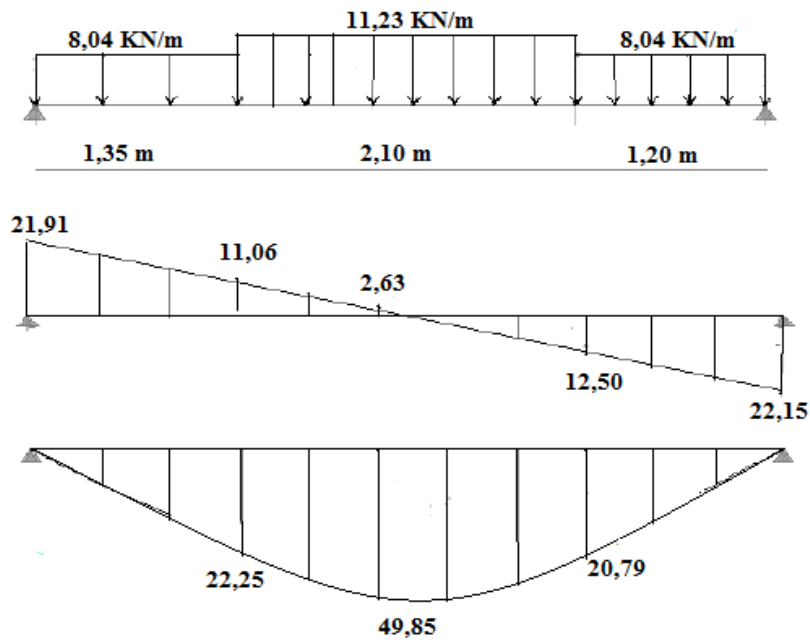


Figure III.39. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S.

III.5.4. Dimensionnement

✚ Escalier d'étage courant :

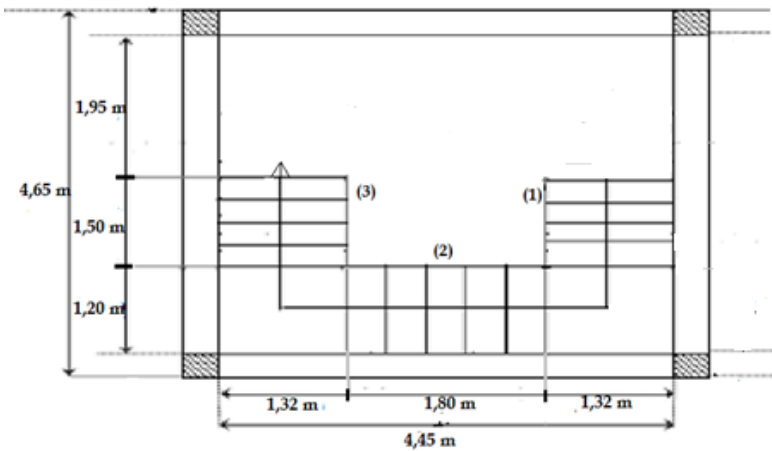


Figure III.40. Dimension des escaliers.

- Etude type 1 :

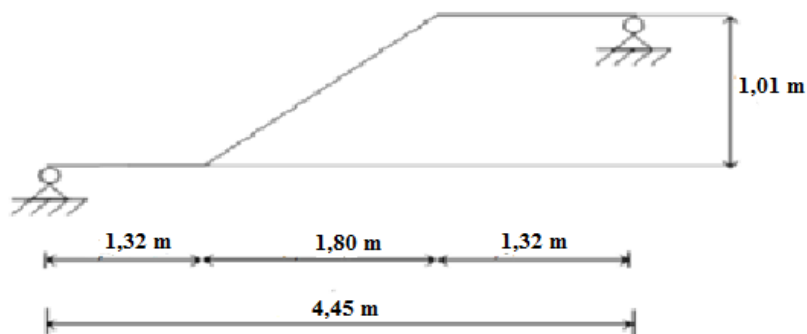


Figure III.41. Schéma statique des escaliers.

III.5.4.1. Calcul de l'escalier :

La formule donne :

$$60 \text{ cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64 \text{ cm}$$

➤ Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches **h** à **17 cm**, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{101}{17} = 6 \text{ contres marches}$$

➤ le nombre de marche est $(n - 1) = 5 \text{ marches}$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{180}{5} = 36 \text{ cm} \text{ on propose: } g = 30 \text{ cm}$$

➤ Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} (h/ g) = \tan^{-1} (17/30) = 29.53^\circ$$

➤ **Epaisseur des escaliers (palier-paillasse) :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L_2 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1,80^2 + 1,01^2} = 2,06\text{m} = 206 \text{ cm}$$

$$L = 132 + 206 + 132 = 470\text{cm}$$

$$\frac{470}{30} \leq e_p \leq \frac{470}{20} \implies 15,67 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,5\text{cm} \implies \text{On prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.17. Dimensions d'escalier d'étage courant.

Escaliers	H (cm)	L (cm)	n (cm)	h (cm)	g (cm)	L (cm)	e _p (cm)	α(°)
étage courant	101	180	6	17	30	470	20	29,53

✓ **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \\ 16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g + 2h = 64 \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

III.5.4.2. Calcul de l'escalier :

1. Les chargements

➤ La paillasse:

$$G_1 = 9,05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Palier de repos:

$$G_2 = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

2. Combinaison de charges

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

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

✓ **Etat limite service (E.L.S) :**

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

$$q_{s2} = G_2 + Q_2$$

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

Tableau III.18. Combinaisons des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS.

Combinaison	La paillasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	15,96	11,55
ELS	11,23	8,04

III.5.4.3. Calcul des sollicitations

a) Etat limite ultime (E.L.U)

❖ **Schéma statique**

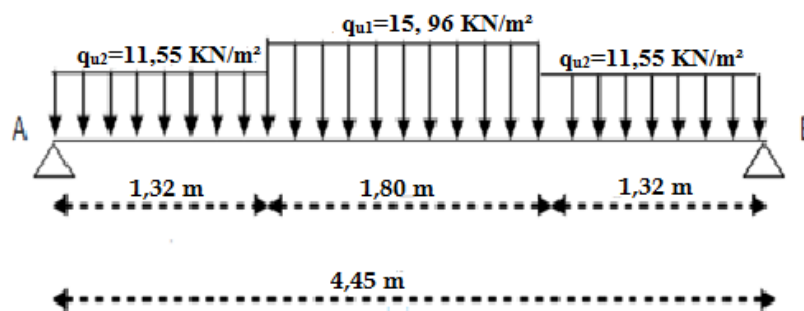


Figure III.42. Schéma statique (ELU).

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11,55 \times 1,32 + 15,96 \times 1,80 + 11,55 \times 1,32$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 59,22 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (11,55 \times 1,32 \times \frac{1,32}{2}) + (15,96 \times 1,80 \times [\frac{1,80}{2} + 1,32]) + (11,55 \times 1,32 \times [\frac{1,32}{2}$$

$$+ 1,80 + 1,32]) = R_B \times 4,45$$

$$\rightarrow R_B = \frac{131,468}{4,45} = 29,54 \text{ KN}$$

$$R_A = 59,22 - R_B = 59,22 - 29,54 = 29,68 \text{ KN}$$

✚ **Effort tranchant et moment fléchissant**

Calcul par la méthode des sections

$$0 \leq x \leq 1,32$$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 29,68 - 11,55x = 0$$

$$T(x) = 29,68 - 11,55x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 29,68 \\ T(1,32) = 14,43 \end{cases}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow -M(x) - 11,55 \times (\frac{x^2}{2}) + 29,68x = 0$$

$$M(x) = 29,68 x - 11,55 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,32) = 29,12 \end{cases}$$

$$1,32 \leq x \leq 1,80$$

$$T(x) = 29,68 - 11,55 \times 1,32 - 15,96(x - 1,32) \rightarrow \begin{cases} T(1,32) = 14,43 \\ T(1,80) = 6,77 \end{cases}$$

$$M(x) = 29,68 x - 11,55 \times 1,32 \times \left(\frac{x-1,32}{2}\right) - 15,96 \times \frac{(x-1,32)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(1,32) = 39,18 \\ M(1,80) = 47,92 \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,32$$

$$\Sigma f/y = 0 \rightarrow T(x) + 29,54 - 11,55x = 0$$

$$T(x) = -29,54 + 11,55x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -29,54 \\ T(1,32) = -14,29 \end{cases}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow -M(x) + 11,55 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 29,54 x = 0$$

$$M(x) = -11,55 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 29,54 x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,32) = 28,93 \end{cases}$$

❖ Le moment maximal en travée

$$T = 0 \Rightarrow -29,54 + 11,55x = 0 \Rightarrow x = \frac{29,54}{11,55} = 2,56 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2,56) = -5,76(2,56) + 29,54(2,56)$$

$$M_{max} = 60,88 \text{ KN.m}$$

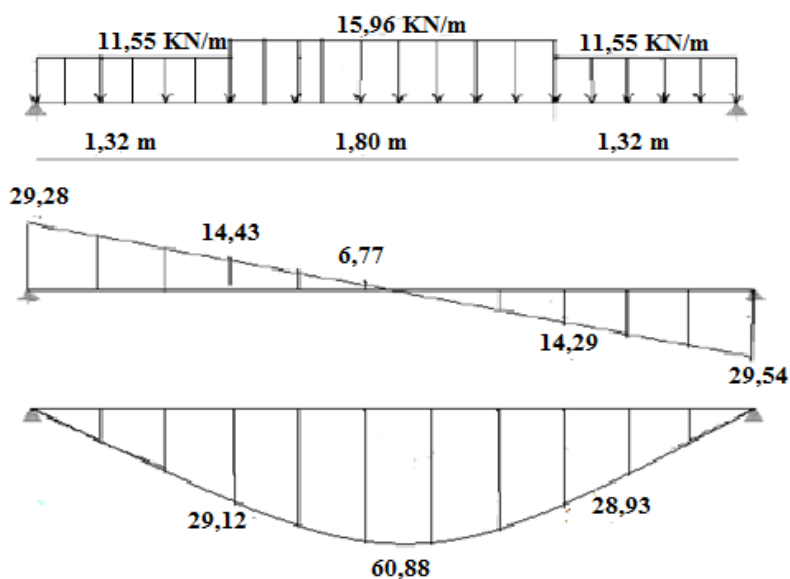


Figure III.43. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U.

b) Etat limite service (E.L.S) :

❖ Schéma statique :

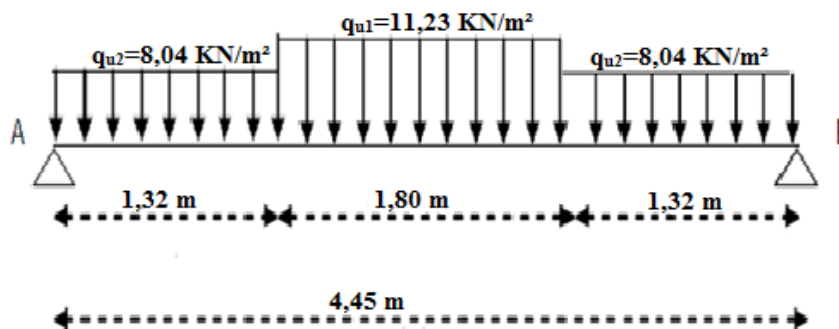


Figure III.44. Schéma statique (ELS).

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8,04 \times 1,32 + 11,23 \times 1,80 + 8,04 \times 1,32$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 41,43 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (8,04 \times 1,32 \times \frac{1,32}{2}) + (11,23 \times 1,80 \times [\frac{1,80}{2} + 1,32]) + (8,04 \times 1,32 \times [\frac{1,32}{2}$$

$$+ 1,80 + 1,32]) = R_B \times 4,45$$

$$\rightarrow R_B = \frac{91,99}{4,45} = 20,67 \text{ KN}$$

$$R_A = 41,43 - R_B = 41,43 - 20,67 = 20,76 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

$0 \leq x \leq 1,32$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 20,76 - 8,04x = 0$$

$$T(x) = 20,76 - 8,04x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 20,76 \\ T(1,32) = 10,15 \end{cases}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow -M(x) - 8,04 \times (\frac{x^2}{2}) + 20,76x = 0$$

$$M(x) = 20,76x - 8,04 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,32) = 20,40 \end{cases}$$

$1,32 \leq x \leq 1,80$

$$T(x) = 20,76 - 8,04 \times 1,32 - 11,23(x - 1,32) \rightarrow \begin{cases} T(1,32) = 10,15 \\ T(1,80) = 4,75 \end{cases}$$

$$M(x) = 20,76x - 8,04 \times 1,32 \times (\frac{x-1,32}{2}) - 11,23 \times \frac{(x-1,32)^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(1,32) = 27,40 \\ M(1,80) = 33,53 \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1,32$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T(x) + 21,91 - 8,04x = 0$$

$$T(x) = -21,91 + 8,04x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -21,91 \\ T(1,32) = -11,29 \end{cases}$$

$$\Sigma M/y = 0 \rightarrow -M(x) - 8,04 \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 21,91x = 0$$

$$M(x) = 21,91x - 8,04 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,32) = 21,91 \end{cases}$$

❖ Le moment maximal en travée

$$T = 0 \Rightarrow 21,91 - 8,04x = 0 \Rightarrow x = \frac{21,91}{8,04} = 2,72 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2,72) = -4,02(2,72) + 21,91(2,72)$$

$$M_{max} = 48,66 \text{ KN.m}$$

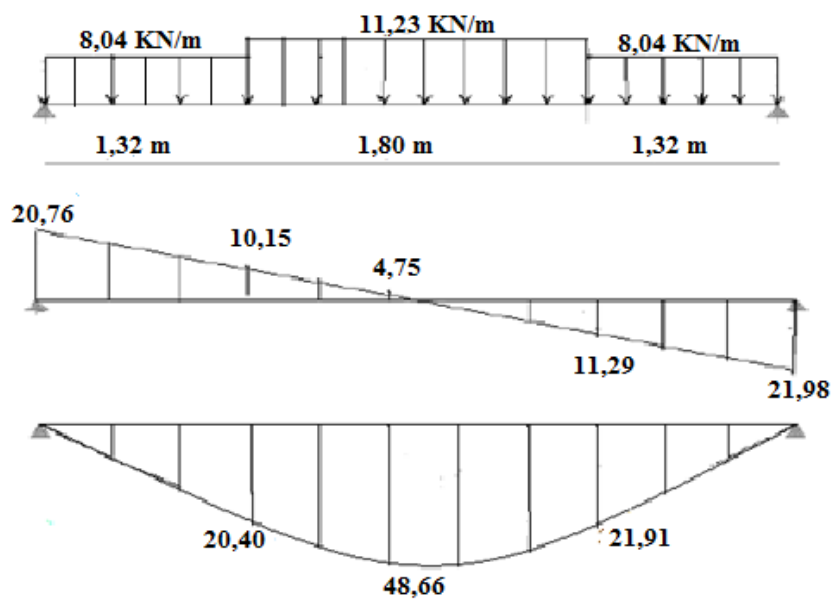


Figure III.45. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S

III.5.5. Ferrailage d'escalier de RDC :

Se fait à la flexion simple

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 59,53 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0,3 M_{max} = 21,00 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 42,37 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0,3 M_{max} = 14,96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

III.5.5.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b × h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; \gamma_b = 1,5; f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}; f_{t28} = 2,10 \text{ MPA} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm};$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}; \gamma_s = 1,15; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA.}$$

Tableau III.19. Ferrailage d'escalier de RDC.

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	\hat{A}_s	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	59,53	0,129	Oui	0	0,173	0,167	10,21	4T12+4T14	10,69
Appuis	42,37	0,092	Oui	0	0,120	0,171	7,10	4T16	8,05

1) En travée

➤ Condition de non fragilité

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_{min} = \max\{2 \text{ cm}^2; 2,17 \text{ cm}^2\} \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 10,21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

$$\text{On prend : } A_t = 4T12+4T14 = 10,69 \text{ cm}^2$$

- Espacement

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

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

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,69}{4} = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Espacement

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 20; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

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

✓ Vérification à l'effet tranchant

$$V_u = 29,68 \text{ KN}; b = 1 \text{ m}; d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,164 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA} \}$$

$$\tau_u = 0,164 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Les Armatures transversales**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

- $\tau_u = 0,164 < 0.046f_{c28} = 1.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage $\dots \dots \dots (C.V)$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

2) En appuis

➤ **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 2 \text{ cm}^2 ; 2,17 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7,10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On prend : $A_t = 4T16 = 8,05 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) \implies S_t = 33 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{8,05}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 20 ; 45 \text{ cm}) \implies S_t = 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification à l'effet tranchant**

$$V_u = 29,68 \text{ KN} ; b = 1 \text{ m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,164 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA} \}$$

$$\tau_u = 0,164 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots (C.V)$$

➤ **Les Armatures transversales**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

- $\tau_u = 0,164 < 0.046f_{c28} = 1.15 \text{MPa} \dots\dots\dots (C.V)$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage $\dots\dots\dots (C.V)$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

✓ **Vérifications des armatures à l'E.L.S**

a) En travée :

$$M_S = 42,37 \text{KN.m} ; A = A_S = 4T12+4T14 = 10,69 \text{cm}^2 ; \eta = 15$$

○ **Position de l'axe neutre**

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 10,69}{100} = 1,603 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 1,603 \times 18 = 57,708 \text{cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,603 + \sqrt{1,603^2 + 57,708} = 6,16 \text{ cm}$$

○ **le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$$I_z = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot A_S (y_1 - d) + 15 \cdot A_S (d - y)^2$$

$$I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 6,16^3 + 15 \times 10,69 (6,16 - 18) + 15 \times 10,69 (18 - 6,16)^2$$

$$I_z = 28371,713 \text{ cm}^4$$

○ **Le coefficient angulaire des contraintes**

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{42,37 \times 10^3}{28371,713} = 1,49 \text{ MPA/cm}$$

○ **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 1,49 \times (18 - 6,16) = 264,624 \text{MPA}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b' = K. y = 1,49 \times 6,16 = 9,18 \text{MPa}$$

✓ **Vérfications**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b' = 9,18 \text{MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

b) En appuis

$$M_s = 14,96 \text{ KN.m}, A = A_s = 4T12+4T14 = 10,69 \text{ cm}^2, \eta = 15$$

○ **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A) y - 30(A) d = 0$$

Solution

$$y = \frac{15.A}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b.d.A}{7,5(A)^2}} \right] = \frac{15 \times 10,69}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 18 \times 10,69}{7,5(10,69)^2}} \right] = 6,16 \text{cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A (d - y)^2] = \frac{100 \times 6,16^3}{3} + 15[10,69 \times (18 - 6,16)^2] = 30270,25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14,96 \times 10^3}{30270,25} = 0,49 \text{ MPA/cm}$$

○ **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta. K.(d - y) = 15 \times 0,49 \times (18 - 6,16) = 87,024 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b' = K. y = 0,49 \times 6,16 = 3,02 \text{ MPA}$$

✓ **Vérfications**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b' = 3,02 \text{ MPA} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

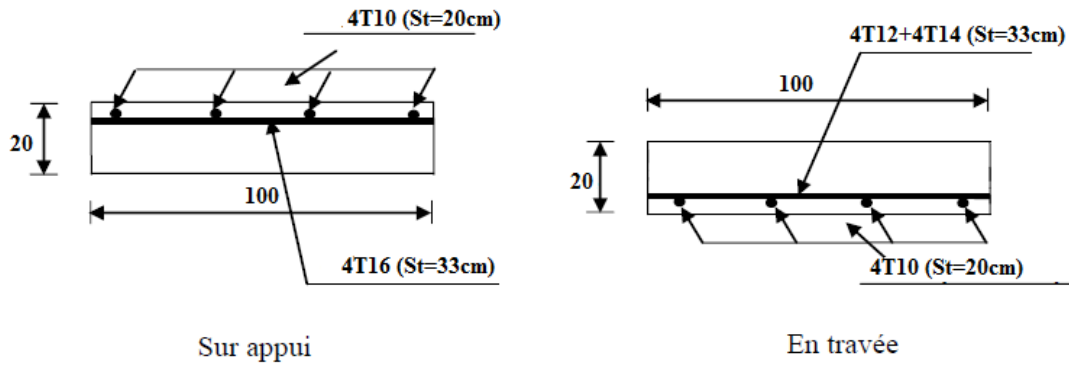


Figure III.46. Schéma de ferrailage d'escalier de RDC.

III.5.6. Ferrailage d'escalier d'étages courants

Se fait à la flexion simple

ELU: $\begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 51,75 \text{KN.m} & \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0,3 M_{max} = 18,26 \text{KN.m} & \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 41,36 \text{KN.m} & \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0,3 M_{max} = 14,60 \text{KN.m} & \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$

III.5.6.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b × h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPA}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$;

$f_e = 400 \text{ MPA}$; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$.

Tableau III.20. Ferrailage d'escalier d'étages courants.

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	\hat{A}_s	α	Z (cm)	A_s <i>cal</i> (cm ²)	Choix	A_s ^{aap} (cm ²)
Travée	51,75	0,112	Oui	0	0,148	0,169	8,79	8T12	9,05
Appuis	41,36	0,090	Oui	0	0,118	0,171	6,95	4T16	8,05

1) En travée

➤ Condition de non fragilité

$A \geq A_{min}$

$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\}$

$A_{min} = \max \{ 2 \text{ cm}^2 ; 2,17 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$

$$A_t = 8,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On prend : $A_t = 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) \implies S_t = 33 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 20 ; 45 \text{ cm}) \implies S_t = 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification à l'effet tranchant**

$V_u = 29,68 \text{ KN}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,164 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA} \}$$

$$\tau_u = 0,164 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Les Armatures transversales**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

- $\tau_u = 0,164 < 0,046 f_{c28} = 1,15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage $\dots \dots \dots (C.V)$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

2) **En appuis**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b.h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_{min} = \max\{2\text{cm}^2; 2,17\text{cm}^2\} \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,95 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On prend : $A_t = 4T16 = 8,05\text{cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{8,05}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 20; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification à l'effet tranchant**

$$V_u = 29,68 \text{ KN} ; b = 1 \text{ m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,164 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33\text{MPA} ; 5 \text{ MPA}\}$$

$$\tau_u = 0,164 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Les Armatures transversales**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

- $\tau_u = 0,164 < 0.046f_{c28} = 1.15\text{MPa} \dots \dots \dots (C.V)$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage $\dots \dots \dots (C.V)$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

✓ **Vérfications des armatures à l'E.L.S**

a) En travée :

$M_s = 41,36 \text{KN.m} ; A = A_s = 8T12 = 9,05 \text{cm}^2 ; \eta = 15$

○ **Position de l'axe neutre(y)**

$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 9,05}{100} = 1,357 \text{ cm}$

$E = 2. D. d = 2 \times 1,357 \times 18 = 48,852 \text{cm}^2$

$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,357 + \sqrt{1,357^2 + 48,852} = 5,76 \text{ cm}$

○ **le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre**

$I_z = \frac{1}{3} . b . y^3 + 15. A_s (y_1 - d) + 15. A_s (d - y)^2$

$I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 5,76^3 + 15 \times 9,05 (5,76 - 18) + 15 \times 9,05 (18 - 5,76)^2$

$I_z = 25046,258 \text{ cm}^4$

○ **Le coefficient angulaire des contraintes**

$K = \frac{M_s}{I} = \frac{41,36 \times 10^3}{25046,258} = 1,65 \text{ MPA/cm}$

○ **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$\sigma_s = \eta . K . (d - y) = 15 \times 1,65 \times (18 - 5,76) = 302,94 \text{MPa}$

- Contrainte de compression dans le béton :

$\sigma_b' = K . y = 1,65 \times 5,76 = 9,50 \text{MPa}$

✓ **Vérfications**

- Etat limite de compression du béton :

$\sigma_b' = 9,50 \text{MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

b) En appuis

$M_s = 14,60 \text{KN.m}, A = A_s = 4T16 = 8,05 \text{ cm}^2, \eta = 15$

○ **Position de l'axe neutre(y)**

Equation s'écrit :

$b y^2 + 30(A) y - 30(A) d = 0$

Solution

$y = \frac{15.A}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b.d.A}{7,5(A)^2}} \right] = \frac{15 \times 9,05}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 18 \times 9,05}{7,5(9,05)^2}} \right] = 5,76 \text{cm}$

○ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A (d - y)^2] = \frac{100 \times 5,76^3}{3} + 15[9,05 \times (18 - 5,76)^2] = 26707,84 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14,60 \times 10^3}{26707,84} = 0,55 \text{ MPA/cm}$$

○ **Calcul des contraintes**

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0,55 \times (18 - 5,76) = 100,98 \text{ MPA}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{b'} = K \cdot y = 0,55 \times 5,76 = 3,17 \text{ MPA}$$

✓ **Vérifications**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{b'} = 3,17 \text{ MPA} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

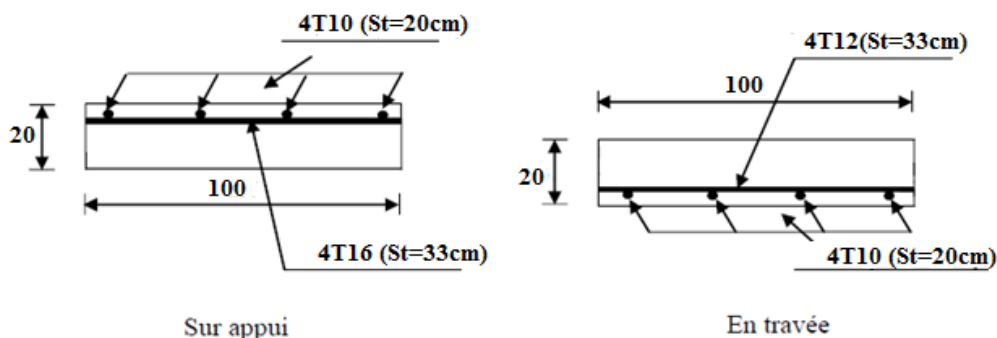


Figure III.47. Schéma de ferrailage d'escalier d'étages courants

III.5.7. Etude de la poutre palière

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, son rôle est de supporter le poids d'escalier.

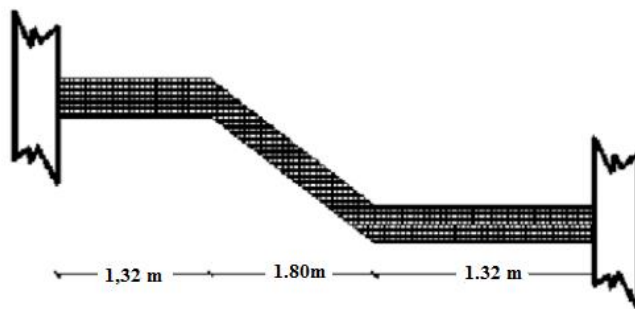


Figure III.48. Poutre brisée double Palières.

III.5.7.1. Pré-dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifiées selon le RAP 99 version 2003.

Selon le BAEL 91 :

- **La hauteur h de la poutre doit être**

On a $L = 4,45\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29,66\text{cm} \leq h \leq 44,5\text{ cm}$$

On choisit : **h = 35 cm**

- **La largeur b de la poutre doit être**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

On choisit : **b = 30 cm**

✓ **Vérification Selon le RPA 99(version 2003)**

- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$condition vérifiée.

Les trois conditions dictées par le **RPA** sont vérifiées.

On prend la section de poutre palière **(30×35) cm²**

a) Evaluation Des Charges

La poutre palière est sollicitée par les charges suivantes :

- Le Poids propre de la poutre..... $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625\text{ KN/ml}$.
- Charge de mur double cloison : $3,64 \times 1,13 = 4,11\text{ KN/ml}$.
- Le poids d'escalier : $29,68\text{ } 20,76$

À E.L.U : $\frac{R_{Ay}}{L} = \frac{29,68}{4,45} = 6,67\text{KN/ml}$.

À E.L.S : $\frac{R_{Ay}}{L} = \frac{20,76}{4,45} = 4,66\text{KN/ml}$.

a) Combinaisons des charges et surcharges

❖ Etat limite ultime (E.L.U)

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

$$q_u = 1,35 \times (2,625 + 4,11) + 6,67 = 15,76 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite service (E.L.S)

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 2,625 + 4,11 + 4,66 = 11,39 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations

▪ Moments en travée : $M_t = \frac{p_u \times L^2}{24}$

▪ Moments aux appuis : $M_a = \frac{p_u \times L^2}{12}$

▪ Effort tranchant : $T = \frac{p_u \times L}{2}$

Tableau III.21. Les sollicitations.

	q (KN/ml)	T (KN)	M _t (KN .m)	M _a (KN .m)
ELU	15.76	35.07	13.00	26.00
ELS	11.39	25.34	9.39	18.79

III.5.7.2 Calcul de Ferrailage

Données : b=30cm ; h=35cm ; c = 2 cm ;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; \gamma_b = 1, 5; f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}; f_{t28} = 2,10 \text{ MPA}; d = 0,9h = 31,5 \text{ cm};$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}; \gamma_s = 1, 15; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}.$$

III.5.7.2.1 Ferrailage longitudinal de la poutre palière

Tableau III.22. Ferrailage de la poutre palière.

	M _u (KN.m)	μ	μ < μ _r	Á _s	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	17,81	0,043	Oui	0	0,054	26	1,96	3T10	2,36
Appuis	35,62	0,087	Oui	0	0,113	25	4,09	3T14	4,62

➤ **Condition de non fragilité**

a) Travée

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_{min} = \max\{1,05 \text{ cm}^2 ; 1,14 \text{ cm}^2\} \rightarrow A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On choisit : $A_t = 3T10$ soit $2,36 \text{ cm}^2$

b) Appuis

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_{min} = \max\{1,05 \text{ cm}^2 ; 1,14 \text{ cm}^2\} \rightarrow A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On choisit : $A_t = 3T14$ soit $4,62 \text{ cm}^2$

III.5.7.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = T = 35.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,371 \text{ MPA}$$

- Valeur limite de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ MPA}$$

✓ Vérification

$$\tau_u = 0,371 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$$

III.5.7.3.1 Ferrailage transversal de la poutre palière

D'après le **BAEL91 modifié 99** le diamètre des armatures transversales est de :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{20} ; \varphi_{l \text{ min}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{20} ; 12 \text{ mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \varphi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = m_t \cdot A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec :

A_t : section d'une coupe transversale.

m_t : nombre des barres dans un coupe.

• **Espacement des armatures transversales Selon le BAEL 91[2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{tl}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1 \text{ reprise de bétonnage; } \alpha = 0 \\ S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{35,07 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,371 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{201}{300 \cdot S_{tl}} \geq 0,00118 \rightarrow S_t = 56,78 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 28,35 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Espacement des armatures transversales Selon le RPA 99 [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 22,33 \text{ cm} \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq 15 \text{ cm} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend :

$S_t = 8 \text{ cm}$Zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$Zone courante.

• Condition de non fragilité

$$\rho_t \geq \rho_{t \min}$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right\} = \frac{1}{400} \times \max\left\{\frac{1,18}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right\} = 0,001 \text{ MPA}$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{201}{300 \times 150} = 0,0044 \text{ MPA}$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

III.5.8. Vérifications

III.5.8.1 Vérification à l'état limite ultime (E.L.U)

a) Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{35,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,371 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots(\text{CV})$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$\text{On doit vérifier que : } T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min (a ; 0,9 d)$$

$$a = b - 2c = 30 - 2 \times 2 = 26 \text{ cm} \rightarrow a = 26 \text{ cm}$$

$$0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 250 \text{ KN}$$

$$T_u = 35,07 \leq 250 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 35,07 - 292,84 = -257,77 \text{ KN} < 0$$

Les armatures longitudinales ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

III.5.8.2 Vérification à l'état limite service (E.L.S)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul à l'ELS est inutile, donc il n'est pas nécessaire sauf que de vérifier la contrainte de compression du béton.

1) En travées

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2}by^2 + n \hat{A}_s(y-c) - nA_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 67,95y - 2140,43 = 0$$

La solution est : $y = 9,89$ cm

• **Moment d'inertie**

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

$$I = \frac{30}{3} \times 9,89^3 + 15 \times 4,53(31,5 - 9,89)^2$$

$$I = 41405,73 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7,20$ MPA

Alors : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (CV)

2) Sur appui

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPA

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2}by^2 + n \hat{A}_s(y-c) - nA_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 135,75y - 42761,25 = 0$$

La solution est : $y = 49,06$ cm

• **Moment d'inertie**

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

$$I = \frac{30}{3} \times 49,06^3 + 15 \times 9,05(31,5 - 49,06)^2$$

$$I = 1222676,095 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2,42$ MPA

Alors : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (CV)

3) Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ A_s \leq \frac{4,2}{b \cdot d} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{445} = 0,0786 \geq 0,0625 \\ \frac{4,53}{30 \times 31,5} = 0,00479 \leq 0,0105 \\ \frac{35}{445} = 0,0786 \geq \frac{30,13}{602,7} = 0,0499 \end{array} \right.$$

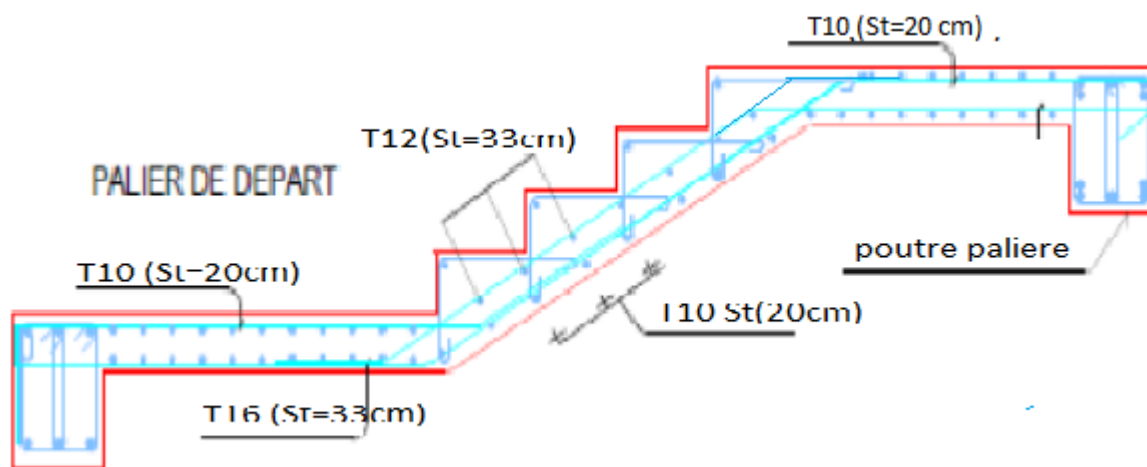


Figure III.49. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.6. L'ascenseur :

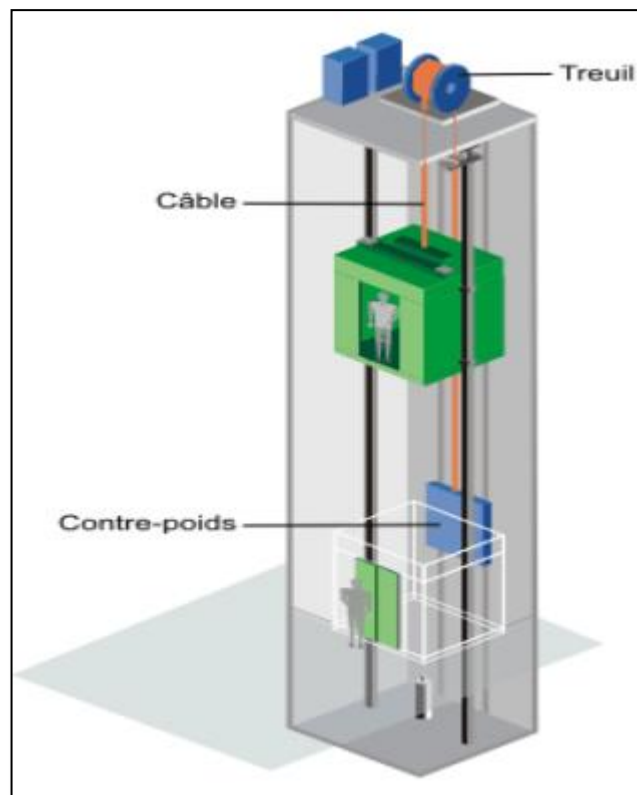
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

III.6.1. Les caractéristiques :

L'ascenseur qu'on étudie est pour 05 personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur =185cm.



- l : Largeur de l'ascenseur = 155cm
 - Vitesse de levage : $V=1.6$ m/s
 - Charge due à la salle de machine : $P_m = 15$ KN
 - Charge due au poids propre de l'ascenseur : $D_m = 51$ KN
 - Charge due à la rupture des câbles : $F_c = 145$ KN
 - le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 630 Kg
- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 51 + 5 = 71 \text{KN}$$

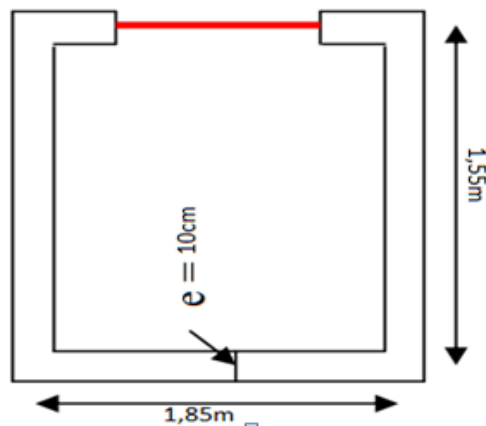


Figure III.50. Coupe transversale d'ascenseur.

III.6.2. Etude de la dalle machine

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

Capacité : petit ascenseur 400 kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{155}{50} \leq e \leq \frac{185}{40}$$

$$3,1 \text{ cm} \leq e \leq 4,62 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A

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

On prend : $e=25cm$

III.6.3.Evaluation des charges

a) Charge permanentes

- poids de la machine + ascenseurs supportée50KN/m².
- poids de la dalle en Béton Armé25×0,25 = 6,25KN/m².

$$\Sigma G = 56,25 \text{ KN /m}^2.$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.6.4.Combinaison Des Charges

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 56.26 + 1.5 \times 1 = 77.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 56.26 + 1 = 57.26 \text{ KN/m}^2$$

III.6.5.Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 04 cotés.

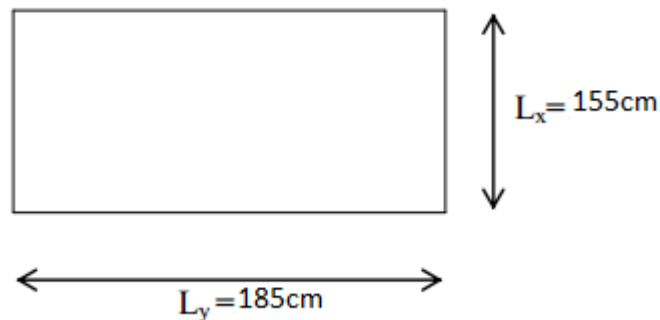


Figure III.51. Panneau de la dalle machine.

✓ Calcul de “ ρ ” :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,55}{1,85} = 0,83 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

* $M_x = \mu_x q_u L_x^2$ Sens de la grande portée

* $M_y = \mu_y M_x$ Sens de la petite portée.

Les résultats des sollicitations sont regroupés dans le tableau Suivant :

Tableau III.23. Calcul des sollicitations.

	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q (KN/ m)	$M_x =$ $\mu_x q_u L_x^2$ (KN.m)	$M_y =$ $\mu_y M_x$ (KN. m)	$M_{tx} =$ 0,85 M_x (KN. m)	$M_{ty} =$ 0,85 M_y (KN. m)	$M_a =$ 0,3 M_x (KN. m)
à l'ELU	1,55	1,85	0,83	0,052	0,649	77,4 5	9,82	6,37	8,34	5,41	2,94
à l'ELS	1,55	1,85	0,83	0,059	0,751	57,2 6	8,19	6,15	6,96	5,22	2,45

III.6.6. Calcul de ferrailage de la dalle

Le calcul se fait pour une bande de 1m, et on aura une section (bxh) = (100x25) cm² ,

d = 0,9h = 22cm, qui travaille en flexion simple.

Les résultats trouvés en travées et en appui dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux Suivants :

Tableau III.24. Ferrailage de la dalle en travée dans les deux sens.

	Mt (KN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Sens (x-x)	8,34	0,012	0,00	0,015	21,86	1,09	4T10	3,14	25
Sens (y-y)	5,41	0,007	0,00	0,008	21,92	0,70	4T8	2,01	25

Tableau III.25. Ferrailage de la dalle en appui.

	Ma (KN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Appui	2,94	0,003	0,00	0,005	0,22	3,84	4T10	3,14	25

III.6.7.Vérifications à l'état limite ultime (E.L.U)

a) Condition de non fragilité :

$$A_x \geq \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h$$

On a: h = 25 cm ; b = 100 cm

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83$$

$$\rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 2,00 \text{ cm}^2$$

• En travée

Sens x-x: $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Sens y-y: $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

• Sur appuis

$$A_x = 3,14\text{cm}^2 \geq A_x^{\text{min}} = 2,17\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,13 f_{c28} = 3,33\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 44,86\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 40,01\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 44,86\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{44,86 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,199\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

III.6.8. Vérifications à l'état limite service (E.L.S)

a) Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

• $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,16 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

• $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e, 150\eta) = 240 \text{ MPA}$

La vérification se fait suivant l'organigramme de la flexion simple à l'ELS (voir annexe) Le tableau suivant récapitule les résultants trouvés :

Tableau III.26. Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	x-x	6,96	3,14	4,16	16545.58	1,72	112,77	CV	CV
	y-y	5,22	2,01	3,39	16545.58	1,05	86,53	CV	CV
Appuis	x-x	2,45	3,14	4,16	16545.58	0,57	37,59	CV	CV

b) Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,161 > 0,142 \\ 0,161 > 0,062 \\ 0,0014 < 0,00105 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

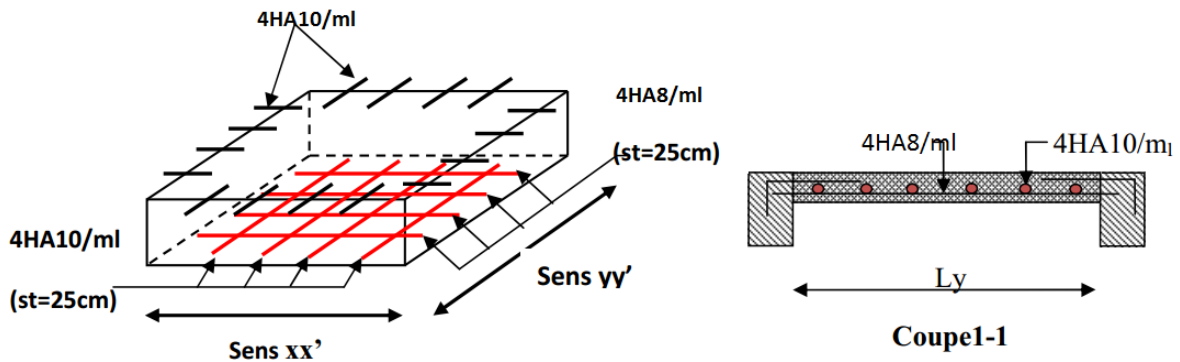


Figure III.52. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV
Etude dynamique en Zone sismique

IV.1.Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3.Choix de la méthode de calcul

Plusieurs conceptions parasismiques et divers méthodes de calcul, Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- **La méthode statique équivalente.**
- **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.**

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre **III**, une hauteur paragraphe 3.5 avec au plus égale à 65m en zones **I** et **II** et à 30m en zones **III**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II a :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation de résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et ne vérifie l'irrégularité ni en plan ni en élévation.

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale à l'aide d'un logiciel d'analyse 'ETABS'.

IV.4.Presentation du programmer ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.4.1.Modélisation:

Le logiciel **ETABS** permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante,

ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

1) Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.

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.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad TK \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et **TK** la période du mode **K**.

2) Analyse modale spectrale

- **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases} \dots\dots\dots[1]$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

Sa/g : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s.

A : coefficient d'accélération de zone.

Groupe d'usage : 2 }
 Zone sismique : II a } → A=0,15 [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots[1]$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage [1].

Pour notre cas on prend ξ=10%

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,76$$

• **Coefficient de comportement :**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement) (RPA 99/version 2003... [1]), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=3,5).

Q : Facteur de qualité: ... [1]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère q	Observée	P q // xx	Observée	P q // y y
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05	NON	0,05
Redondance en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en élévation	Oui	0,0	Oui	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x=Q_y = 1+0,2 = 1,2$$

T₁ ; T₂ : Périodes caractéristiques :

$$\text{site(meuble)}s_3 \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

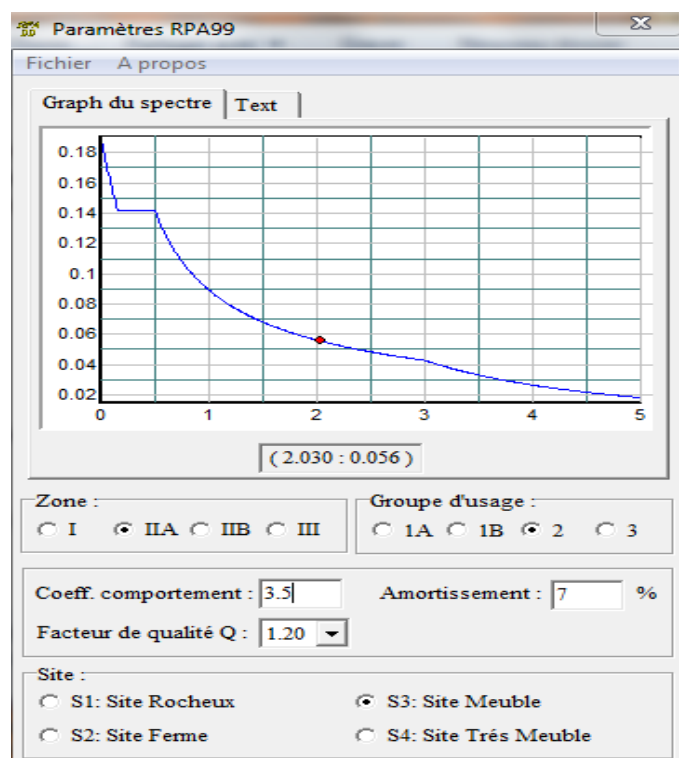


Figure IV.1. Spectre de réponse.

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \dots\dots\dots [1] \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003.. [1]**.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

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

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots [1]$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \dots\dots\dots [1]$$

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$C_T = 0,05$ Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99/2003**)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow 31,65 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow DX = 29,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow DY = 21,80 \text{ m}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \times \frac{31,65}{\sqrt{29,10}} = 0,52 \text{sec} \\ T = 0,05 \times 31,65^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0,66 \text{sec} \end{cases}$$

-sens (x-x) : $T_x = \min (0,52, 0,66) = 0,52 \text{sec}$

Selon y-y :

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \times \frac{31,65}{\sqrt{21,80}} = 0,61 \text{sec} \\ T = 0,05 \times 31,65^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0,66 \text{sec} \end{cases}$$

-sens (x-x) : $T_x = \min (0,61, 0,66) = 0,61 \text{sec}$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = 0,52 \text{ sec.} \\ T_y = 0,61 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \quad \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec} \\ T2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} & T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} & T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases}$$

$\eta = 0,76$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,52} \right)^{2/3} = 1,85 & T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ D_y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,61} \right)^{2/3} = 1,66 & T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement : $R=3,5$

Q : facteur de qualité $Q=1,2$

W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

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

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

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

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

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5 RPA)

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.2. Paramètres sismiques.

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa	0,15
R	système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé	3,5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,2
ϵ	-	10%
H	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,76
T_1	Site 3	0,15 s
T_2	Site 3	0,50 s

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_x = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,2}{3,5} = 0,095 & \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,15 \times 1,66 \times 1,2}{3,5} = 0,085 & \text{Suivant l'axe Y} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,095 \times W \\ V_y = 0,085 \times W \end{array} \right.$$

- Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}.$$

✓ Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques

- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique :

A. Modèle initial (sans voile) :

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la **figure IV.2**.

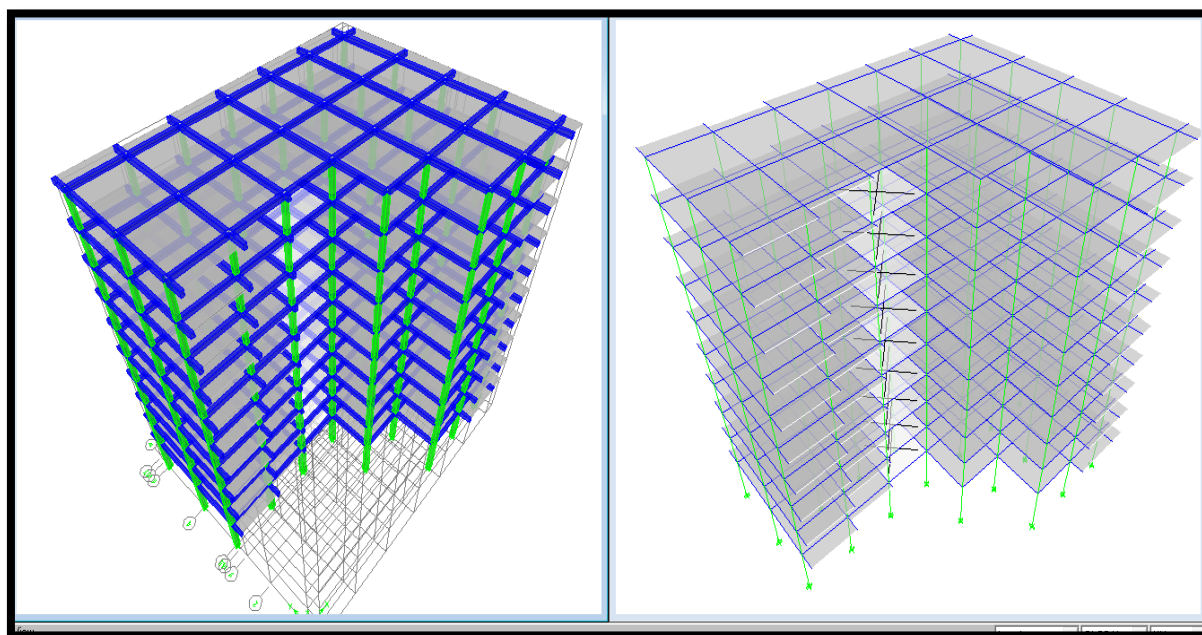


Figure IV.2. Modèle initiale 3D (sans voile).

B. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Période	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,792183	73,7593	0,0781	0	73,7593	0,0781	0
2	1,753106	1,4329	71,8597	0	75,1922	71,9379	0
3	1,703916	6,3865	9,5963	0	81,5787	81,5342	0
4	0,621567	8,6664	0,3393	0	90,2451	81,8735	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=1,79\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y

• Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

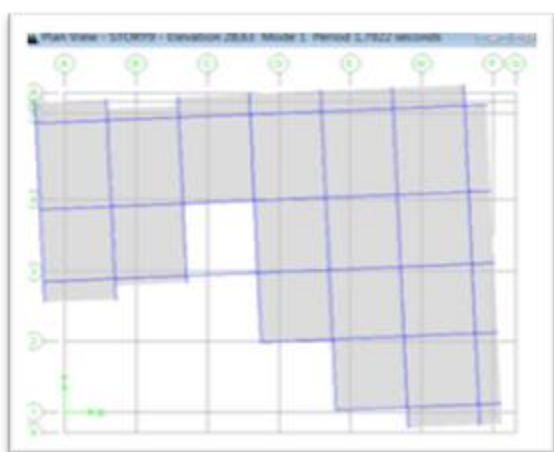
✓ **Vérification :**

❖ **la période :**

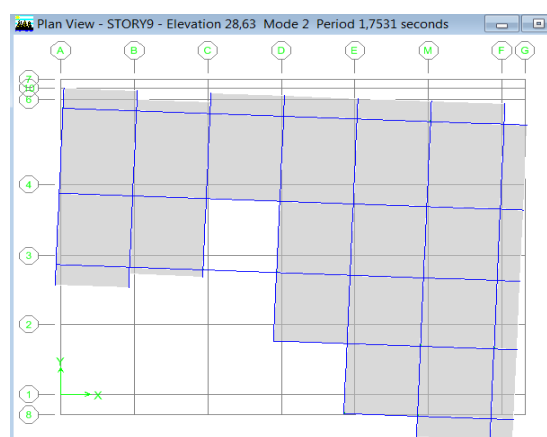
La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.4.

Tableau IV.4. Vérification des périodes fondamentale.

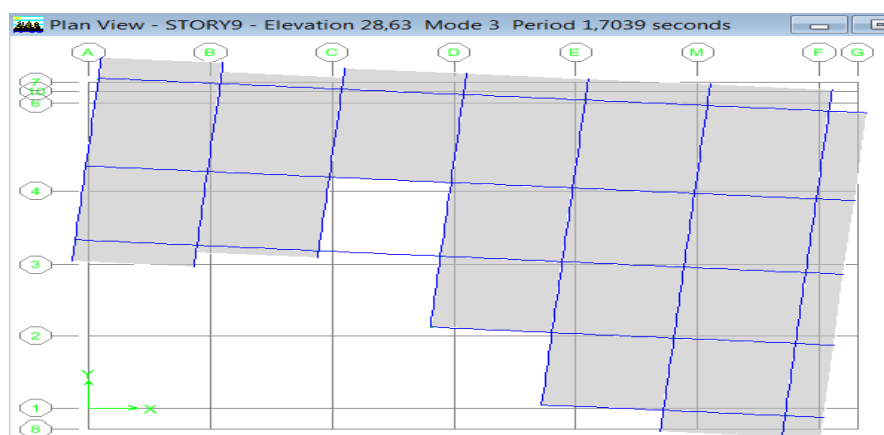
	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 \times T_{RPA}$
X	0,52	1,792	0,676	CNV
Y	0,61	1,753	0,793	CNV



Mode de translation parallèlement à X-X.



Mode de translation parallèlement à Y-Y



Mode de torsion.

Figure IV.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial.

❖ la force sismique :

D'après le fichier des résultats de logiciel 'ETABES' on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2763,37 \text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 2818,69 \text{KN} \end{cases}$$

a : W = 46745,43 KN

$$\begin{aligned} V_s^x &= 4440,82 \text{KN} & 0,8V^x &= 3552,65 \text{KN} \\ V_s^y &= 3973,36 \text{KN} & 0,8V^y &= 3178,69 \text{KN} \end{aligned}$$

Ce qui donne : $V_t^x = 2763,37 \text{KN} \geq 0,8V^x = 3552,65 \text{KN} \dots\dots\dots \text{cnv}$
 $V_t^y = 2818,69 \text{KN} \geq 0,8V^y = 3178,69 \text{KN} \dots\dots\dots \text{cnv}$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,29 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,13 \right.$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens. [1]

✓ **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003** [1], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

- Déplacements inter-étages du modèle initiale :

Tableau IV.5. Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	δ_{ek}	R	$\delta_c=R.\delta_{ek}$	Δ_k	$\leq 1\%h$	Ob
STORY10	D10	EX	0,0732	0,0027	0,0732	3,5	0,2564	0,0092	0,0303	OK
STORY9	D9	EX	0,0706	0,0021	0,0706	3,5	0,2472	0,0161	0,0303	OK
STORY8	D8	EX	0,066	0,002	0,0660	3,5	0,2311	0,0221	0,0303	OK
STORY7	D7	EX	0,0597	0,0018	0,0597	3,5	0,2090	0,0235	0,0303	OK
STORY6	D6	EX	0,053	0,0016	0,0530	3,5	0,1856	0,0273	0,0303	OK
STORY5	D5	EX	0,0452	0,0013	0,0452	3,5	0,1583	0,0308	0,0303	non vérifiée
STORY4	D4	EX	0,0364	0,0011	0,0364	3,5	0,1275	0,0305	0,0303	non vérifiée
STORY3	D3	EX	0,0277	0,0008	0,0277	3,5	0,0970	0,0326	0,0303	non vérifiée
STORY2	D2	EX	0,0184	0,0005	0,0184	3,5	0,0644	0,0308	0,0303	non vérifiée
STORY1	D1	EX	0,0096	0,0003	0,0096	3,5	0,0336	0,0336	0,0439	OK

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	δ_{ek}	R	$\delta_c=R.\delta_{ek}$	Δ_k	$\leq 1\%h$	Ob
STORY10	D10	EY	0,0023	0,0717	0,0717	3,5	0,2511	0,2208	0,0303	non vérifiée
STORY9	D9	EY	0,0022	0,0691	0,0691	3,5	0,2420	0,2117	0,0303	non vérifiée
STORY8	D8	EY	0,002	0,0646	0,0646	3,5	0,2262	0,1959	0,0303	non vérifiée
STORY7	D7	EY	0,0018	0,0582	0,0582	3,5	0,2038	0,1735	0,0303	non vérifiée
STORY6	D6	EY	0,0016	0,0517	0,0517	3,5	0,1810	0,1507	0,0303	non vérifiée
STORY5	D5	EY	0,0014	0,044	0,0440	3,5	0,1541	0,1238	0,0303	non vérifiée
STORY4	D4	EY	0,0011	0,0354	0,0354	3,5	0,1240	0,0937	0,0303	non vérifiée
STORY3	D3	EY	0,0008	0,027	0,0270	3,5	0,0945	0,0642	0,0303	non vérifiée
STORY2	D2	EY	0,0006	0,018	0,0180	3,5	0,0630	0,0327	0,0303	non vérifiée
STORY1	D1	EY	0,0003	0,0095	0,0095	3,5	0,0333	-0,0106	0,0439	OK

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- La période de la structure n'est pas vérifiée.
- Les résultats de l'effort sismique à la base aussi ne sont pas vérifiés.
- Les déplacements inter-étages ne sont pas vérifiés.

Comme la période et l'effort sismique à la base n'est pas vérifié donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

R.Q. puisque la structure de notre projet(R+9) nous avons travaillé avec des voiles d'épaisseurs 20 cm.

A. Modèle final (avec voile):

La disposition des voiles représentée sur la figure. IV.4 sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

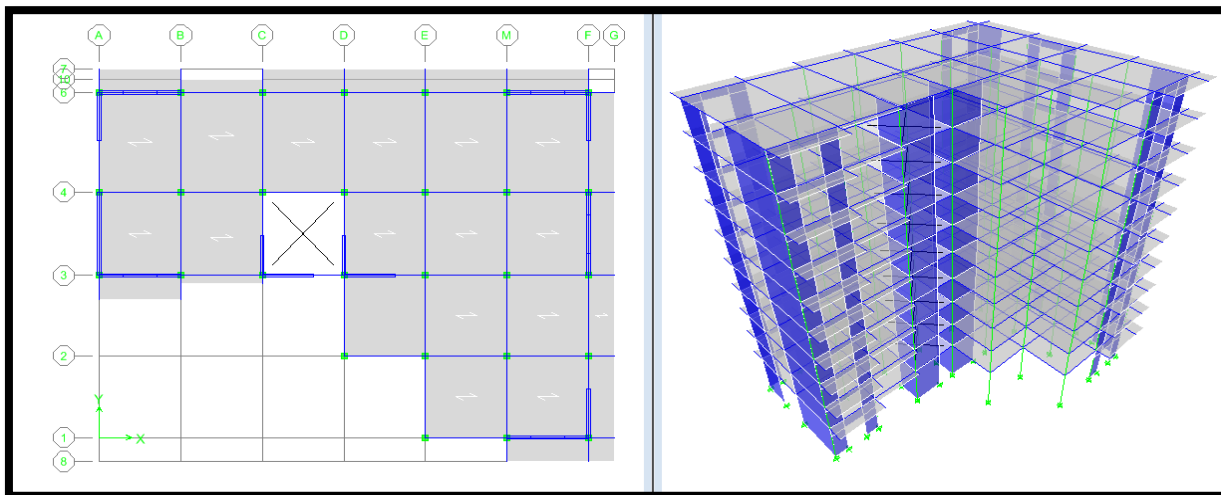


Figure IV.4. Model finale.

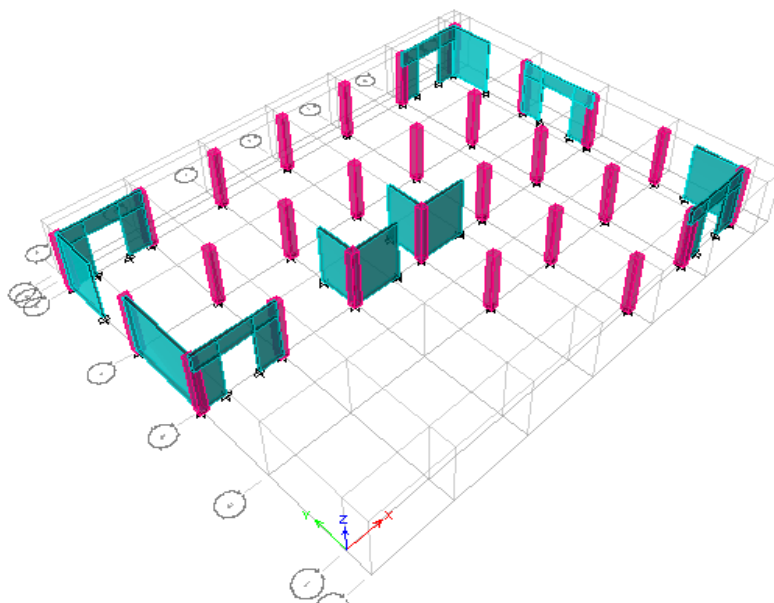


Figure IV.5. Vue 3D un seul étage.

B. Caractéristiques dynamiques propres du modèle final :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Période	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,670	20,0794	48,3631	0	20,0794	48,3631	0
2	0,635	50,0093	17,9861	0	70,0887	66,3492	0
3	0,441	0,5146	3,8667	0	70,6033	70,2159	0
4	0,189	4,1542	14,8874	0	74,7575	85,1033	0
5	0,178	15,3917	3,3351	0	90,1493	88,4384	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,67\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **5^{ème}** mode.
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2ème mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3ème mode est mode de torsion.

✓ **Vérification :**

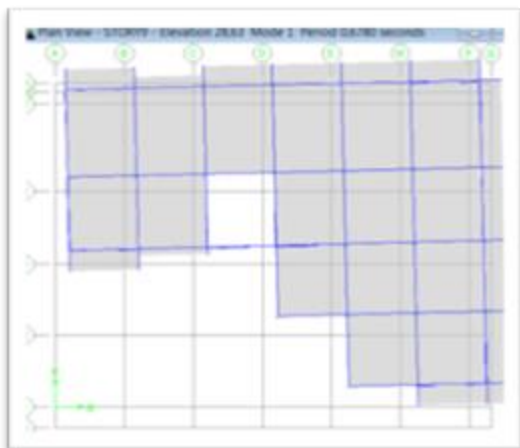
❖ **La période :**

La vérification des périodes est donnée au **Tableau IV.8**.

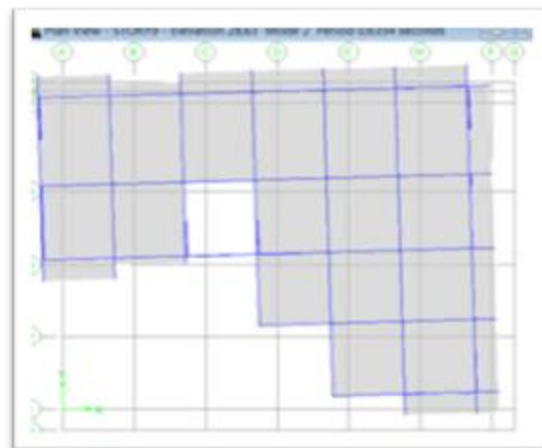
Tableau IV.8. Vérification des périodes fondamentale.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 \times T_{RPA}$
X	0,52	0,67	0,67	OK
Y	0,61	0,630	0,79	OK

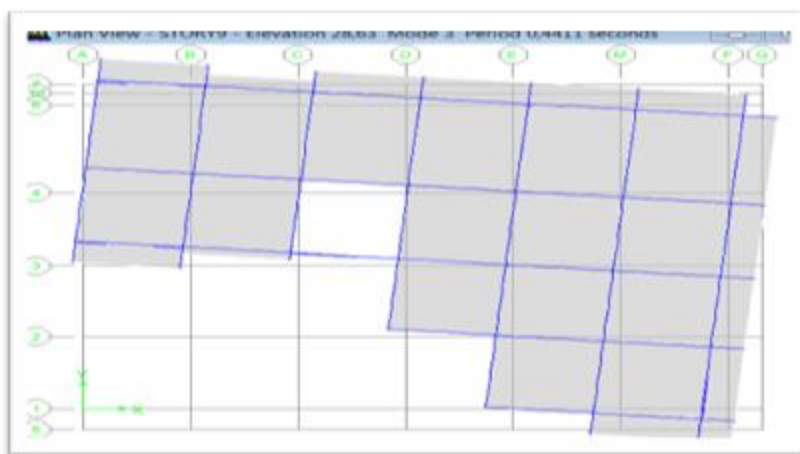
La période fondamentale est vérifiée pour notre modèle, donc en garde notre disposition de voiles.



Mode de translation parallèlement à Y-Y.



Mode de translation parallèlement à X-X



Mode de torsion.

Figure IV.6. Comportement des trois premiers modes du modèle final.

❖ La force sismique :

D'après le fichier des résultats de logiciel 'ETABES' on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 5419,05KN \\ F_2 = V_t^y = 5117,38KN \end{array} \right.$$

A : W= 53309,75KN

$V_s^x = 5064,43KN$ $0,8V^x = 4051,54KN$

$V_s^y = 4531,33KN$ $0,8V^y = 3625,06 KN$

Ce qui donne : $V_i^x = 5419,05KN \geq 0,8V^x = 4051,54KN.....cv$
 $V_i^y = 5117,38KN \geq 0.8V^y = 3625,06KN.....cv$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié

- **Déplacements inter-étages du modèle final:**

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	δ_{ek}	R	$\delta_c=R.\delta_{ek}$	Δ_k	$\leq 1\%h$	Ob
STORY10	D10	EX	0,0197	0,0073	0,0210	3,5	0,0735	0,0079	0,0303	OK
STORY9	D9	EX	0,0176	0,0065	0,0188	3,5	0,0657	0,0085	0,0303	OK
STORY8	D8	EX	0,0153	0,0057	0,0163	3,5	0,0571	0,0090	0,0303	OK
STORY7	D7	EX	0,0129	0,0048	0,0138	3,5	0,0482	0,0090	0,0303	OK
STORY6	D6	EX	0,0105	0,0039	0,0112	3,5	0,0392	0,0090	0,0303	OK
STORY5	D5	EX	0,0081	0,003	0,0086	3,5	0,0302	0,0082	0,0303	OK
STORY4	D4	EX	0,0059	0,0022	0,0063	3,5	0,0220	0,0071	0,0303	OK
STORY3	D3	EX	0,004	0,0015	0,0043	3,5	0,0150	0,0057	0,0303	OK
STORY2	D2	EX	0,0025	0,0009	0,0027	3,5	0,0093	0,0052	0,0303	OK
STORY1	D1	EX	0,0011	0,0004	0,0012	3,5	0,0041	0,0041	0,0439	OK

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	δ_{ek}	R	$\delta_c=R.\delta_{ek}$	Δ_k	$\leq 1\%h$	Ob
STORY10	D10	EY	0,0073	0,0195	0,0208	3,5	0,0729	0,0079	0,0303	OK
STORY9	D9	EY	0,0065	0,0174	0,0186	3,5	0,0650	0,0082	0,0303	OK
STORY8	D8	EY	0,0057	0,0152	0,0162	3,5	0,0568	0,0090	0,0303	OK
STORY7	D7	EY	0,0048	0,0128	0,0137	3,5	0,0478	0,0086	0,0303	OK
STORY6	D6	EY	0,0039	0,0105	0,0112	3,5	0,0392	0,0090	0,0303	OK
STORY5	D5	EY	0,003	0,0081	0,0086	3,5	0,0302	0,0082	0,0303	OK
STORY4	D4	EY	0,0022	0,0059	0,0063	3,5	0,0220	0,0071	0,0303	OK
STORY3	D3	EY	0,0015	0,004	0,0043	3,5	0,0150	0,0057	0,0303	OK
STORY2	D2	EY	0,0009	0,0025	0,0027	3,5	0,0093	0,0052	0,0303	OK
STORY1	D1	EY	0,0004	0,0011	0,0012	3,5	0,0041	0,0041	0,0439	OK

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Déjà calculé.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme l'indique la **Figure VI.7**.

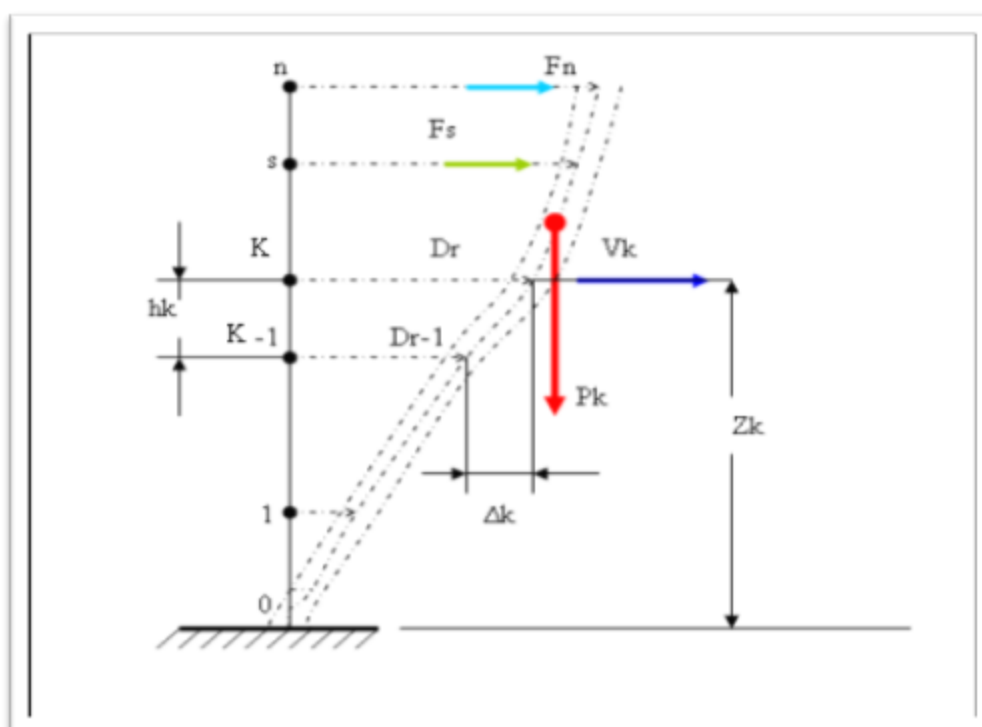


Figure IV.7. Notion des effets du second ordre.

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

premier ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée. Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- Δ dans tous les sens.

Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Δ sens EX.

Story	Δk	Pk (Cumulé)	Vk	hk(m)	Θx	Θx ≤ 0.1
STORY10	0,0079	4717,72	1115,55	3,03	0,0110	vérifiée
STORY9	0,0085	9866,82	2071,82	3,03	0,0134	vérifiée
STORY8	0,0090	15015,92	2832,89	3,03	0,0157	vérifiée
STORY7	0,0090	20196,42	3452,87	3,03	0,0173	vérifiée
STORY6	0,0090	25416,70	3969,86	3,03	0,0190	vérifiée
STORY5	0,0082	30636,98	4402,06	3,03	0,0188	vérifiée
STORY4	0,0071	35893,96	4762,49	3,03	0,0176	vérifiée
STORY3	0,0057	17684,64	24065,01	3,03	0,0014	vérifiée
STORY2	0,0052	46540,11	5283,77	3,03	0,0151	vérifiée
STORY1	0,0041	52201,44	5418,27	4,39	0,0090	vérifiée

Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-Δ sens EY.

Story	Δk	Pk (Cumulé)	Vk	hk(m)	Θx	Θx ≤ 0.1
STORY10	0,0079	4717,72	1115,55	3,03	0,0110	vérifiée
STORY9	0,0082	9866,82	2071,82	3,03	0,0129	vérifiée
STORY8	0,0090	15015,92	2832,89	3,03	0,0157	vérifiée
STORY7	0,0086	20196,42	3452,87	3,03	0,0167	vérifiée
STORY6	0,0090	25416,70	3969,86	3,03	0,0190	vérifiée
STORY5	0,0082	30636,98	4402,06	3,03	0,0188	vérifiée
STORY4	0,0071	35893,96	4762,49	3,03	0,0176	vérifiée
STORY3	0,0057	17684,64	24065,01	3,03	0,0014	vérifiée
STORY2	0,0052	46540,11	5283,77	3,03	0,0151	vérifiée
STORY1	0,0041	52201,44	5418,27	4,39	0,0090	vérifiée

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ. Ou les effets du 2^o ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{batiment}} \times 100 \geq 20\%$$

Tableau IV.13. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.

Combinaison	F Globale (KN)	F Voiles (KN)	Pourcentage des voiles (%)	Portiques (KN)	Pourcentage des portiques (%)	Condition
ELS	60516,66	24028,71	39,71	36487,95	60,29	Vérifiée

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3,5$) est justifié.

IV.7.Conclusion

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

- Déterminer les modes propres de telle sorte que 1^{er} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- La vérification de l'effort tranchant a la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0.8 \times VMSE$), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur.
- Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par **RPA99V2003**. -Vérifié l'effèt P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Vérifié les pourcentages donné par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structurants

V.1.Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- **ELU:** $1.35G + 1.5Q$
- **ELS:** $G + Q$

Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2.Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est Pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferraillage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferraillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique

V.3.Section minimales et maximales

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sections minimales et maximales.

Élément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone nodale
Poteaux	0,9%	3,0%	6,0%
Poutres	0,5%	4,0%	6,0%
Voiles	0,2%	/	/

V.4. Diamètre des barres :

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles.

V.5. 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 :

- 1- Section entièrement tendue SET.
- 2- Section entièrement comprimée SEC.
- 3- 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.2. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	γ_s	f_c (MPA)	σ_s (MPA)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.5.1. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Selon RPA 99[1]

Situation accidentelle

G+Q±E et 0,8G±E

- Selon BAEL 91[2]

ELU: Situation durable : 1,35G+1,5Q

ELS: Situation durable : G+Q

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- (N_{max} ; M_{correspondant})

2- (M_{max} ; N_{correspondant})

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.5.2. Recommandation selon RPA99 modifié en 2003[1]

D'après la RPA99 modifié en 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimale sera de : 0.8 % En zone Iia
- Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa
- Les armatures transversales des poteaux sont calculée à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (7.1)$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_l : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

P_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

t : est l'espacement dans les armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suite :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\Phi t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courant : $t \leq 15 \Phi t$ en zone IIa

Remarque

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), qui calcule selon les règles BAEL (section rectangulaire). Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux donnés en annexe.

V.5.3. Calculs du ferraillage

1- Poteaux de section carrée

- Situation accidentelle :

Combinaison : $G + Q \pm E$

a- (N_{max}, M_{corr}) :

Tableau V.3. Ferraillages des poteaux (N_{max}, M_{corr}).

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN,m)	Sollicitation	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-2389,57	6,335	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-1883,35	12,628	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-1396,37	12,98	SEC	0	0	12,8
7-8-9	35×35	-676,07	12,241	SEC	0	0	9,8

b- (M_{max} , N_{corr})

Tableau V.4. Ferraillages des poteaux (M_{max} , N_{corr}).

Niveau	Section	M_{max} (KN,m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-66,587	-1243,37	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-66,865	-939,82	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-72,598	-537,09	SEC	0	0	12,8
7-8-9	35×35	-71,695	-173,19	SPC	0	4,8	9,8

Combinaison : **0.8G ± E**

a- (N_{max} , M_{corr})

Tableau V.5. Ferraillages des poteaux (N_{max} , M_{corr}).

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN,m)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-1558,13	4,41	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-1228,47	9,031	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-913,47	9,306	SEC	0	0	12,8
7-8-9	35×35	-448,78	8,835	SEC	0	0	9,8

b- (M_{max} , N_{corr})

Tableau V.6. Ferraillages des poteaux (M_{max} , N_{corr}).

Niveau	Section	M_{max} (KN,m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-42,669	-839,41	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-43,002	-635,29	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-46,942	-366,07	SEC	0	0	12,8
7-8-9	35×35	-47,356	-125,26	SPC	0	2,69	9,8

- Situation durable

Combinaison 1,35G+1,5Q

a. (N_{max}, M_{corr})

Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max}, M_{corr}).

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN,m)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-3292,21	8,675	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-2594,69	17,249	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-1923,28	17,725	SEC	0	0	12,8
7-8-9	35×35	-929,96	16,704	SEC	0	0	9,8

b- (M_{max}, N_{corr})

Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max}, N_{corr}).

Niveau	Section	M_{max} (KN,m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) 0.8% (cm ²)
RDC-1	50×50	-91,881	-1707,66	SEC	0	0	20
2-3	45×45	-92,235	-1290,61	SEC	0	0	16,2
4-5-6	40×40	-100,096	-736,99	SPC	0	0,24	12,8
7-8-9	35×35	-98,663	-236,28	SPC	0	7,26	9,8

V.5.4.Choix des armatures

Tableau V.9. Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section	A's (cm ²)	As (cm ²)	As (min) (cm ²)	Choix	AS (adop) (cm ²)
RDC-1	50×50	0	0	20	4T16+8T14	20,37
2-3	45×45	0	0	16,2	12T14	18,48
4-5-6	40×40	0	0,24	12,8	12T12	13,58
7-8-9	35×35	0	7,26	9,8	12T12	13,58

V.5.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- Acier

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma_s} = \zeta_s = \text{Min} (\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5f_e; 110\sqrt{\eta f t j}))$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma_s} = 0,8\zeta_s$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63MPa$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

✚ Poteaux

Combinaison : **G+Q**

a- (N_{max} , M_{corr})

Tableau V.10. Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{max} , M_{corr}).

Niveau	Section	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN,m)	Sollicitation	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Vérifications
RDC-1	50×50	-2389,57	6,335	SEC	99,1	201,63	11,2	15	OK
2-3	45×45	-1883,35	12,628	SEC	89	201,63	11,4	15	OK
4-5-6	40×40	-1396,37	12,98	SEC	82,8	201,63	11	15	OK
7-8-9	35×35	-676,07	12,241	SEC	40,8	201,63	7,9	15	OK

b- (M_{max}, N_{corr})

Tableau V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{max}, N_{corr}).

Niveau	Section	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN,m)	Sollicitation	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérifications
RDC-1	50×50	-66,587	- 1243,37	SEC	23,1	201,63	8,48	15	OK
2-3	45×45	-66,865	-939,82	SPC	8,57	201,63	9,17	15	OK
4-5-6	40×40	-72,598	-537,09	SPC	44,7	201,63	10,4	15	OK
7-8-9	35×35	-71,695	-173,17	SPC	145,5	201,63	12	15	OK

V.5.6.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Il faut vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V.12. Vérification de sollicitation normale.

Niveau	Section	f_{c28} (MPA)	Nd (KN)	ν	Condition
RDC-1	50×50	25	-2389,57	0,0382331	OK
2-3	45×45	25	-1883,35	0,037202	OK
4-5-6	40×40	25	-1396,37	0,0349093	OK
7-8-9	35×35	25	-676,07	0,0220758	OK

V.5.7.Vérification de l'effort tranchant

vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon CBA93 :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ poteau carré

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : contrainte de cisaillement.

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

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA 93

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u (RPA) (MPa)	τ_u (BAEL) (MPa)	Vérification
RDC	50×50	30,58	0,136	15,21	0,075	1.875	2,5	OK
1ET	50×50	85,76	0,381	14,69	0,075	1.876	2,5	OK
2ET	45×45	91,41	0,502	16,33	0,075	1.877	2,5	OK
3ET	45×45	63,88	0,351	16,33	0,075	1.878	2,5	OK
4ET	40×40	52,46	0,364	18,37	0,075	1.879	2,5	OK
5ET	40×40	60,73	0,422	18,37	0,075	1.880	2,5	OK
6ET	40×40	68,93	0,479	18,37	0,075	1.881	2,5	OK
7ET	35×35	51,73	0,469	20,99	0,075	1.882	2,5	OK
8ET	35×35	56,58	0,513	20,99	0,075	1.883	2,5	OK

9ET	35×35	70,43	0,639	20,99	0,075	1.884	2,5	OK
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-----	----

V.5.8.Ferraillage des armatures transversales des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99[2] et celles du RPA99 modifié en 2003[1] ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99[2]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 modifié en 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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm})$Zone nodale (zone IIa).

$S_t \leq 15 \varnothing_1$Zone courante (zone IIa).

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPA (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14. Espacements maximums selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	Φ l (mm)	St (cm)	
				Z N	Z C
RDC-1	50×50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
2-3	45×45	12T14	14	10	15
4-5-6	40×40	12T12	12	10	15
7-8-9	35×35	12T12	12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{u max} (KN)	Zone	St (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{ado} (cm ²)
RDC	50×50	2,195	4,39	3,75	30,58	N	10	0,07	4T8	2,01
						C	15	0,10	4T8	2,01
1	50×50	2,195	4,39	3,75	85,76	N	10	0,18	4T8	2,01
						C	15	0,27	4T8	2,01
2	45×45	2,121	4,88	3,75	91,41	N	10	0,28	4T8	2,01
						C	15	0,42	4T8	2,01
3	45×45	2,121	4,88	3,75	63,88	N	10	0,20	4T8	2,01
						C	15	0,30	4T8	2,01
4	40×40	2,121	5,3	2,5	52,46	N	10	0,11	4T8	2,01
						C	15	0,16	4T8	2,01
5	40×40	2,121	5,3	2,5	60,73	N	10	0,13	4T8	2,01
						C	15	0,19	4T8	2,01
6	40×40	2,121	5,3	2,5	68,93	N	10	0,14	4T8	2,01
						C	15	0,21	4T8	2,01
7	35×35	2,121	6,06	2,5	51,73	N	10	0,11	4T8	2,01
						C	15	0,16	4T8	2,01
8	35×35	2,121	6,06	2,5	56,58	N	10	0,12	4T8	2,01
						C	15	0,18	4T8	2,01
9	35×35	2,121	6,06	2,5	70,43	N	10	0,15	4T8	2,01
						C	15	0,22	4T8	2,01

V.5.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r = 40Øl en zone IIa.

Pour :

- Ø=16mm.....L_r =64cm
- Ø=14mm.....L_r =56cm
- Ø=12mm.....L_r =48cm

V.5.10. Schéma de ferrailage des poteaux

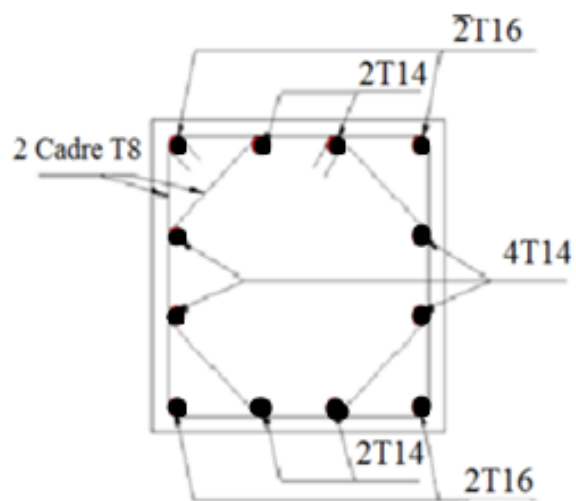


Figure V.1. Ferrailage des poteaux (50x50) cm²

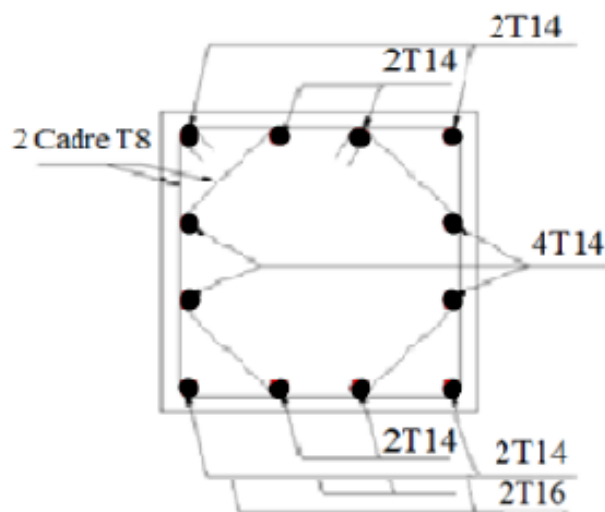


Figure V.2. Ferrailage des poteaux (45x45) cm²

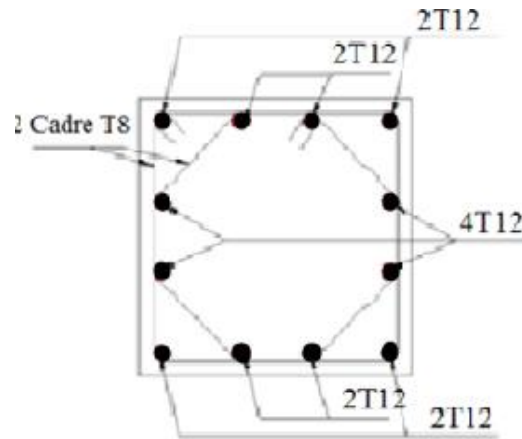


Figure V.3. Ferrailage des poteaux (40x40) cm²

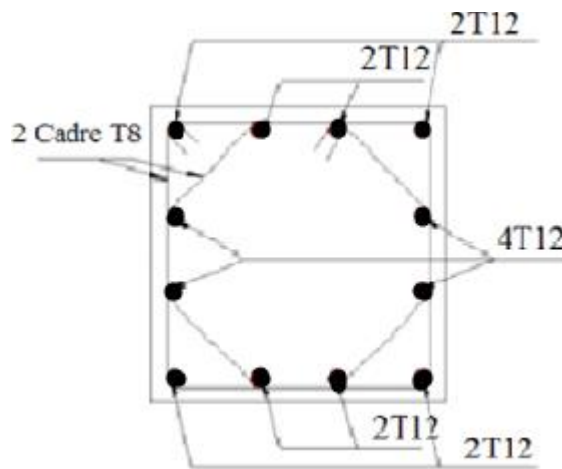


Figure V.4. Ferrailage des poteaux (35x35) cm²

V.6.Ferrailage des poutres

V.6.1.Introduction:

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le B.A.E.L 91 tout en respectant les règles du règlement R.P.A 99 (1).

1. Situation durable ELU :.....1.35G+1.5Q BAEL 91
2. Situation accidentelle :G+Q±E RPA99/version 2003

V.6.2. Recommandations selon rpa99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone nodale.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.6.3. Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

1- Poutres porteuses

1.1. Poutres principales (30×45)

a) Situation durable

- Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.16. Ferrailage des poutres porteuses situation durable.

Niveau	Section	Position	M_{\max} (KN.m)	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{min}$ (cm ²)	$A_{s \max}$ ZC	$A_{s \max}$ ZN
RDC-1	30×45	Travée	85,317	0,00	6,31	6,75	54	81
		Appui	137,166	0,00	10,65	6,75	54	81
2-3	30×45	Travée	88,443	0,00	6,56	6,75	54	81
		Appui	153,636	0,00	12,05	6,75	54	81
4-5-6	30×45	Travée	94,447	0,00	7,05	6,75	54	81
		Appui	173,468	0,00	14,01	6,75	54	81
7-8-9	30×45	Travée	120,499	0,00	9,21	6,75	54	81
		Appui	189,098	0,00	15,55	6,75	54	81

b) Situation accidentelle

- Combinaison G+Q±E

Tableau V.17. Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle.

Niveau	Section	Position	M _{max} (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	A ^{min} _{sRPA} (cm ²)
RDC-1	30×45	Travée	61,825	0,00	4,49	6,75
		Appui	99,393	0,00	7,45	6,75
2-3	30×45	Travée	64,094	0,00	4,66	6,75
		Appui	111,344	0,00	8,44	6,75
4-5-6	30×45	Travée	68,453	0,00	5,00	6,75
		Appui	125,745	0,00	9,66	6,75
7-8-9	30×45	Travée	88,007	0,00	6,53	6,75
		Appui	137,116	0,00	10,65	6,75

2- Poutres non porteuses

2.1. Poutres secondaires (30×40)

a- Situation durable

- Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.18. Ferrailage des poutres secondaires situation durable.

Niveau	Section	Position	M _{max} (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	A ^{min} _{sRPA} (cm ²)	As max ZC	As max ZN
RDC-1	30×40	Travée	25,900	0,00	2,09	6	48	72
		Appui	51,618	0,00	4,28	6	48	72
2-3	30×40	Travée	39,633	0,00	3,24	6	48	72
		Appui	75,198	0,00	6,39	6	48	72
4-5-6	30×40	Travée	52,943	0,00	4,39	6	48	72
		Appui	109,826	0,00	9,75	6	48	72
7-8-9	30×40	Travée	62,598	0,00	5,25	6	48	72
		Appui	137,337	0,00	12,43	6	48	72

b- Situation accidentelle

• Combinaison G+Q±E

Tableau V.19. Ferraillage des poutres secondaires situation accidentelle.

Niveau	Section	Position	M _{max} (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{s REA} ^{min} (cm ²)
RDC-1	30×40	Travée	18,729	0,00	1,50	6
		Appui	37,232	0,00	3,04	6
2-3	30×40	Travée	28,677	0,00	2,32	6
		Appui	54,476	0,00	4,53	6
4-5-6	30×40	Travée	38,338	0,00	3,13	6
		Appui	79,634	0,00	6,78	6
7-8-9	30×40	Travée	45,380	0,00	3,74	6
		Appui	99,733	0,00	8,74	6

V.6.4. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Poutres porteuses

Tableau V.20. Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveau	Section	Position	M _{max} (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{s REA} ^{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC-1	30×45	Travée	85,317	0,00	6,31	6,75	3T16+ 3T12	9.42
		Appui	137,166	0,00	10,65	6,75	6T16	12,06
2-3	30×45	Travée	88,443	0,00	6,56	6,75	3T16+ 3T12	9.42
		Appui	153,636	0,00	12,05	6,75	6T16	12,06
4-5-6	30×45	Travée	94,447	0,00	7,05	6,75	3T16+ 3T12	9.42
		Appui	173,468	0,00	14,01	6,75	6T16+2T12	14,33
7-8-9	30×45	Travée	120,499	0,00	9,21	6,75	3T20	9.42
		Appui	189,098	0,00	15,29	6,75	6T20	18.85

2- Poutres non porteuses

Tableau V.21. Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	M _{max} (KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	A ^{min} _{S^{RRA}} (cm ²)	Choix (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC-1	30×40	Travée	25,900	0,00	2,09	6	6T14	9,24
		Appui	51,618	0,00	4,28	6	6T14	9,24
2-3	30×40	Travée	39,633	0,00	3,24	6	6T14	9,24
		Appui	75,198	0,00	6,39	6	6T14	9,24
4-5-6	30×40	Travée	52,943	0,00	4,39	6	6T14	9,24
		Appui	109,826	0,00	9,75	6	6T14+2T12	11,5
7-8-9	30×40	Travée	62,598	0,00	5,25	6	6T14	9,24
		Appui	137,337	0,00	12,43	6	6T14+3T12	12,63

V.6.5. Vérification dans les états limite de service (E.L.S)

V.6.5. 1. Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

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

Avec : $f_{t28}=2.1$ MPA ; $f_e = 400$ MPA ; $d=0.9h$

Tableau V.22. Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A ^{choisi} _{S(min)} (cm ²)	A ^{min} _S (cm ²)	Condition
30×45	4,53	1,46	Vérifiée
30×40	3,39	1,30	Vérifiée

V.6.5.2. Vérification vis à vis de l'ELS

La vérification des contraintes à l'ELS pour le béton et l'acier :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Acier :

- Fissuration peu nuisible Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}\left(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{3} f_e; 110\eta\right)$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,633\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur

a. Combinaison G+Q

Tableau V.23. Vérification des poutres principales.

Niveau	Section	Position	$A_{s\text{ adp}}$ (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	Vérifications
RDC-1	30×45	Travée	6,79	61,825	7,46	15	183,54	201.663	OK
		Appui	12,07	99,393	10,23	15	183,54	201.663	OK
2-3	30×45	Travée	6,79	64,094	7,64	15	183,54	201.663	OK
		Appui	12,07	111,344	11,06	15	183,54	201.663	OK
4-5 -6	30×45	Travée	8,05	68,453	7,97	15	183.54	201.663	OK
		Appui	14,21	125,745	12,04	15	183,54	201.663	OK
7-8 -9	30×45	Travée	9,24	88,007	9,42	15	183,54	201.663	OK
		Appui	16,09	137,116	12,79	15	183,54	201.663	OK

Tableau V.24. Vérification des poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	$A_{s\text{ adp}}$ (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	Vérifications
RDC-1	30×40	Travée	3,39	18,729	4,17	15	177,77	201.663	OK
		Appui	4,53	37,232	6,37	15	177,77	201.663	OK
2-3	30×40	Travée	3,39	28,677	5,41	15	177,77	201.663	OK
		Appui	6,79	54,476	8,14	15	177,77	201.663	OK
4-5 -6	30×40	Travée	4,53	38,338	6,49	15	177,77	201.663	OK
		Appui	10,69	79,634	10,50	15	177 ,77	201.663	OK
7-8 -9	30×40	Travée	6,16	45,380	7,23	15	1777,77	201.663	OK
		Appui	12,58	99,733	12,80	15	177,77	201.663	OK

V.6.6. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteau carrée

T_u : l'effort tranchant maximum.

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\tau_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration préjudiciable)

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.

Niveau	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC-1	30×45	147,21	1,09	2,5	OK
2-3	30×45	153,12	1,13	2,5	OK
4-5-6	30×45	160,09	1,18	2,5	OK
7-8-9	30×45	164,70	1,22	2,5	OK

Tableau V.26. Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire.

Niveau	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC-1	30×40	49,74	0,41	2,5	OK
2-3	30×40	76,10	0,63	2,5	OK
4-5-6	30×40	103,74	0,86	2,5	OK
7-8-9	30×40	126,33	1,05	2,5	OK

b. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8 f_e} \quad (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003b S_t \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) \quad \dots \dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right)$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Tableau V.27. Calcul des armatures transversales.

Sens	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t	$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$		
			(cm)	ZN	ZC	ZN	ZC		
Porteur	164,70	1,22	36,45	11,25	22,5	10	20	1,66	4T8
Non Porteur	126,33	1,05	32,4	10	20	10	15	1,27	4T8

V.6.7. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\varnothing$ (zone IIa).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm}$
- $\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$

V.6.8. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L_{\text{max}}}{4} \rightarrow \text{Appui en travée}$.

$\frac{L_{\text{max}}}{5} \rightarrow \text{Appui en travée intermédiaire}$.

Avec :

$$L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

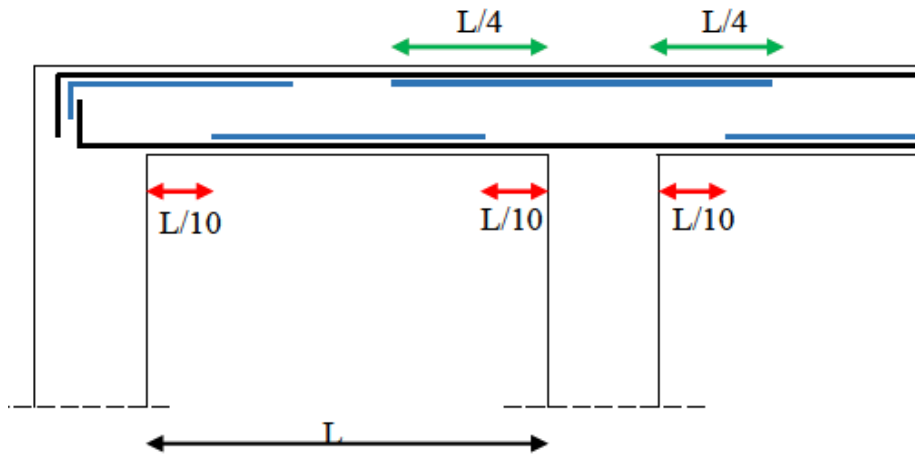


Figure V.5. Arrêt des barres.

V.6.9. Vérification de la flèche

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

Tel que : Poutres principales : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{560}{1000} = 1,06\text{cm} \dots\dots\dots (L=5,6\text{m} > 5\text{m})$

Poutres secondaires : $\bar{f}_2 = \frac{440}{500} = 0,88\text{cm} \dots\dots\dots (L=4,40\text{m} < 5\text{m})$

Poutres palières : $\bar{f}_3 = \frac{445}{500} = 0,89\text{cm} \dots\dots\dots (L=4,45\text{m} < 5\text{m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs

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

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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

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

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

Tableau V.28. Récapitulatif du calcul de la flèche.

	M_{ser} KN.m	A_s cm²	y₁ cm	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
Porteur	88,007	9,24	24,18	0,076	23,52	0,627	0,251	0,60	261465,86	208990,29	227243,05
Non Porteur	45,380	6,16	21,14	0,057	20,46	0,828	0,331	0,45	212604,27	170380,80	185042,23

• **Calcul des modules de déformation**

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

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818, 87 \text{ MPA}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse)**

$$L_{\max} = 5,60\text{m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 0,004 \text{ mm}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 0,011 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,011 - 0,004 = 0,007 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10,06 \text{ mm}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse)**

$$L_{\max} = 4,40\text{m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 0,0016 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_v.I_{fv}} = 0,004 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,004 - 0,0016 = 0,002 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,80 \text{ mm}$$

Les résultats sont récapitulés dans ces tableaux :

Tableau V.29. Vérification de la flèche Récapitulatif.

	f_i (mm)	f_v (mm)	f (mm)	\bar{f}	Observation
Porteur	0,004	0,011	0,007	10,06	Vérifier
Non Porteur	0,0016	0,004	0,002	8,80	Vérifier

Schéma de ferrailage

- les poutres porteuses :

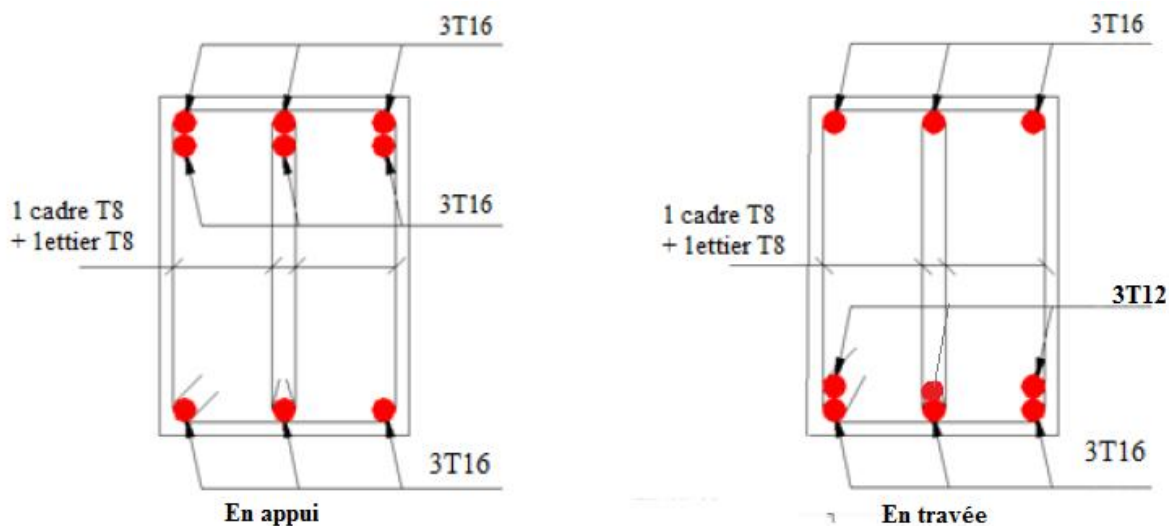


Figure V.6. Ferrailage des Poutres porteuses de RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étages.

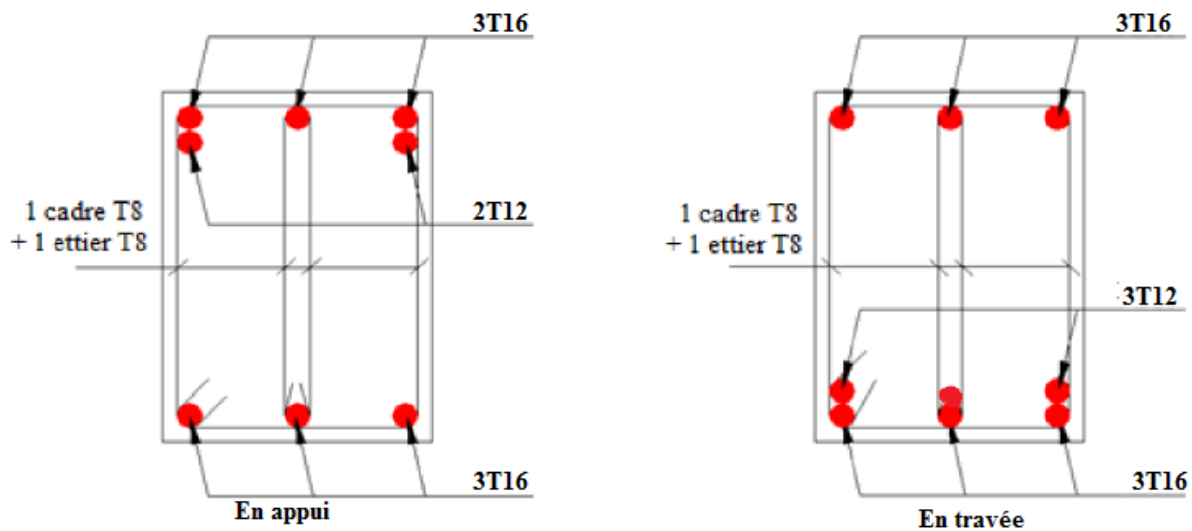


Figure V.7. Ferraillage des Poutres porteuses de 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages.

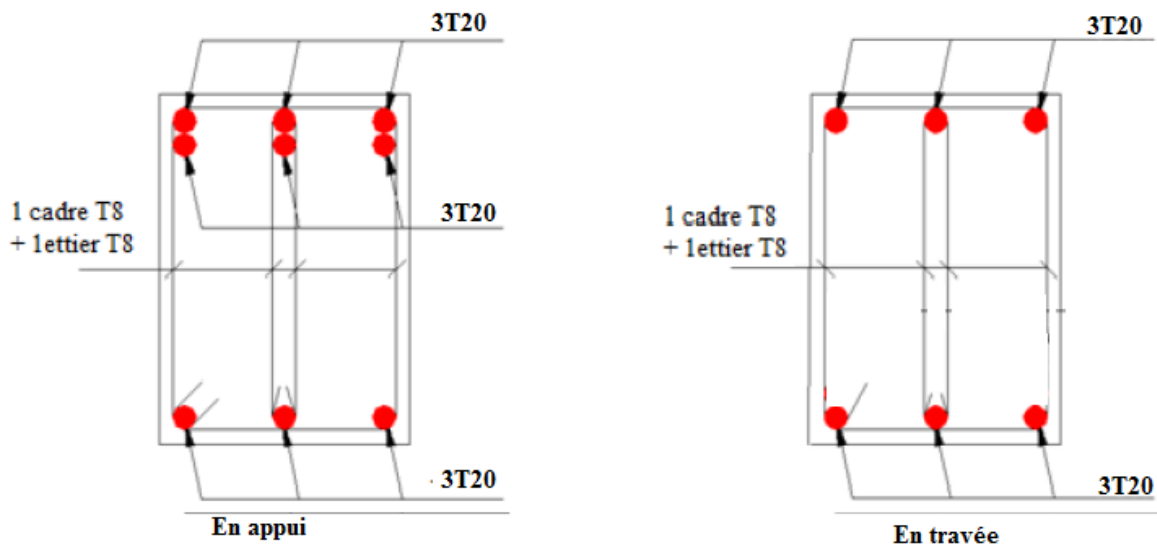


Figure V.8. Ferraillage des Poutres porteuses de 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages.

➤ Les poutres non porteuses :

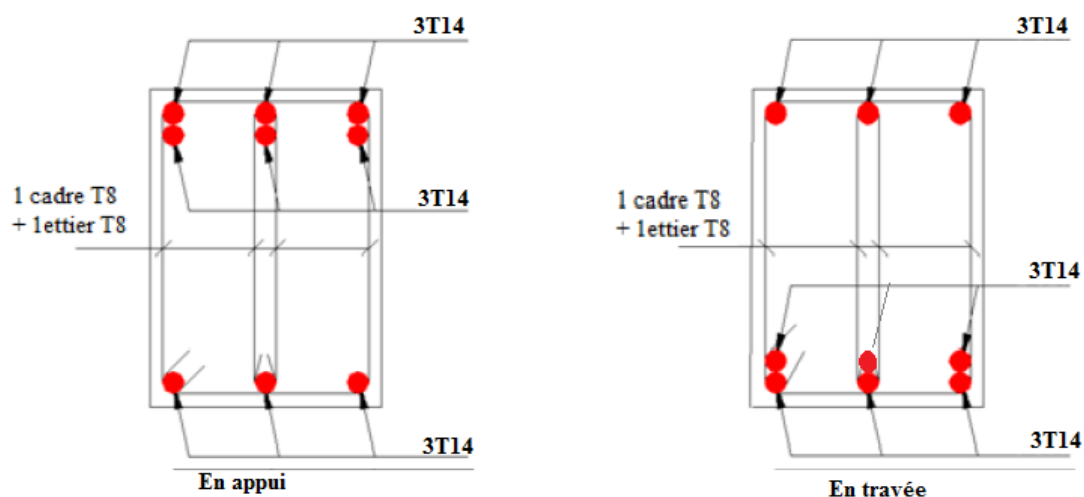


Figure V.9. Ferrailage des Poutres non porteuses de RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages.

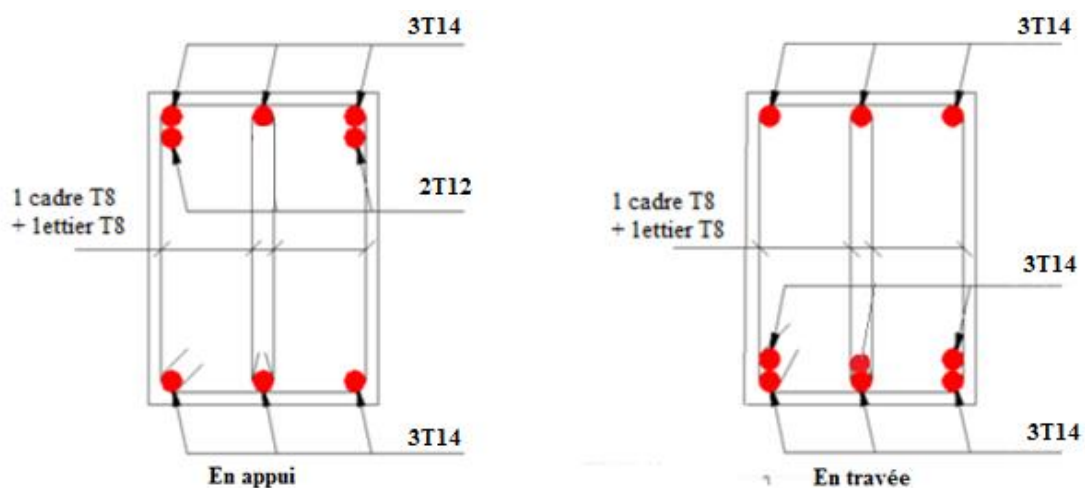


Figure V.10. Ferrailage des Poutres non porteuses de 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages.

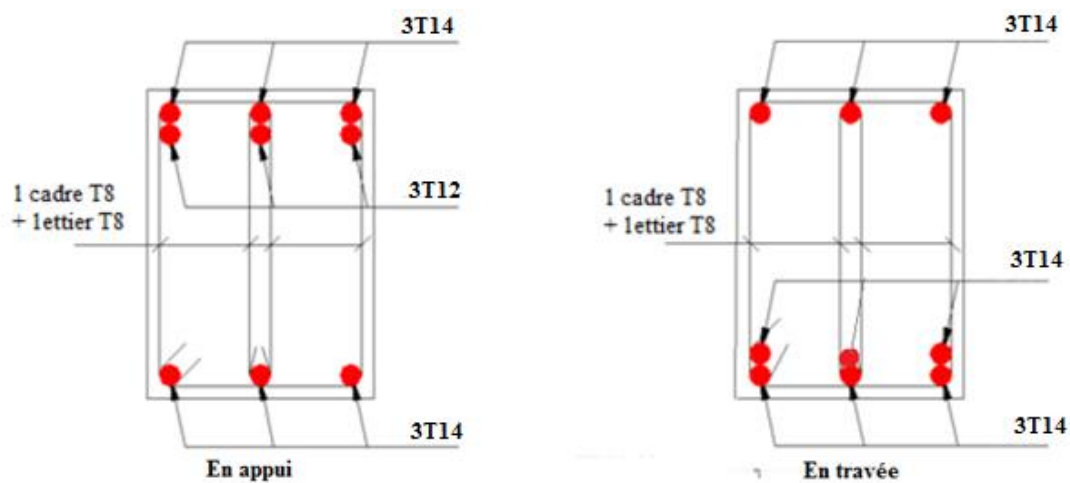


Figure V.11. Ferrailage des Poutres non porteuses de 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages.

V.7.Ferrailage des voiles :

V.7.1.Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003. Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales G et Q et horizontales E, les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- **Les armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales :**

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

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h.

h : hauteur total de la section.

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

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPA} \Rightarrow A = 0,15\% a.1\text{m}$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPA} \Rightarrow A = 0,25\% a.1\text{m}$$

- **L'espacement :**

D'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40 ϕ Les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20 ϕ Les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales

V.7.2.Méthode de ferraillage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

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

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ère} cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$).

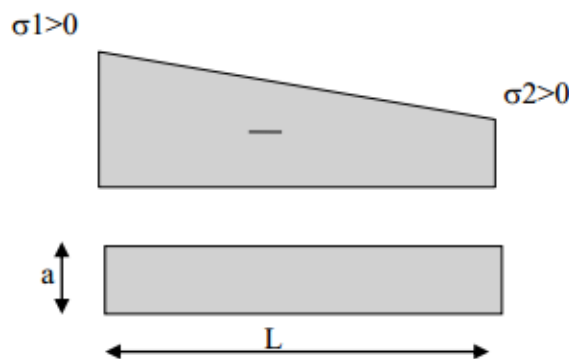


Figure V.12. 1^{er} cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

2^{ème} cas :

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée) \Rightarrow On calcule le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_V = F_t / f_e$

On compare A_V avec la section minimale.

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

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

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

$A_h = 0,15\% . a . 100$ (1ml)

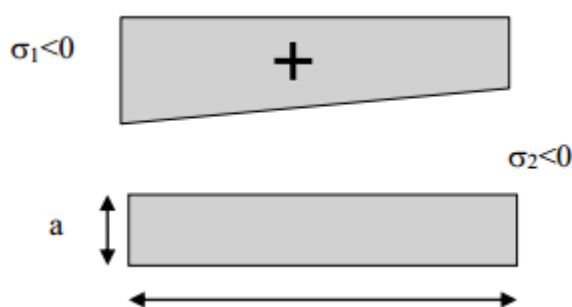


Figure V.13. 2^{ème} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

3^{ème} cas :

$(\sigma_1 ; \sigma_2)$ Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée.

\Rightarrow On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

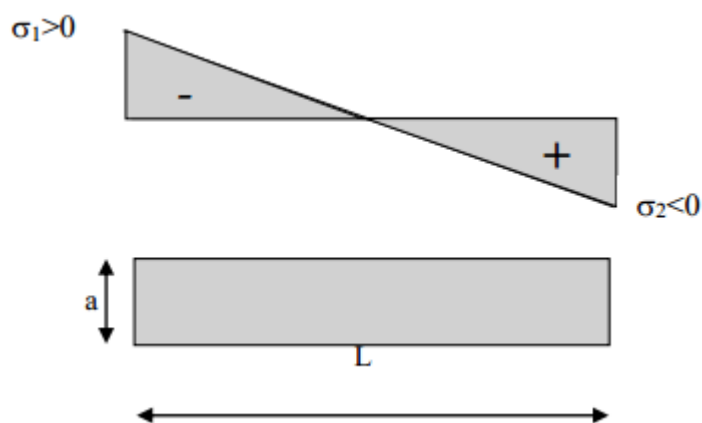


Figure V.14. 3^{ème} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

7.3. Ferraillage des voiles

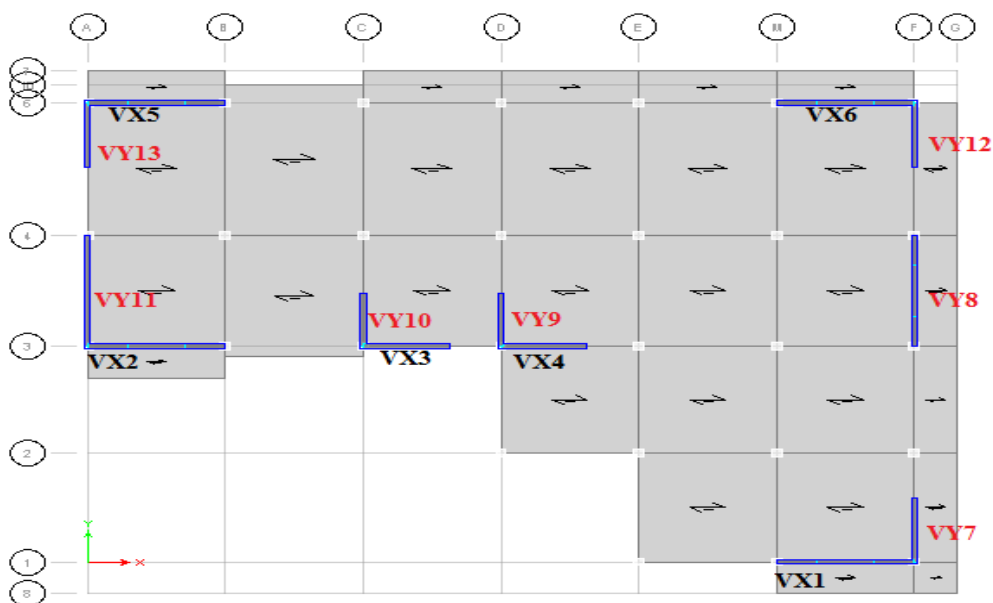


Figure V.15. Dispositif des voiles à étudier.

Exemple de calcul

- Premier type - voile en L (VX3)

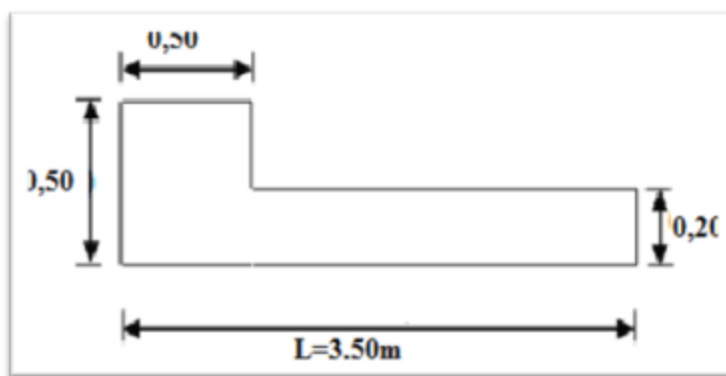


Figure V.16. Vue en plan du voile plein en L VX3

- Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q± E)

Calcul des contraintes

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

Avec: $A = 0.85 \text{ m}^2$; $V = 1,4853\text{m}$; $V' = 0,20147\text{m}$; $I = 0,9956\text{m}^4$; $N = 1462, 11\text{KN}$

$M = 178,173\text{KN.m}$; $T = 30,72\text{KN}$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1462,11}{0,85} + \frac{178,173 \times 1,4853}{0,9956} \right] \cdot 10^{-3} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1462,11}{0,85} - \frac{178,173 \times 1,4853}{0,9956} \right] \cdot 10^{-3} = 1,45 \text{ MPa}$$

σ_1 et $\sigma_2 < \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifié

- **Ferrailage des voiles sous : (0,8G± E)**

Calcul des contraintes

Les données:

$$N = 1053,97 \text{ KN}$$

$$M = 113,35 \text{ KN.m}$$

$$T = 19,19 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1053,97}{0,85} + \frac{113,35 \times 1,48}{0,9956} \right] \cdot 10^{-3} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1053,97}{0,85} - \frac{113,35 \times 1,48}{0,9956} \right] \cdot 10^{-3} = 1,07 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

- **Calcul des armatures verticales**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Diamètre des barres**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 200 \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On prend : D = 12mm.

- **Espacement des barres exigé par RPA :** d'après RPA 99 v 2003

$$St \leq \min(1,5 \times e = 30\text{cm}; 30) = 30\text{cm}$$

On prend : $St = 10\text{cm}$ (zone d'extrémité)

$$St = 20\text{cm}$$
 (zone médiane)

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12/ml** = 5,65 cm²/ml.

✓ **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 19,19 \times 10}{20 \times 0,9 \times 350} = 0,042\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,042\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

1) **Détermination des armatures horizontales**

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 0,042\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625\text{MPa}$$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \cdot 1\text{m} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(3T10)/1\text{ml} = 4,71\text{cm}^2$ $S_h = 25\text{cm}$

2) **Choix d'armature**

- Les poteaux : on prend : $A_p = 4T16 + 8T14 = 20,37\text{ cm}^2$
- Zone d'extrémité : $A_{adpt} = 4HA12 = 4,53\text{ cm}^2$. avec $St = 10\text{cm}$.
- Zone médiane : $A_{adpt} = 10HA12 = 11,31\text{ cm}^2$. avec $St = 20\text{cm}$.

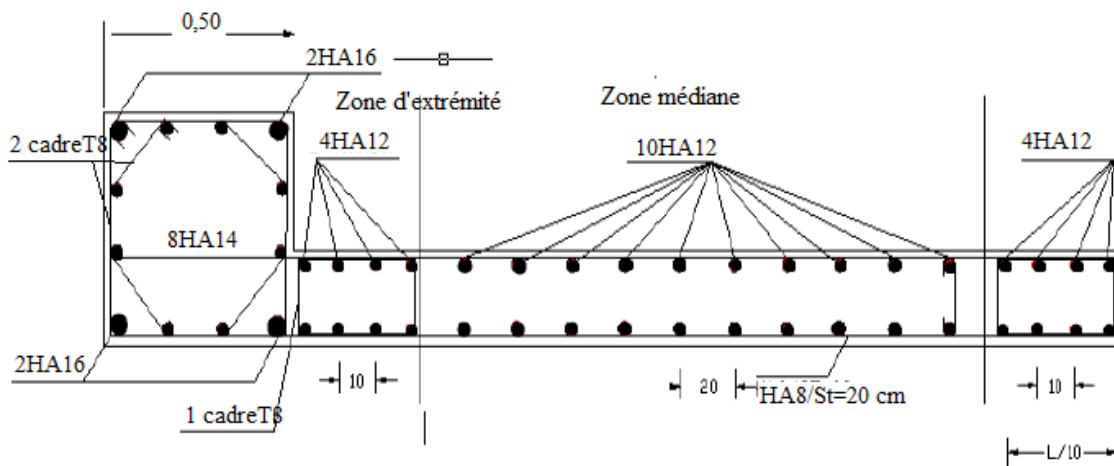


Figure V.17. Schémas de ferrailage du voile en L VX3.

2^{ème} Type : Voile plein en U : VY11

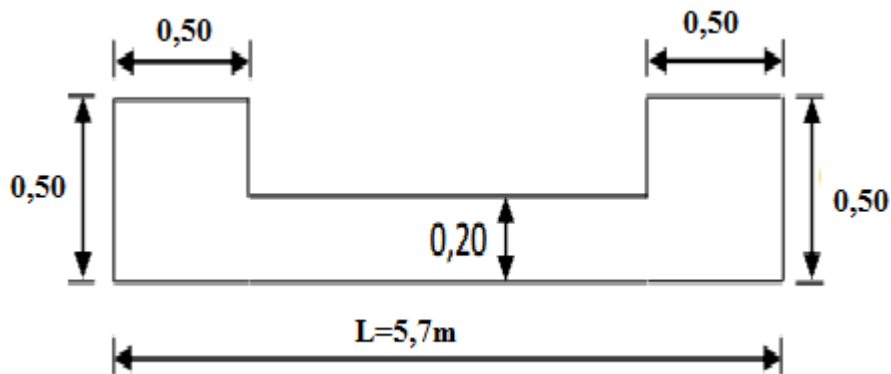


Figure V.18. Vue en plan du voile plein en U.

- Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q± E)

Calcul des contraintes :

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

Avec:

$$A = 1,44\text{m}^2; V = 2,85\text{m}; I = 5,1208\text{m}^4; N = 2938,3\text{KN}; M = 671,36\text{KN.m}; T = 47,9\text{KN}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{2938,3}{1,44} + \frac{671,36 \times 2,85}{5,1208} \right] \cdot 10^{-3} = 2,4141\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2938,3}{1,44} - \frac{671,36 \times 2,85}{5,1208} \right] \cdot 10^{-3} = 1,6668\text{MPa}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

- Ferrailage des voiles sous :(0,8G ± E)

Calcul des contraintes

Les données :

$$N = 2074,97\text{KN}$$

$$M = 447,451\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2074,97}{1,44} + \frac{447,45 \times 2,85}{5,1208} \right] \times 10^{-3} = 1,69\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2074,97}{1,44} - \frac{447,45 \times 2,85}{5,1208} \right] \times 10^{-3} = 1,19\text{MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"
 Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

• **Calcul des armatures verticales**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{\min} = 0,002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Diamètre des barres**

$D \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 200 \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$

On prend : D = 14mm.

• **Espacement des barres exigé par RPA : d'après RPA 99 v 2003.**

$St \leq \min(1,5 \times e = 30 \text{ cm}; 30) = 30 \text{ cm}$

On prend : St = 10cm (zone d'extrémité)

St = 20cm (zone médiane)

Le choix de la section des armatures verticales est **5T14/ml** = 7,70 cm²/ml.

✓ **Vérifications de la contrainte de cisaillement**

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 19,19 \times 10}{20 \times 0,9 \times 350} = 0,042 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

1) **Détermination des armatures horizontales**

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2**

$\tau_b = 0,042 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$

$A_h \geq 0,15\% \cdot a \cdot 1m = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$

On prend : $A_h = 2(3T10)/1\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

2) Choix d'armature

- Les poteaux : on prend : $A_p = 4T16 + 8T14 = 20,37 \text{ cm}^2$
- Zone d'extrémité : $A_{adpt} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$. avec $St = 10\text{cm}$.
- Zone médiane : $A_{adpt} = 17HA14 = 26,18 \text{ cm}^2$. avec $St = 20\text{cm}$.

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

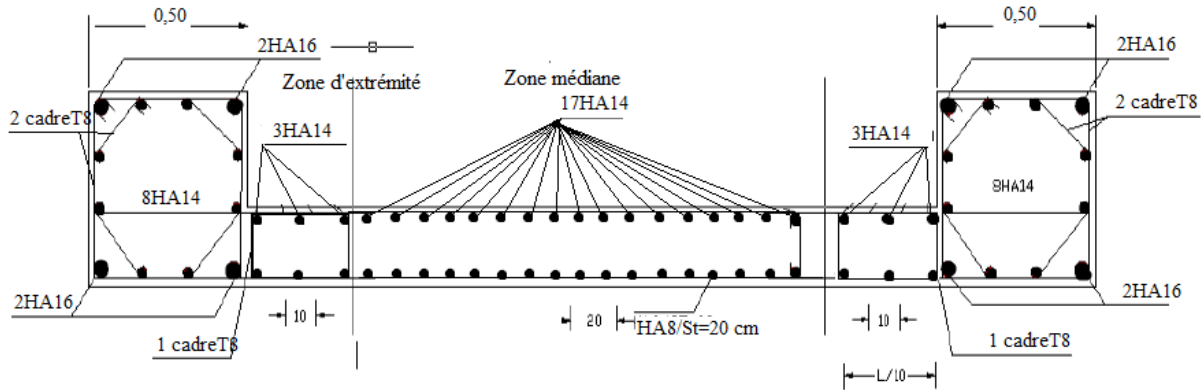


Figure V.19. Schémas de ferrailage du voile en U.

V.7.4. Caractéristiques et ferrailage des voiles

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

1. Sens longitudinal : (x-x)

Tableau V.30. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes suivant x-x.

voile	Niveau	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	(G+Q+E)		V (KN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\sigma_1 \sigma_2 \leq 15$ (MPa)
					N (KN)	M (KN.m)				
V ₁ L _x en L	RDC-1	1,65	0,48	0,1120	3365,3	755,228	0,64	2,663	13,718	OK
	2-3	1,65	0,44	0,10697	2212,3	622,006	0,67	1,090	1,068	OK
	4-5-6	1,65	0,41	0,1010	1841,6	516,456	0,70	0,901	9,320	OK
	7-8-9	1,65	0,38	0,0944	863,82	262,255	0,70	0,217	4,790	OK
V ₂ L _x en L	RDC-1	1,65	0,48	0,1120	2175,3	1131,772	0,64	-1,98	14,60	OK
	2-3	1,65	0,44	0,1069	1679,28	1080,304	0,67	-2,99	13,600	OK
	4-5-6	1,65	0,44	0,1069	1174,7	811,341	0,67	-2,77	10,400	OK
	7-8-9	1,65	0,44	0,1069	544,81	384,768	0,67	-1,5	5,100	OK
V ₃ L _x en L	RDC-1	3,50	0,85	0,99	1462,15	178,173	1,48	1,45	2,08	OK
	2-3	3,50	0,81	0,94	1148,83	181,609	1,53	1,11	1,79	OK

	4-5-6	3,50	0,78	0,88	986,92	139,15	1,59	0,64	0,93	OK
	7-8-9	3,50	0,75	0,83	506,96	72,34	1,64	0,53	0,83	OK
V ₄ L _x en L	RDC-1	3,50	0,85	0,99	2319,46	209,002	1,48	2,41	3,15	OK
	2-3	3,50	0,81	0,94	1833,56	290,68	1,35	1,78	2,86	OK
	4-5-6	3,50	0,78	0,88	1308,57	238,27	1,59	1,25	2,19	OK
	7-8-9	3,50	0,75	0,83	746,63	190,427	1,64	0,61	1,41	OK
V ₅ L _x en L	RDC-1	1,65	0,48	0,11	2822,95	1092,356	0,64	-0,40	1,56	OK
	2-3	1,65	0,44	0,10	2245,92	1094,804	0,67	-1,80	15	OK
	4-5-6	1,65	0,41	0,10	1642,92	824,844	0,70	0,84	8,26	OK
	7-8-9	1,65	0,38	0,09	790,29	454,213	0,73	-1,46	6,45	OK
V ₆ L _x en L	RDC-1	1,65	0,48	0,11	3608,83	475,82	0,64	4,77	11,7	OK
	2-3	1,65	0,44	0,10	2683,7	706,676	0,67	1,62	12,52	OK
	4-5-6	1,65	0,41	0,10	2220,33	570,171	0,70	1,45	10,7	OK
	7-8-9	1,65	0,38	0,09	1023,27	415,138	0,73	-0,55	6,69	OK

Tableau V.31. Caractéristique des voiles et calcul des contraintes suivant y-y.

voile	Niveau	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	(G+Q± E)		V (KN)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ ₁ σ ₂ ≤15 (MPa)
					N	M				
					(KN)	(KN.m)				
V ₇ L _y en L	RDC-1	3,5	0,85	0,99	2749,83	264,83	1,48	2,84	1,72	OK
	2-3	3,5	0,81	0,94	2186,47	168,183	1,35	2,40	15,01	OK
	4-5-6	3,5	0,78	0,88	1565,93	109,857	1,59	1,80	12,30	OK
	7-8-9	3,5	0,75	0,83	178,53	120,76	1,64	00	2,20	OK
V ₈ L _y en L	RDC-1	1,65	0,48	0,1120	4911,85	865,094	0,64	5,28	4,60	OK
	2-3	1,65	0,44	0,10697	3872,97	713,703	0,67	4,05	4,10	OK
	4-5-6	1,65	0,41	0,1010	2884,13	563,646	0,70	3,11	3,19	OK
	7-8-9	1,65	0,38	0,0944	1403,74	297,371	0,70	1,20	0,71	OK
V ₉ L _y en L	RDC-1	3,00	0,75	0,64	1994,31	105,239	1,25	2,40	2,90	OK
	2-3	3,00	0,71	0,60	152,98	115,014	1,29	1,90	2,40	OK
	4-5-6	3,00	0,68	0,57	1296,56	78,399	1,34	1,70	2,10	OK
	7-8-9	3,00	0,65	0,53	193,06	99,114	1,39	0,038	0,59	OK
V ₁₀ L _y	RDC-1	3,00	0,75	0,64	1194,87	129,236	1,25	1,30	1,90	OK

en L	2-3	3,00	0,71	0,60	650,77	108,445	1,29	0,60	1,20	OK
	4-5-6	3,00	0,68	0,57	649,07	147,57	1,34	0,60	1,30	OK
	7-8-9	3,00	0,65	0,53	176,74	222,359	1,39	-0,30	0,93	OK
V ₁₁ L _y	RDC-1	5,7	1,44	2,85	2938,3	671,36	5,12	1,60	2,40	OK
en U	2-3	5,7	1,36	2,85	2263,3	779,77	4,64	1,10	2,10	OK
	4-5-6	5,7	1,30	2,85	1946,4	693,522	4,21	1,02	1,97	OK
	7-8-9	5,7	1,24	2,85	978,41	882,218	3,83	0,50	1,07	OK
V ₁₂ L _y	RDC-1	3,00	0,75	0,64	3075,7	198,366	1,25	2,29	2,65	OK
en L	2-3	3,00	0,71	0,60	2516,99	217,83	1,29	1,70	2,43	OK
	4-5-6	3,00	0,68	0,57	1890,63	141,761	1,34	1,20	1,70	OK
	7-8-9	3,00	0,65	0,53	154,00	158,003	1,39	-0,06	0,36	OK
V ₁₃ L _y	RDC-1	3,50	0,85	0,99	2077,66	103,695	1,48	2,29	2,65	OK
en L	2-3	3,50	0,81	0,94	1645,05	197,602	1,35	1,70	2,43	OK
	4-5-6	3,50	0,78	0,88	1180,88	124,005	1,59	1,20	1,70	OK
	7-8-9	3,50	0,75	0,83	103,92	104,008	1,64	-0,06	0,36	OK

2. Ferrailage :

- Calcul des contraintes

Tableau V.32. Calcul des contraintes x-x.

Voile	Niveau	(0,8G±E)			σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	Observation
		M (KN.m)	N (KN)	T (KN)			
V ₁ L _x en L	RDC-1	465845	2032,71	14,87	6,91	0,05	SEC
	2-3	390,73	1518,19	39,47	5,88	-0,14	CPC
	4-5-6	323,356	1265,16	68,54	5,33	0,05	SEC
	7-8-9	166,187	601,76	85,61	2,86	-0,34	SPC
V ₂ L _x en L	RDC-1	720,386	1501,33	22,36	7,20	-3,30	SPC
	2-3	690,04	1158,27	354,48	6,95	-3,68	SPC
	4-5-6	523,623	809,25	57,75	5,61	-2,93	SPC
	7-8-9	254,688	376,32	99,32	2,90	-1,40	SPC
V ₃ L _x en L	RDC-1	113,35	1053,97	19,19	1,40	1,01	SEC
	2-3	115,144	825,5	12,62	1,20	0,77	SEC

	4-5-6	102,00	708,06	22,90	1,06	0,72	SEC
	7-8-9	46,051	363 ,69	30,12	0,57	0,38	SEC
V ₄ L _x en L	RDC-1	135,45	1581,95	12,50	2,06	1,58	SEC
	2-3	187,19	1247,96	56,16	1,84	1,14	SEC
	4-5-6	153,324	890,35	65,77	1,41	0,81	SEC
	7-8-9	123,469	508,92	70,96	1,31	0,79	SEC
V ₅ L _x en L	RDC-1	700,701	1924,95	27,58	8,04	-2,27	SPC
	2-3	706,038	1530,27	329,76	7,89	-2,09	SPC
	4-5-6	536,302	1117,8	61,64	6,45	-2,13	SPC
	7-8-9	301,33	539,25	102,96	3,75	-1,50	SPC
V ₆ L _x en L	RDC-1	311,243	242,69	56,49	6,85	2,26	SEC
	2-3	455,325	1808,63	221,63	6,95	-0,07	SPC
	4-5-6	366,601	1499,45	128,57	6,20	0,22	SEC
	7-8-9	265,500	701,30	181,81	3,90	-0,70	SPC

Tableau V.33. Calcul des contraintes y-y.

Voile	Niveau	(0,8G+E)			σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	Observation
		M (KN.m)	N (KN)	T (KN)			
V ₇ L _y en L	RDC-1	167,952	185,35	14,66	2,4	1,8	SEC
	2-3	105,683	1471,97	6,47	1,9	1,5	SEC
	4-5-6	68,244	1056,77	9,20	1,4	1,2	SEC
	7-8-9	77,913	124,11	22,52	0,31	-0,008	SPC
V ₈ L _y en L	RDC-1	528,789	3289,27	30,24	9 ,80	2,10	SEC
	2-3	447,112	2591,57	40,81	8,60	1,70	SEC
	4-5-6	355,694	1934,69	58,88	2,80	1,50	SEC
	7-8-9	195,382	231,41	61,46	1,90	-0,20	SPC
V ₉ L _y en L	RDC-1	70 ,871	1363,60	11,97	1,70	1,60	SEC
	2-3	77,244	1045,67	18,38	1,60	1,20	SEC
	4-5-6	52,705	885, 91	18,27	1,40	1,10	SEC
	7-8-9	66,476	133,72	34,77	0,30	0,005	SEC
V ₁₀ L _y en L	RDC-1	85,998	861,39	26,55	1,30	0,91	SEC
	2-3	164,254	903,56	65,11	1,60	0,80	SEC

	4-5-6	96,925	465,05	51,28	0,91	0,40	SEC
	7-8-9	148,725	122,10	82,89	0,57	-0,25	SPC
V ₁₁ L _y en U	RDC-1	447,451	2074,97	30,18	1,19	1,69	SEC
	2-3	515,445	1600,69	97,11	0,85	1,4	SEC
	4-5-6	461,264	1376,11	52,56	0,74	1,37	SEC
	7-8-9	256,652	695,13	58,64	0,36	0,74	SEC
V ₁₂ L _y en L	RDC-1	123,334	2063,38	10,20	2,90	2,40	SEC
	2-3	136,268	1686,25	92,40	2,60	1,90	SEC
	4-5-6	89,518	1266,76	9,44	2,07	1,60	SEC
	7-8-9	103,933	108,64	17,17	0,43	-0,14	SPC
V ₁₃ L _y en L	RDC-1	57,74	1439,43	16,35	1,78	1,57	SEC
	2-3	129,349	1138,48	87,26	1,60	1,10	SEC
	4-5-6	83,091	825,03	13,44	1,20	0,80	SEC
	7-8-9	71,592	74,02	27,57	0,23	-0,06	SPC

1. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau V.34. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.

Voile	L(m)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
V ₁ L _x en L	1,65	85,61	0,403	5	Vérifie
V ₂ L _x en L	1,65	354,48	1,670	5	Vérifie
V ₃ L _x en L	3,50	30,12	0,066	5	Vérifie
V ₄ L _x en L	3,50	70,96	0,157	5	Vérifie
V ₅ L _x en L	1,65	329,76	1,554	5	Vérifie
V ₆ L _x en L	1,65	221,63	1,044	5	Vérifie

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.

Voile	L(m)	T(KN)	τ_b (MPA)	$\bar{\tau}_b$ (MPA)	Observation
V ₇ L _y en L	3,50	22,52	0,050	5	Vérifie
V ₈ L _y en L	1,65	61,46	0,289	5	Vérifie
V ₉ L _y en L	3,00	34,77	0,090	5	Vérifie
V ₁₀ L _y en L	3,00	82,89	0,214	5	Vérifie
V ₁₁ L _y en U	5,70	85,64	0,117	5	Vérifie
V ₁₂ L _y en L	3,00	87,26	0,226	5	Vérifie
V ₁₃ L _y en L	3,50	87,26	0,193	5	Vérifie

2. Choix des armatures

Tableau V.36. Choix d'armature des voiles.

Voile	Niveau	Choix d'armatures					A adopté (cm ²)
		A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p	A _{v-p}		
					St=15cm	St=20cm	
V ₁ L _x en L	RDC-1	10,04	6,60	4T16+8T14	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
	2-3	6,09	6,44	12T14	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
	4-5-6	4,15	6,60	12T12	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
	7-8-9	1,73	5,88	12T12	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
V ₂ L _x en L	RDC-1	16,22	4,52	4T16+8T14	2×(2T16)	2×(6T20)	50,30
	2-3	16,71	4,28	12T14	2×(2T16)	2×(6T20)	50,30
	4-5-6	13,12	4,32	12T12	2×(2T16)	2×(6T16)	32,18
	7-8-9	8,72	4,44	12T12	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
V ₃ L _x en L	RDC-1	18,63	14,60	4T16+8T14	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
	2-3	14,64	14,00	12T14	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
	4-5-6	6,23	14,00	12T12	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
	7-8-9	6,23	14,00	12T12	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
V ₄ L _x en L	RDC-1	25,53	14,00	4T16+8T14	2×(4T14)	2×(14T16)	68,64
	2-3	17,99	14,00	12T14	2×(4T14)	2×(14T14)	52,18
	4-5-6	13,63	14,00	12T12	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
	7-8-9	13,25	14,00	12T12	2×(4T12)	2×(14T14)	52,18
V ₅ L _x	RDC-1	10,06	5,12	4T16+8T14	2×(4T12)	2×(6T14)	24,64

en L	2-3	6,40	4,02	12T14	2×(4T12)	2×(6T14)	24,64
	4-5-6	9,57	4,84	12T12	2×(4T12)	2×(6T14)	24,64
	7-8-9	7,67	4,08	12T12	2×(4T12)	2×(6T14)	24,64
V ₆ L _x	RDC-1	17,80	6,60	4T16+8T14	2×(2T16)	2×(6T20)	50,30
en L	2-3	6,97	6,52	12T14	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
	4-5-6	5,17	6,60	12T12	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
	7-8-9	3,38	5,56	12T12	2×(2T12)	2×(6T12)	19,74
V ₈ L _y	RDC-1	19,29	6,60	4T16+8T14	2×(2T14)	2×(6T14)	32,18
en L	2-3	14,62	6,60	12T14	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
	4-5-6	16,36	6,60	12T12	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
	7-8-9	9,58	1,12	12T12	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
V ₇ L _y	RDC-1	28, 16	14,00	4T16+8T14	2×(2T16)	2×(6T20)	45,76
en L	2-3	20,62	14,00	12T14	2×(2T16)	2×(6T16)	32,18
	4-5-6	16,36	14,00	12T12	2×(2T14)	2×(6T10)	30,30
	7-8-9	9,64	1,12	12T12	2×(2T14)	2×(6T14)	24,64
V ₉ L _y	RDC-1	24,62	12,00	4T16+8T14	2×(3T14)	2×(12T16)	48,32
en L	2-3	19,28	12,00	12T14	2×(3T12)	2×(12T14)	36,96
	4-5-6	17,94	12,00	12T12	2×(3T12)	2×(12T14)	36,96
	7-8-9	0,86	12,00	12T12	2×(3T12)	2×(12T12)	27,16
V ₁₀ L _y	RDC-1	16,31	12,00	4T16+8T14	2×(3T12)	2×(12T14)	36,96
en L	2-3	12,19	12,00	12T14	2×(3T12)	2×(12T12)	27,16
	4-5-6	8,46	12,00	12T12	2×(3T12)	2×(12T12)	27,16
	7-8-9	6,17	8,32	12T12	2×(3T12)	2×(12T12)	27,16
V ₁₁ L _y	RDC-1	30,55	22,80	4T16+8T14	2×(6T12)	2×(23T14)	70,84
en U	2-3	23,50	22,80	12T14	2×(6T10)	2×(23T12)	52,04
	4-5-6	21,40	22,80	12T12	2×(6T10)	2×(23T12)	52,04
	7-8-9	17,41	22,80	12T12	2×(6T10)	2×(23T12)	52,04
V ₁₂ L _y	RDC-1	28,34	12,00	4T16+8T14	2×(3T16)	2×(12T16)	48,32
en L	2-3	26,68	12,00	12T14	2×(3T14)	2×(12T14)	36,96
	4-5-6	20,45	12,00	12T12	2×(3T12)	2×(12T14)	36,96
	7-8-9	19,86	12,00	12T12	2×(3T12)	2×(12T14)	36,96
V ₁₃ L _y	RDC-1	26,76	14,00	4T16+8T14	2×(2T20)	2×(6T20)	37,72

en L	2-3	18,79	14,00	12T14	2×(2T16)	2×(6T20)	37,72
	4-5-6	15,88	14,00	12T12	2×(2T16)	2×(6T16)	24,14
	7-8-9	2,82	11,08	12T12	2×(2T14)	2×(6T16)	24,14

V.8.Conclusion :

Ce chapitre concerne le renforcement des éléments des structure (poteaux, poutres et murs) .A partir des résultats obtenus pour l'analyse du bâtiment - par ETABS a l'aide de logiciel de calcul d'armatures tel que de SOCOTEC.

Chapitre VI
Étude des fondations

VI.1.Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

VI 2.Différents types des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3.Choix du type des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3**)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol. (1,5 bar).

N: Effort normal appliqué sur la fondation calculée par la combinaison [G + Q].

S: Surface de la fondation.

VI.4. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A= B ⇒ S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

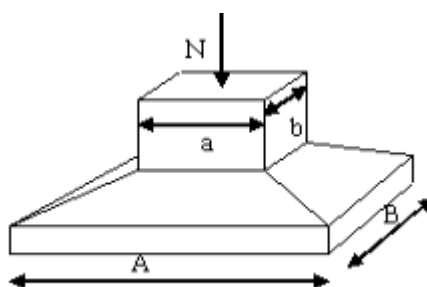


Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.

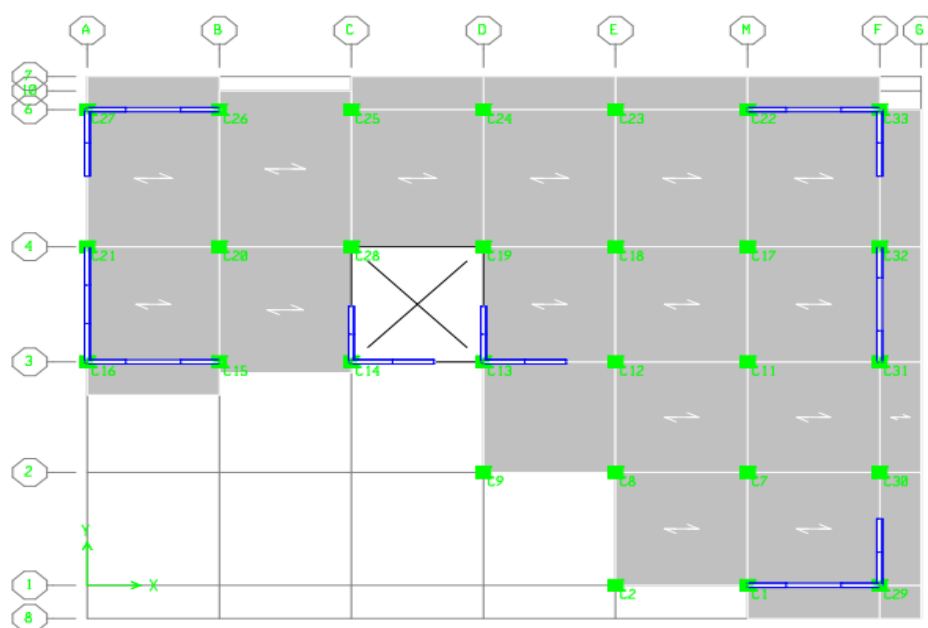


Figure VI.2. Représente les semelles considérées.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées.

Poteau	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A choisie (m)
C1	701,69	4,6779	2,1629	2,2
C2	747,07	4,9805	2,2317	2,25
C7	1917,87	12,7858	3,5757	3,6
C8	1854,42	12,3628	3,5161	3,55
C9	1066,77	7,1118	2,6668	2,7
C11	2014,91	13,4327	3,6651	3,7
C12	1548,69	10,3246	3,2132	3,25
C13	719,2	4,7947	2,1897	2,2
C14	428,62	2,8575	1,6904	1,7
C15	776,24	5,1749	2,2748	2,3
C16	471,99	3,1466	1,7739	1,8
C17	2156,23	14,3749	3,7914	3,8
C18	2240,03	14,9335	3,8644	3,9
C19	1537,43	10,2495	3,2015	3,5
C20	2009,47	13,3965	3,6601	3,7
C21	607,3	4,0487	2,0121	2,5
C22	936,43	6,2429	2,4986	2,5
C23	2267,54	15,1169	3,8881	3,9
C24	2391,1	15,9407	3,9926	4
C25	2007,36	13,3824	3,6582	3,7
C26	954,46	6,3631	2,5225	2,55
C27	660,49	4,4033	2,0984	2,5
C28	1448,81	9,6587	3,1079	3,5
C29	888,28	5,9219	2,4335	2,5
C30	1368,2	9,1213	3,0202	3,5
C31	1064,32	7,0955	2,6637	2,7
C32	1250,93	8,3395	2,8878	2,9
C33	986,24	6,5749	2,5642	2,5

VI.4.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

- sens X :

On a $1,5 \times B > L_{xmin}$

$L_{xmin} = 4,8 \text{ m} < 1,5 \times 4 = 6 \text{ m} \dots\dots\dots(\text{C.N.V})$

- Sens y-y :

On a $1,5 \times B > L_{ymin}$

$L_{ymin} = 5,00 \text{ m} < 1,5 \times 4 = 6 \text{ m} \dots\dots\dots(\text{C.N.V})$

VI.4.2. Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.5. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

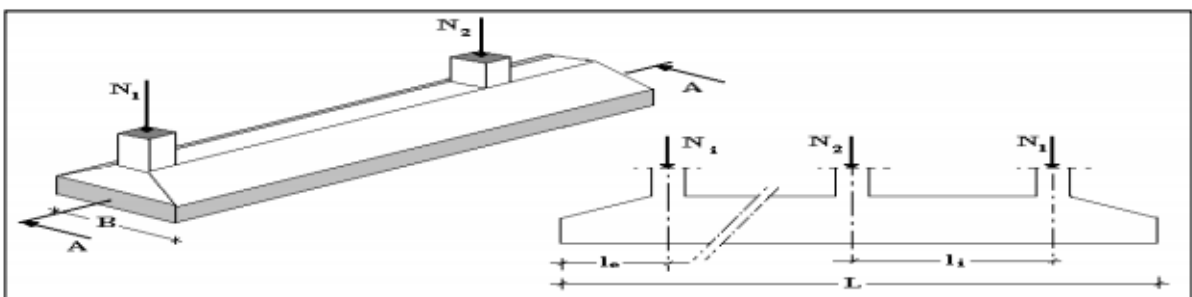


Figure IV.3. Semelle filante.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Tel que :

$N : N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée. Donc :

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentées au **Tableau VII.2**.

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{Choisie} (m)
A	6258,13	11,4	3,6597	3,7
B	4689,17	11,4	2,7422	2,8
C	5113,61	11,4	2,9904	3
D	7709,32	16,4	3,1339	3,15
E	8657,75	21,5	2,6846	2,7
M	8640,51	21,5	2,6792	2,7
F	13664,21	21,5	4,2370	4,25

VI.5.1. Vérification

Il faut vérifier la relation suivante :

$$1,5x B \leq L_{\min}$$

Avec :

L_{\min} : représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

$$(L_{\min} = 5,00\text{m})$$

$$1,5x 4,25 = 6,375\text{m} < 5\text{m} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

VI.5.2. Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

VI.6. Radier générale

VI.6.1. Pré dimensionnement du radier

1 Dalle

a. Épaisseur du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,20\text{m} \rightarrow h_1 \geq 31\text{ m} \rightarrow h_1 = 35\text{ cm}$$

b. Détermination de la surface du radier

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{P}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_r : surface du radie.

P : le poids total à l'ELS.

Surface du bâtiment : $S_b = 488,78\text{m}^2$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 60516,65\text{KN} \\ \sigma_{sol} = 1,5\text{bar} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_r \geq \frac{60516,65}{150} = 403,44\text{ m}^2$$

On voit bien que la surface du radier nécessaire est inférieure à celle du bâtiment, mais pour les raisons de coffrage, on ajoute un débord de 1m

Alors $S_r = S_b + S_d$

$S_b = 488,78\text{m}^2$ Surface du bâtiment.

$S_d = 100,06\text{ m}^2$ Surface du débord

$S_{débort} = \text{Périmètre} \times l_d \Rightarrow l_d = 1,00\text{m}$

Donc : $S_r = 588,84\text{m}^2$ Surface du radier.

2 Nervure

❖ **La hauteur de nervure**

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

On a $L_{max} = 6,20\text{ m}$.

$$\Rightarrow 41,3 \leq h_N \leq 62$$

On prend : $h_{N1} = 55\text{cm}$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

La répartition uniforme des contraintes ne peut être adoptée qu'après avoir calculer la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Où

K : coefficient de réaction mécanique appelé aussi coefficient de la raideur du sol

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

$K = 0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.

$K = 4[\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.

$K = 12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

$$(K = 2 \times \sigma_{sol} = 4\text{bars} = 40\text{MPa})$$

E : module d'élasticité du béton ($E = 32164,20\text{MPa}$)

I : inertie de la semelle. ($I = \frac{bh^3}{12}$)

L : distance maximale entre deux poteaux : 6,20 m

$$\text{Donc } : h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h_{N2} \geq 0,96m$$

On prend : $h_{N2}=100\text{cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = \max (0,55 ;1,00) \text{ m}^2.$$

On prend : $h=1\text{m}$.

❖ **Largeur de la nervure**

• **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{620}{10} = 62\text{cm}$$

Donc

$b = 65 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$$h_N = 100 \text{ cm}$$

$b = 65 \text{ cm}$ dans le sens x-x

$b = 65 \text{ cm}$ dans le sens y-y

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 35 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 65\text{cm sens}(xx) \text{ et } b = 65\text{cm sens}(yy) \end{cases}$

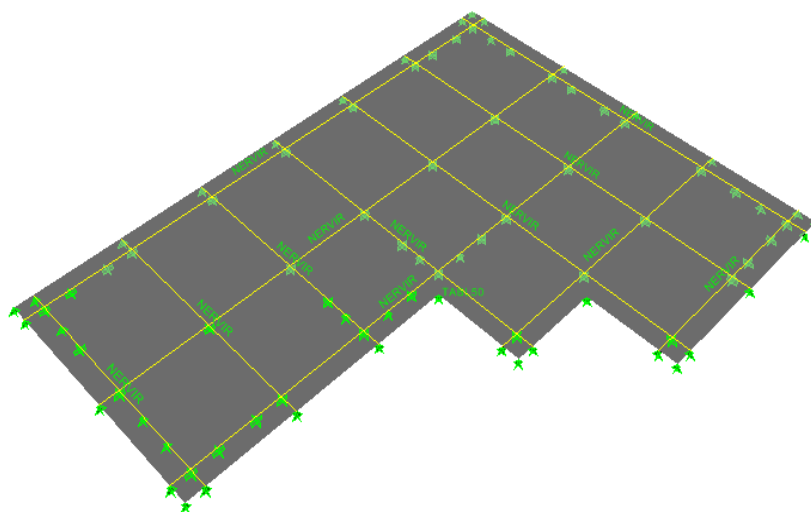


Figure VI.4. Modélisation du radier.

VI.6.2. Les vérifications nécessaires

a- Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

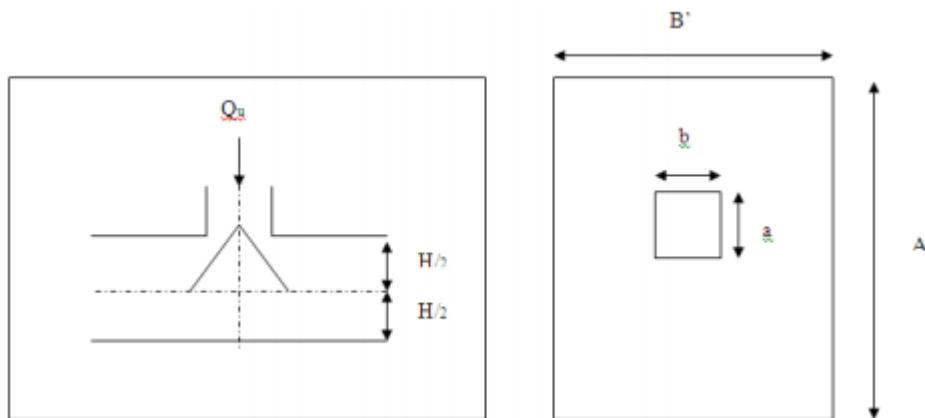


Figure VI.5. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=3294,31\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC ($50 \times 50 \text{cm}^2$).

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 100] = 600 \text{cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6000 \times 1000 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 4500 \text{KN}$$

$$N_u = 3294,31 \text{KN} < Q_u = 4500 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 6,2 de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{83096,66}{549,3} \times \frac{6,2}{2} \times 1 = 468,95KN$$

$$\tau_u = \frac{468,95}{0,9 \times 1 \times 400} = 1,30MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots CV$$

VI.6.3. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel SOCOTEC dans les calculs qui suivent :

A- Position du centre de gravité

$$X_G = 16,49m$$

$$Y_G = 12,91m$$

B- Moments d'inertie

$$I_{xx} = 20400m^4$$

$$I_{yy} = 42023m^4$$

Caractéristiques Exprimées dans le Repère Global X Y en 0

Aire totale :	549,3 m ²		
centre de gravité XG	16,51 m	YG	12,84 m
moment statique Mx	7 050,3 m ³	My	9 067,7 m ³
inertie Ixx	110 896,9 m ⁴	Iyy	191 720,6 m ⁴
inertie Ixy :	106 300,8 m ⁴		

Caractéristiques Exprimées dans le Repère Global X Y en G

inertie Ixx	20 400 m ⁴	Iyy	42 023,2 m ⁴
inertie Ixy	-10 091,4 m ⁴		
rayon de giration rx	6,09 m	ry	8,75 m
module de flexion élastique Wx	1 474,4 m ³	Wy	2 400,1 m ³
Ymin	-13,84 m	Xmin	-17,51 m
Ymax	9,51 m	Xmax	13,29 m

Caractéristiques Exprimées dans le Repère Principal U V en G

Direction de U par rapport à X :	68,5 deg		
inertie Iuu	46 001 m ⁴	Ivv	16 422,2 m ⁴
section réduite Su	512,5 m ²	Sv	451,7 m ²
rayon de giration ru	9,15 m	rv	5,47 m
module de flexion élastique Wu	1 031,4 m ³	Wv	3 061,7 m ³
Vmin	-17,44 m	Umin	-12,25 m
Vmax	19,78 m	Umax	13,73 m
module de flexion plastique Wpl,u	4 287,9 m ³	Wpl,v	2 510,7 m ³
axe neutre v0	-1,24 m	u0	0,22 m

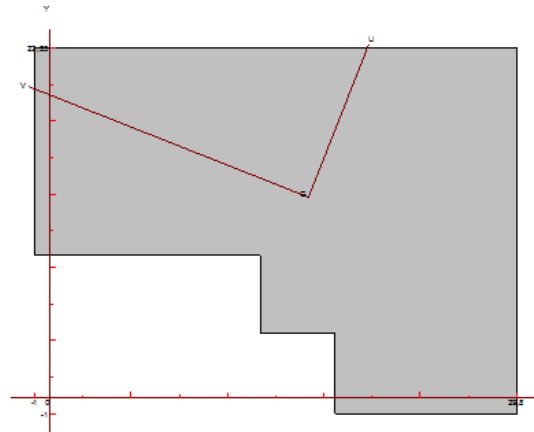


Figure VI.6. Caractéristiques géométriques du radier.

VI.6.4. Vérification de la stabilité du radier

▪ Sous sollicitation [G + Q] :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{max}}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{min}}{I} \quad ; \quad \sigma_{Moyene} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les charges agissantes sur le radier :

$N = 60516,66 kN$

$M = 10379,47 KN$

D'après SOCOTEC $\begin{cases} V_{max} = 19,78m \\ V_{min} = 17,44m \\ S_r = 549,3m^2 \end{cases}$

A.N :

$$\sigma_1 = \frac{60516,66}{549,3} + \frac{10379,47 \times 19,78}{20400} = 120 KN/m^2 = 1,20 bars$$

$$\sigma_2 = \frac{60516,66}{549,3} - \frac{10379,47 \times 17,44}{42023} = 105,93 KN/m^2 = 1,05 bars$$

$$\sigma_{Moyene} = \frac{3 \times 1,2 + 1,05}{4} = 1,16 bars \leq 1,5 bars \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

VI.6.5. Ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé s'appuyant sur des poutres et soumis à la réaction du sol. Il est décomposé en panneaux de dalle simplement appuyés sur le contour.

Rappelons que l'épaisseur du radier est de 35 cm.

Considérons au milieu de chaque portée :

L_x et L_y une bande de 1m de largeur

VI.6.6. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ 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 soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

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

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x \text{ (autre appui).}$$

➤ **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 $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

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

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU:

$$q_u = \sigma_m \cdot 1ml \rightarrow q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{83096,66}{549,3} = 151,27 \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m \cdot 1ml \rightarrow q_{ser} = \frac{N_u}{S_r} = \frac{60516,66}{549,3} = 110,1 \text{KN/m}^2$$

Dans notre cas, le rapport des dimensions des panneaux est supérieur à 0,4,
 $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Remarque : Pour faciliter le calcul des dalles qui ont une forme irrégulière on les majore sous formes rectangulaires.

Tableau VI.3. Calcul des moments.

	Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	μ_x	My	Qu (KN/m)	Mx (KNm)	My (KN/m)	Mtx (KN,m)	Mty (KN,m)	Ma (KNm)
l'ELU	5,80	7,05	0,82	0,0539	0,6313	151,27	274,28	173,15	233,13	147,18	137,14
l'ELS	5,80	7,05	0,82	0,0607	0,7381	110,1	224,81	165,93	191,09	141,04	67,443

VI.6.7. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis, la dalle est calculée comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;
 $h=30\text{cm}$ $d=0,9h=31,5\text{cm}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant:

Tableau VI.4. Ferrailage du radier à l'ELU.

	Sens	Mu (KNm)	μ	α	Z (cm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	233,13	0,166	0,228	28,6	23,42	7T20+1T14	23,54	12
	y-y	147,18	0,104	0,137	29,7	14,09	7T16	14,08	15
Appui	x-x	137,14	0,097	0,127	29,8	13,22	7T16	14,08	15
	y-y								

Tableau VI.5. Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (KNm)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	191,09	23,54	12,5	15	293,3	201,6	Non
	y-y	141,04	14,08	11,2	15	372,6	201,6	Non
Appui	x-x	67,43	14,08	5,37	15	178,1	201,6	Oui
	y-y							

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature

VI.6.8.Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI.6. Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	5T32	40,23	20
	y-y	5T25+2T16	28,57	20
Appui	x-x	5T20	15,71	20
	y-y			

Tableau VI.7. Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	σ _s (MPA)	σ̄ _s (MPA)	Vérification
Trav	x-x	191,09	40,23	10,8	15	187,3	201,6	Oui
	y-y	141,04	28,57	8,85	15	190,6	201,6	Oui
App	x-x	67,43	15,71	5,16	15	160,5	201,6	Oui
	y-y							

2. Ferrailage des nervures :

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : Mt=0,85M₀

Sur appuis : Mt=0,50M₀

Calcul des armatures :

b=65cm ; h=100cm ; d=0,9×100 cm

• Sens non porteur

L=5,8m ; $q_u=151,27\text{KN/ml}$

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	540,67	0,239	0,346	42,64	36,43	8T20+4T20	37,71
Appuis	318,04	0,140	0,189	45,75	19,97	4T20+4T16	20,62

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,91\text{cm}^2$$

• Sens porteur

L=7,05m ; $q_u=151,27\text{KN/ml}$

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{ca} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	798,84	0,353	0,57	38,21	60,07	10T25+5T20	64,82
Appuis	469,90	0,208	0,29	43,75	30,86	10T25	49,11

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,91\text{cm}^2$$

✚ Vérifications nécessaires

✓ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	581,42	64,36	5,44	15	110,8	201,6	OK
Appuis	342,01	34,37	3,39	15	117,8	201,6	OK
Travée	393,52	39,29	4,32	15	119,4	201,6	OK
Appuis	231,48	22,00	3,13	15	122,1	201,6	OK

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{151,26 \times 7,05}{2} = 533,19\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{533,19 \cdot 10^3}{0,9 \times 550 \times 650} = 1,65\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✚ **Armatures transversales**

✓ **BAEL 91 modifie 99**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,825\text{MPa}$$

✓ **RPA99 modifie en 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,65\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=65\text{cm}$; $d=49,5\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,70\text{cm}^2$$

On prend : 6T8=3,02cm²

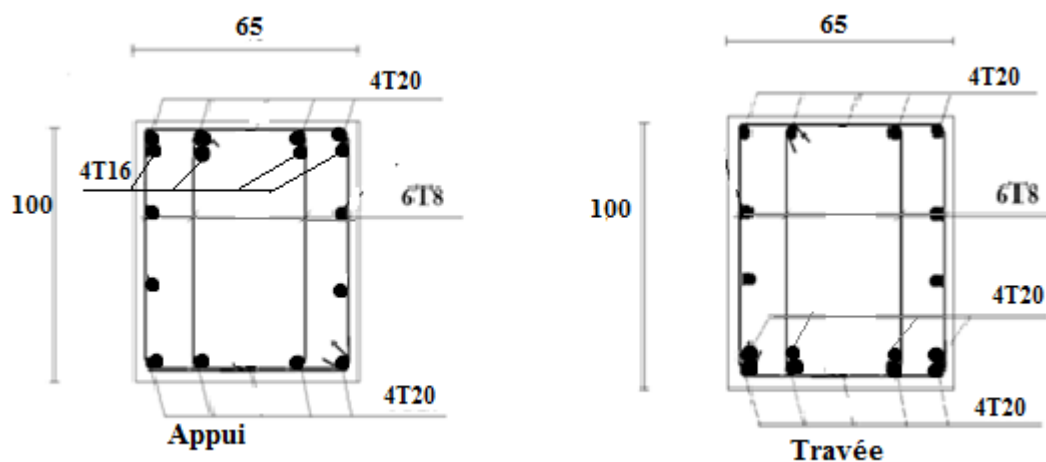


Figure VI.7. Ferrailage des nervures du sens non porteur.

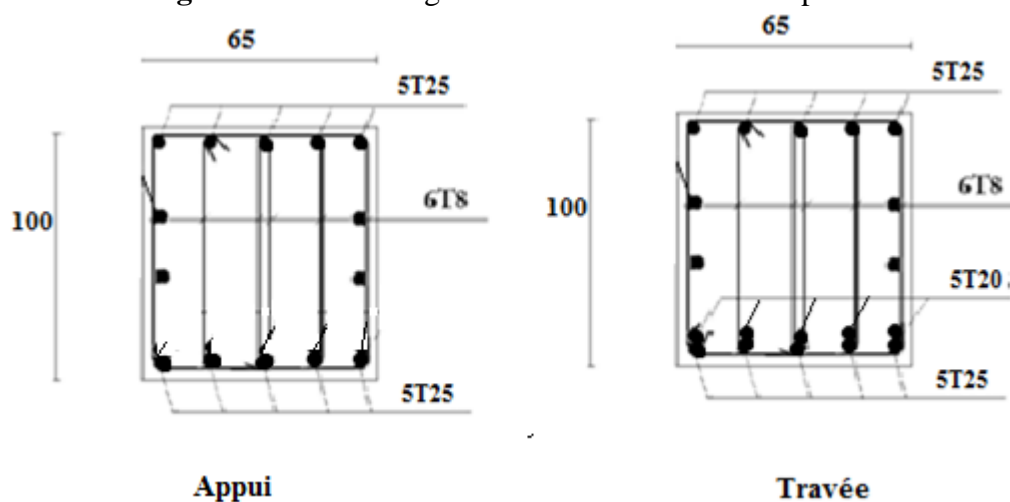


Figure VI.8. Ferrailage des nervures du sens porteur.

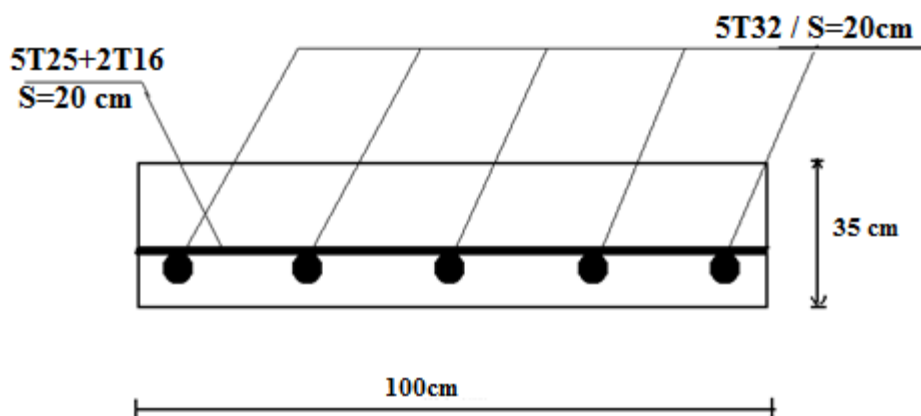


Figure VI.9. Ferrailage du radier.

3. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,00\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

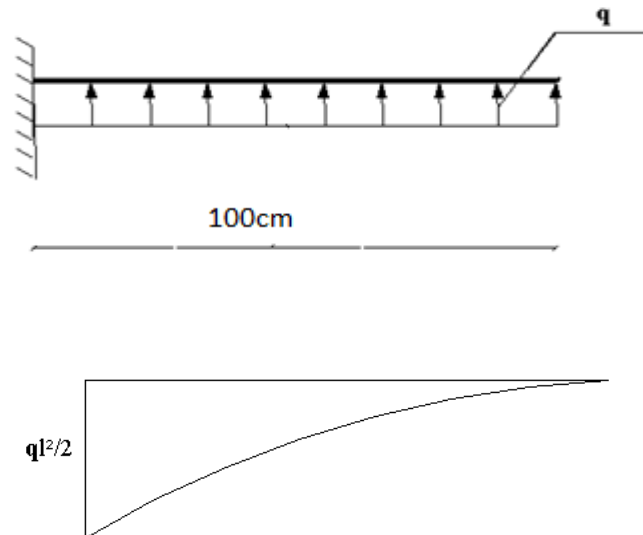


Figure VI.10. Diagramme des moments.

- Calcul de ferrailage

$q_u = 151,27 \text{ kN/ml}$, $L = 100 \text{ cm}$, $h = 65 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 75,63 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,021$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 49,104 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T12 = 5,65 cm²
S_t = 20 cm

- Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 = 3,14 , S_t = 25 cm

- ✓ Vérification des contraintes à l'ELS

$q_{ser} = 110,1 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 55,05 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
55,05	5,65	1,3	15	108,1	201,6	OK

✓ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0012 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,7 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche

VI.7. Etude du voile périphérique

Selon le règlement **R.P.A 99 modifié 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base afin d'assurer le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.

VI.7.1.Épaisseur du voile

D'après [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre structure on prend une épaisseur de 20cm, selon les voiles de contreventement

VI.7.2.Calcul des armatures

- **Armatures verticales et transversales :**

$$A_V \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \rightarrow A_V \geq 0,10 \times \frac{20 \times 100}{100} \rightarrow A_V \geq 2 \text{cm}^2$$

On prend :

$A_v = 5T10/ ml$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

On prend : $A_h = 5T10/ ml$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

VI.7.3.Schéma de ferrailage

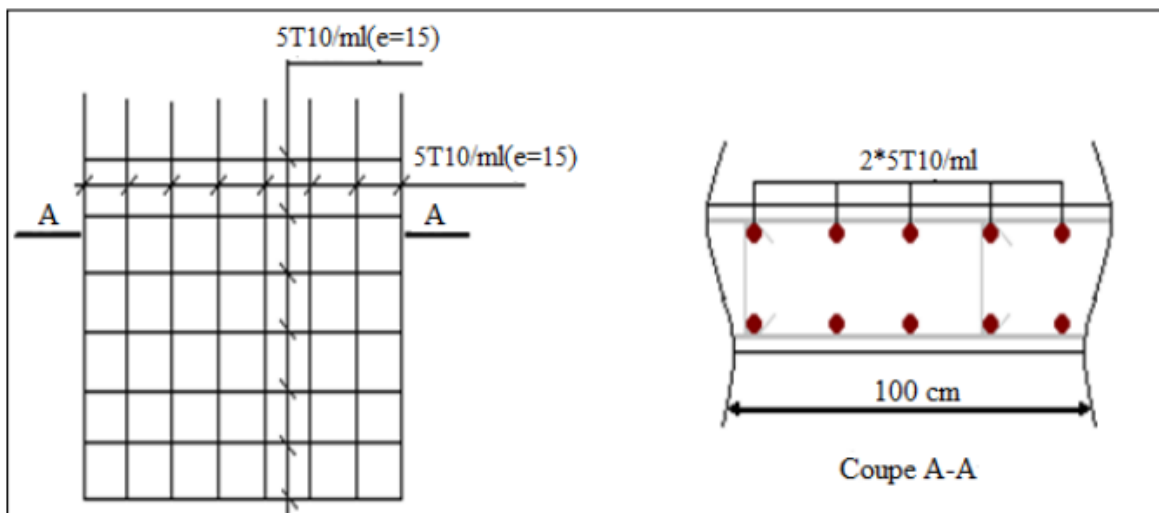


Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Bibliographie

Bibliographie

[1]: Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

Anciens mémoires de fin d'étude.

[2]: Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

Règles BAEL.

[3]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

[4]: Document technique réglementaire (DTR BC2.2).

Annexe

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

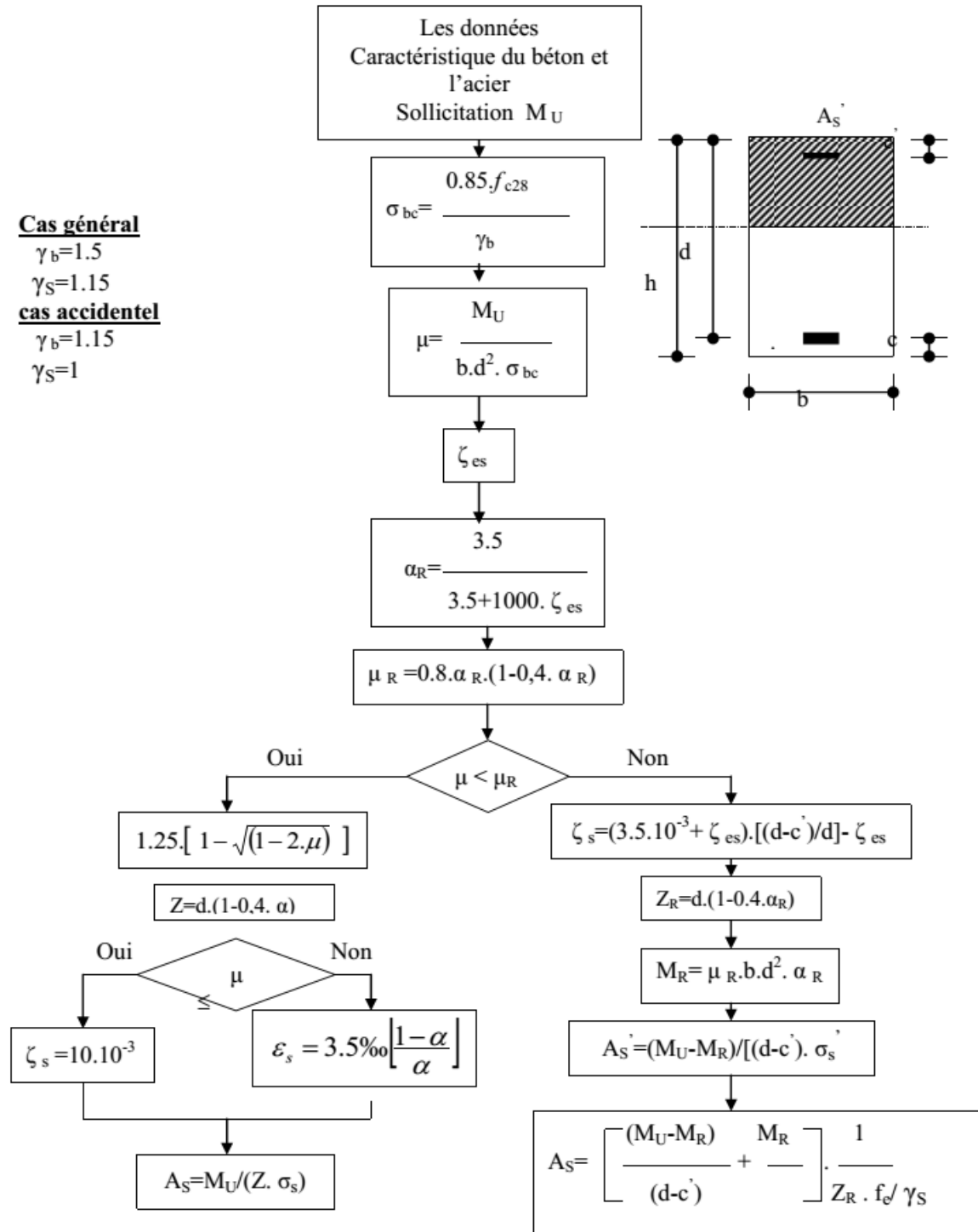
$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

cas accidentel

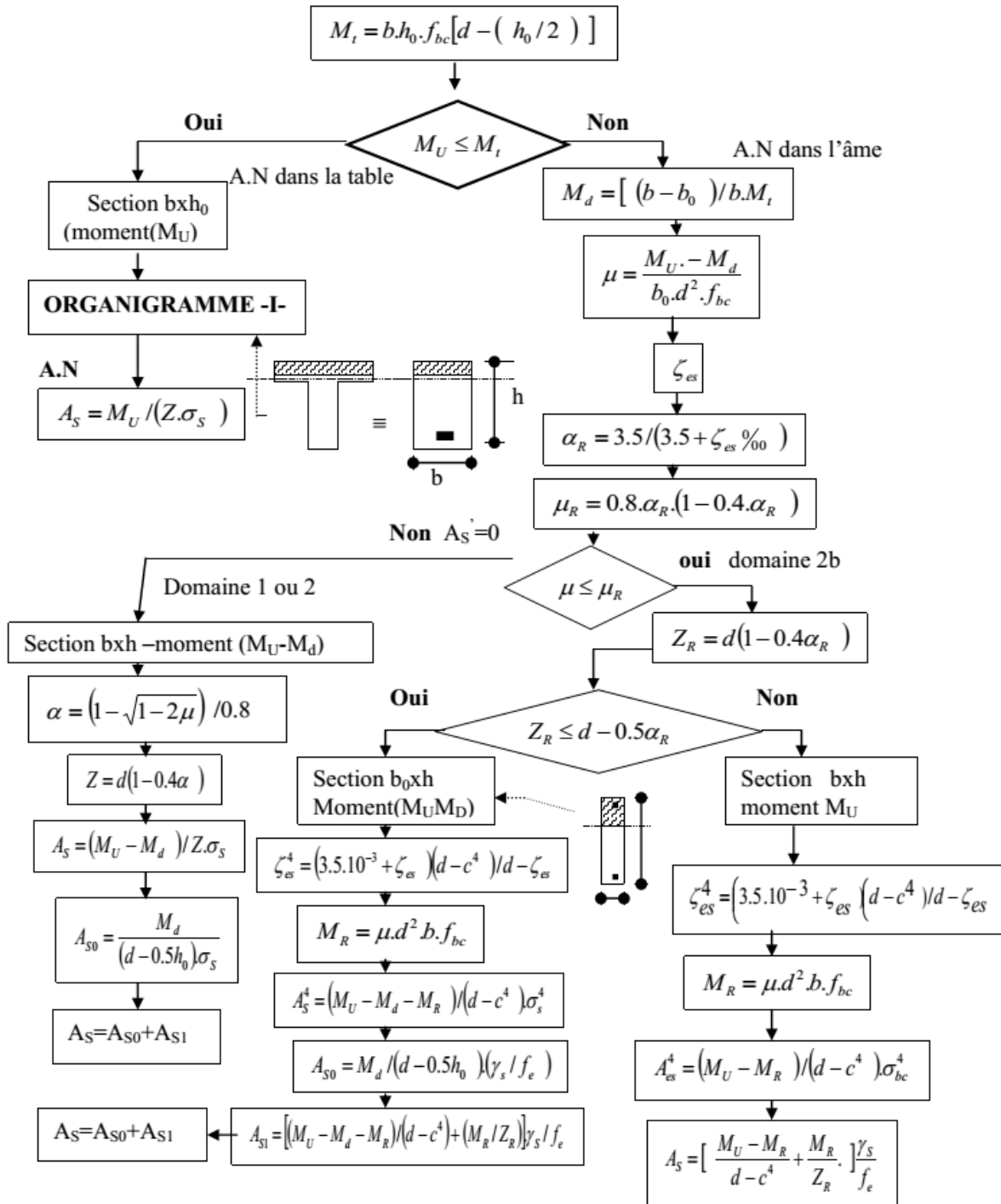
$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$



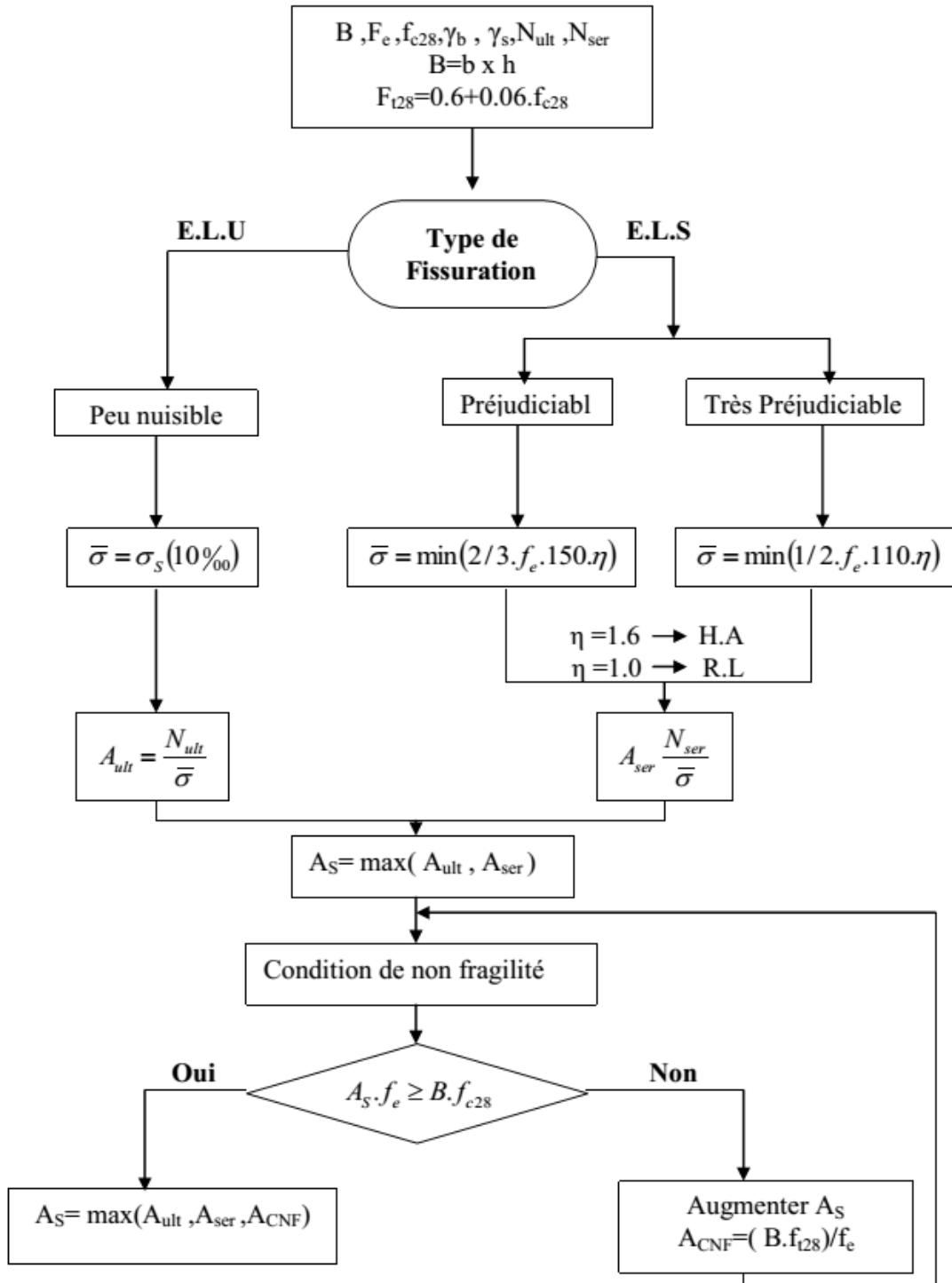
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



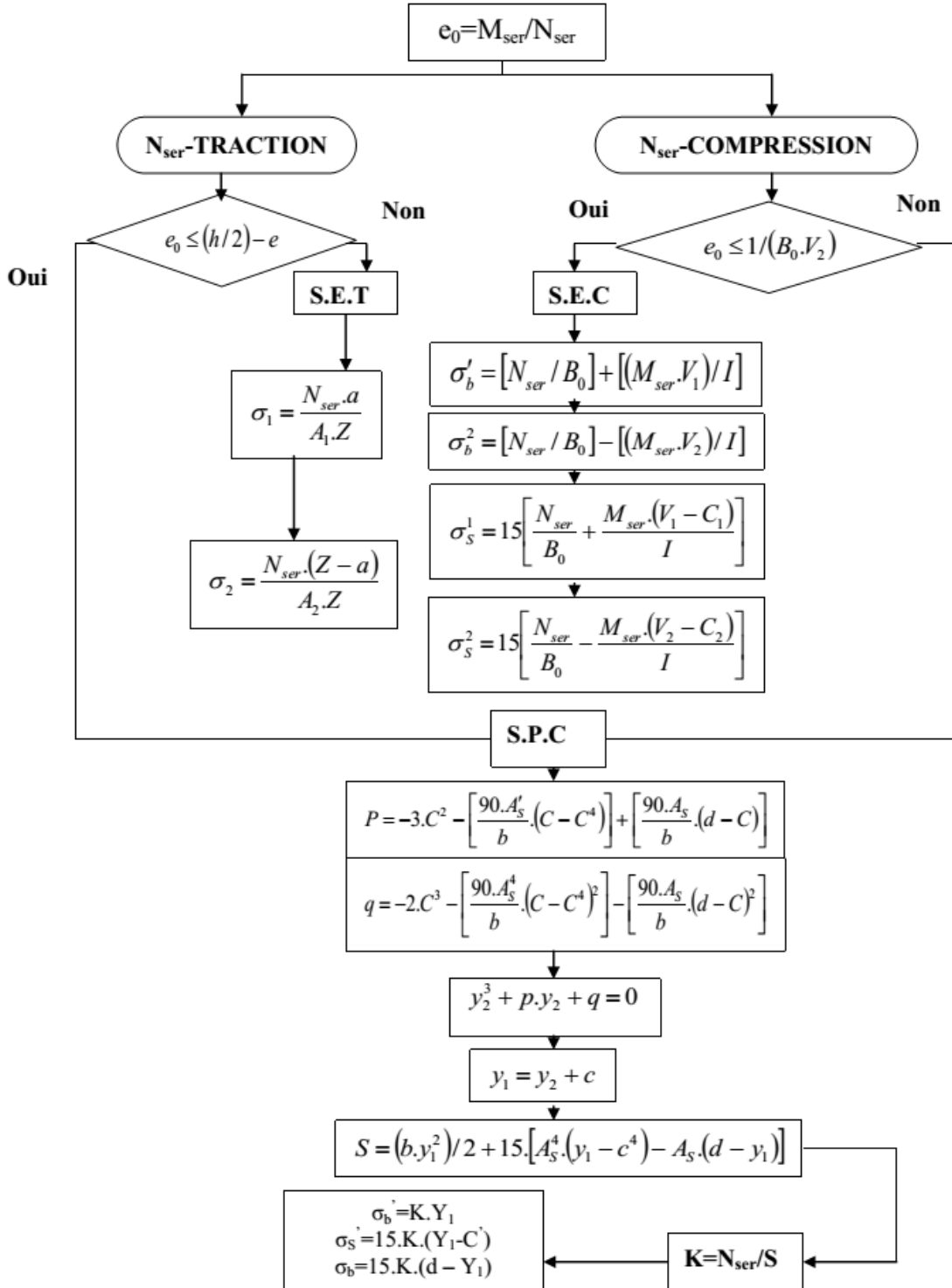
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple

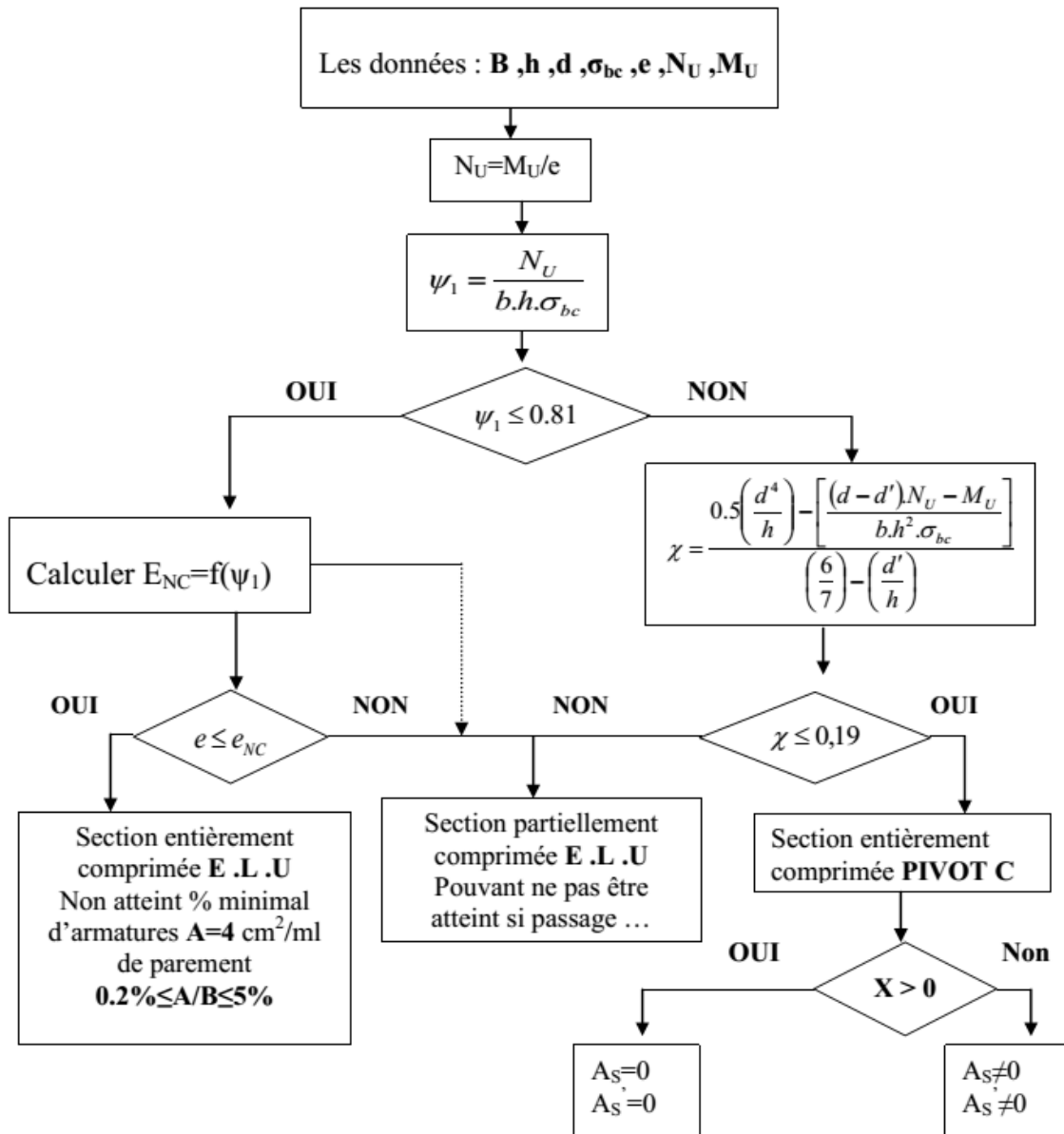
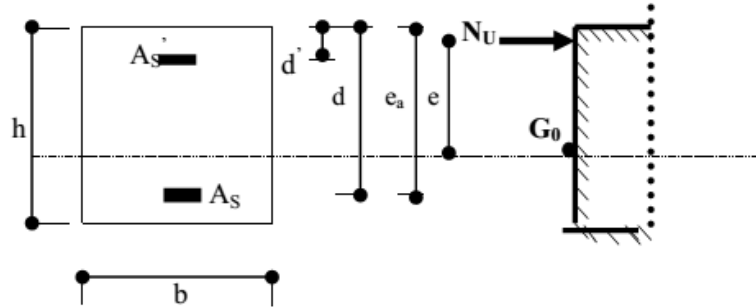


ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.

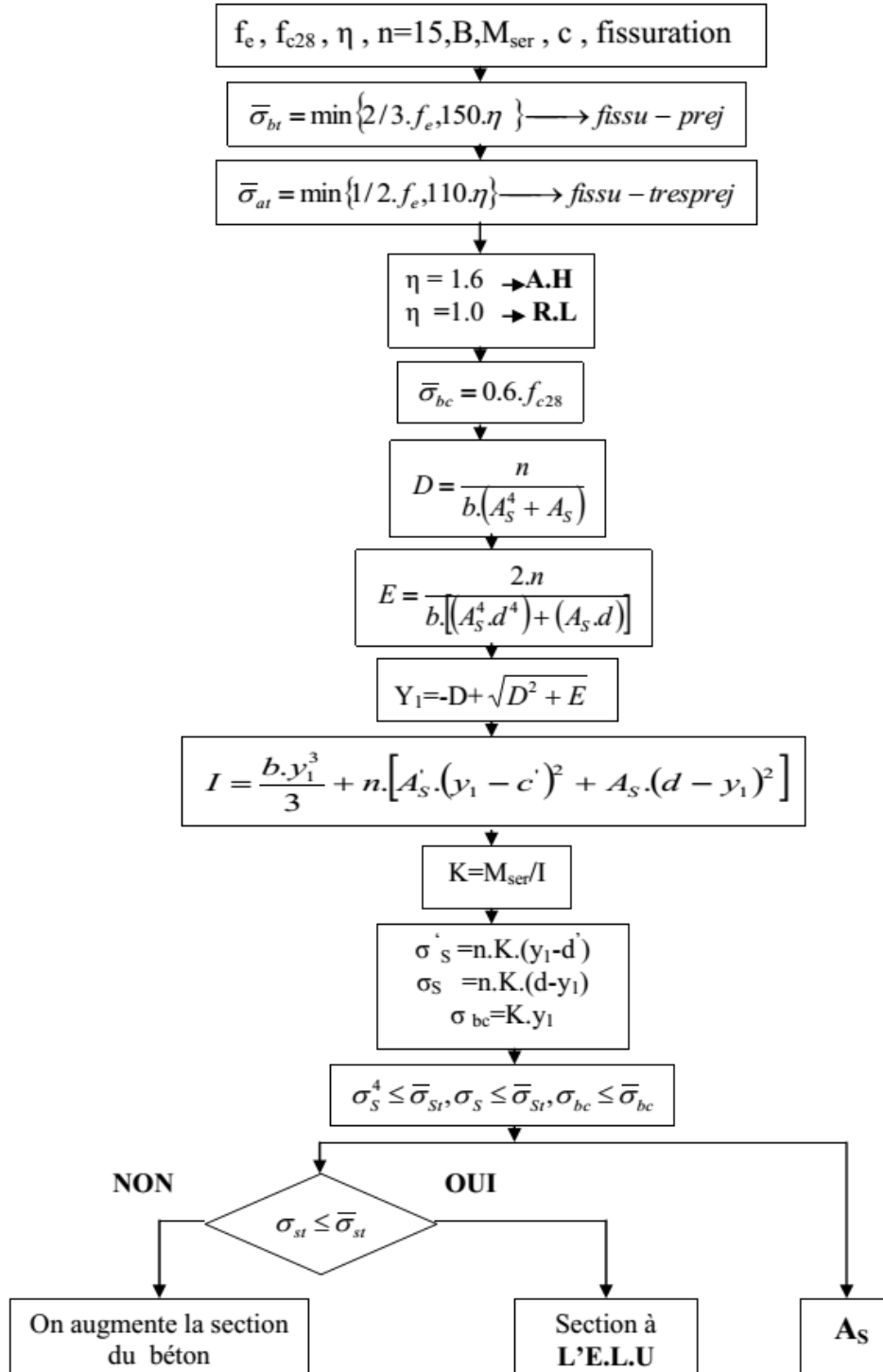


Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire
A l'E.L.U en flexion composée

Organigramme -6-

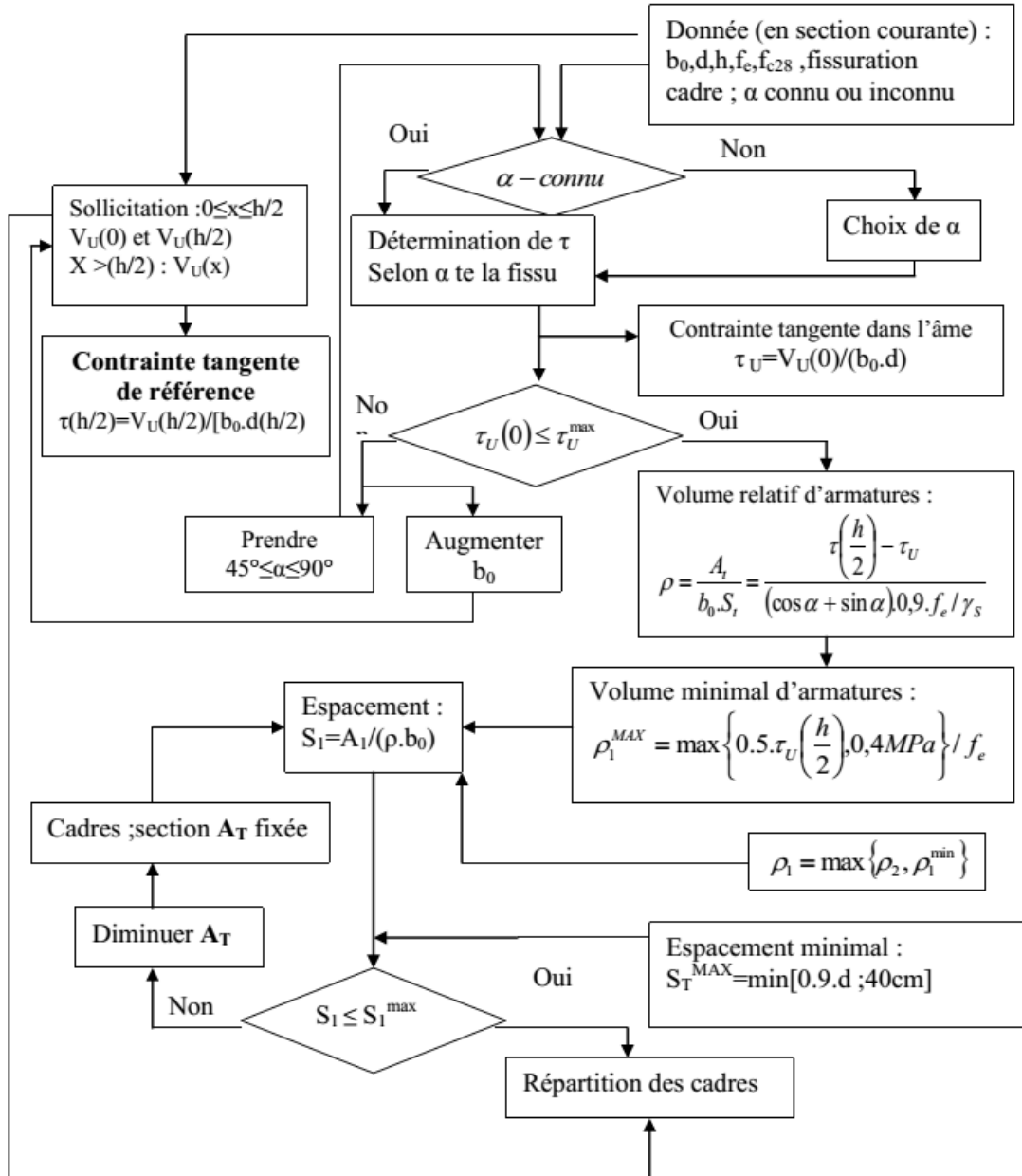
Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant



SECTION RÉELLES D'ARMATURESSection en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
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	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

