الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie civil et hydraulique

N° : ……/2025

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE: Sciences et Technologies

FILIERE: Génie civil

SPECIALITE : Structures

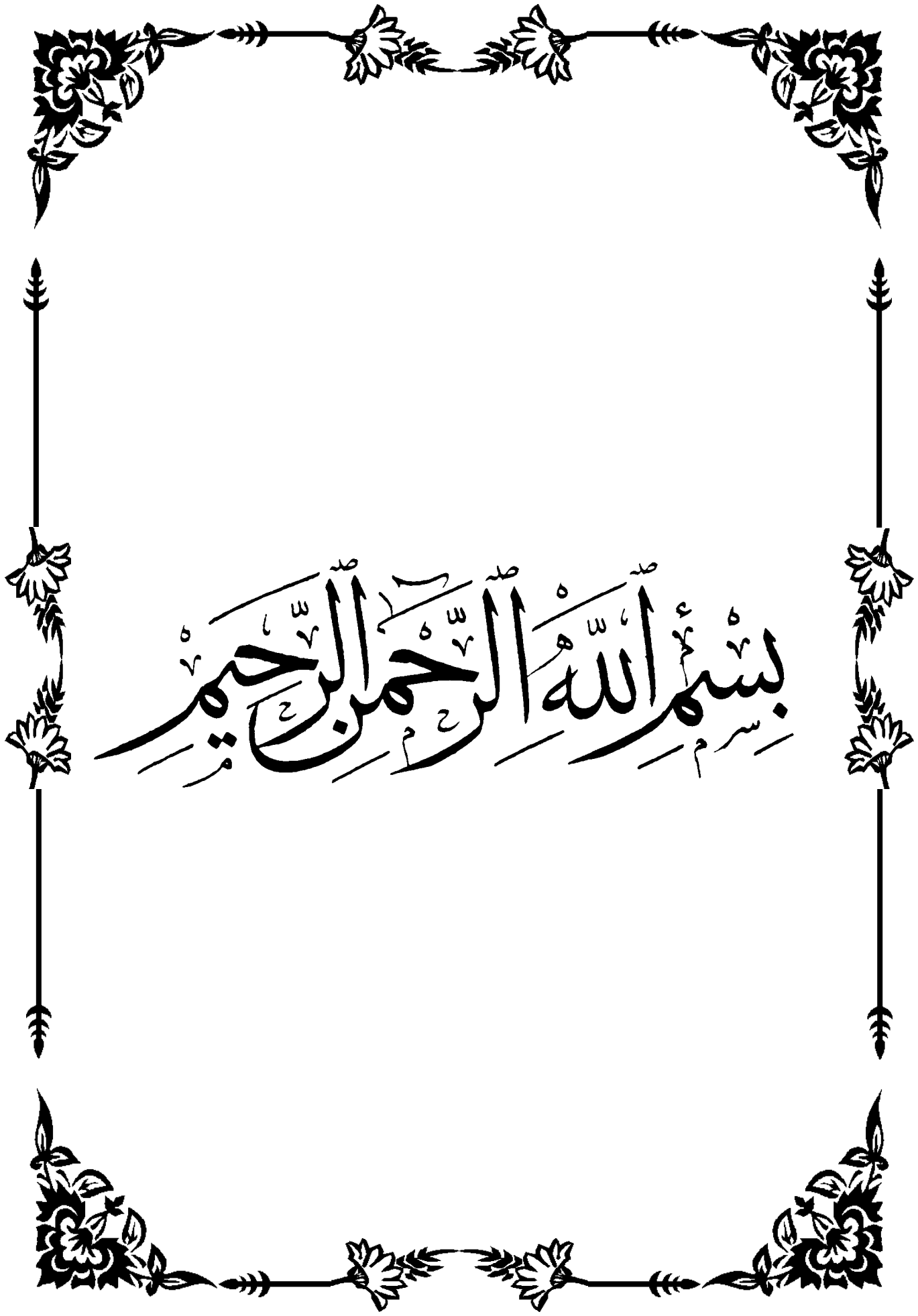
Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+8 etage) avec Contreventement mixte

Présenté Par : Kaouache Samir.

Encadré Par : Mr. Chaker Idris.

Promotion : 2024 /2025


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Tout d’abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d’étude.

Je tenais à remercier tout particulièrement **Mer. CHAKER IDRIS** d'avoir accepté mon encadrement.

Nous remercions tous les enseignants de département **GENIE CIVIL** pour leurs rôles importants dans notre formation.

Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d’avoir accepté de lire ce manuscrit et d’apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d’étude.

Samir

Dédicace

Je dédie humblement ce travail à mes chers parents, qui ont été mes piliers, mon inspiration et ma motivation tout au long de ce parcours. À mon père ***[Ahmed]****, pour son soutien inébranlable, et à ma mère* ***[Hamama]****, pour sa lumière, son amour inconditionnel et sa patience infinie. Que Dieu les protège et les bénisse.*

A mon frère ***[Omar],*** *et à mes sœurs aussi,* ***[samia ; samira ; fahima]****, je tiens à vous remercier pour tout ce que vous avez fait pour moi, que Dieu nous grade toujours unis.*

À mes amis(es), ***[Karim; taher ; farid ; faras]****, qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.*

À tous ceux que le destin a voulu me réunir avec eux durant mes études. À toute personne.

Ayant contribuée de près ou de loin à achever ce travail.

A toutes mes collègues de ***master 2 structure****.*

A toute la promotion de ***Génie Civil 2024/2025****.Un grand merci à vous, je vous souhaite un avenir plein de réussite et de succès.*

Samir

Résumé

Dans ce mémoire, une étude achevé d'un batiment **(R + 8)** à usage multiple(commerces et habitation), en béton armé, implantée dans la wilaya de TIZI OUZOU, classé en **(zone II),** selon le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 version 2003).** Le dimensionnement ainsi que le ferraillage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(CBA93),** en appliquant le **BAEL91**. À l'aide de logiciel **Robot,** l'étude dynamique a été faite parfaitement et rapidement, et calculer le ferraillage facilement.

Mots Clés : Béton armé, Règlements, Modélisation, Etude sismique.

Summary:

In this memory a completed study of a batiment **(R + 8)** for multiple use, (commercial and residential) concrete, located in the wilaya of Tizi ouzou, classified in **(zone II),** according to the Algerian earthquake regulation **(RPA 99 version 2003).** The design and reinforcement of the elements were carried out in accordance with the design and design rules for reinforced concrete structures **(CBA93),** applying **BAEL91.** Using **Robot** software, the dynamic study was done perfectly and quickly, and calculate the reinforcement easily.

Keywords: Reinforced concrete, Regulations, Modeling, Seismic study.

ملخص:

في هاته المذكرة تم انجاز دراسة لبناية عالية **(أرضي+8 طوابق)**لاستغلال السكني**و** المشكلة بالخرسانة المسلحة، المتواجدة في ولاية التي تصنف حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلا زل الجزائرية **99 المعدلة في 2003** ضمن المنطقة الزلزالية (**رقم II**)، الأعمدة و الروافد المشكلة في الخرسانة المسلحة . الدراسة متوافقة مع معايير**RPA** تم إجراء الأبعاد وكذلك التسليح للعناصر الأساسية للبناية حسب قواعد حساب الهياكل بالخرسانة المسلحة **CBA93**بتطبيق قوانين**BAEL91**، باستخدام برنامج**Robot** ، تم إجراء الدراسة الديناميكية بشكل مثالي و سريع، و كذلك للمساعدة في حساب التسليح بسهولة.

Sommaire

Introduction générale.

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

I.1.Introduction : 1

I.2.Présentation du projet : 1

I.3.Caractéristiques géométriques de la structure : 1

I.4.Les données du site : 1

I.5.Conception de la structure : 2

I.5.1.Ossature de l'ouvrage : 2

I.5.2.Planchers : 2

I.5.3.Maçonnerie: 2

I.5.4.Acrotère : 3

I.5.5.Escaliers : 3

I.5.6.Revêtement : 3

I.5.7.Ascenseur : 4

I.5.8.La terrasse : 4

I.5.9.Les balcons : 4

I.5.10.L'infrastructure : 4

I.5.11.Les façades : 4

I.5.12.Isolation : 4

I.5.13.Voile : 5

I.5.14.Poteau : 5

I.5.15.Poutre : 5

I.6.Règlements et normes utilisés : 5

I.7.Indication générale sur les règles de BAEL : 5

I.7.1.Définition de l'état limite : 5

I.7.1.1.Etat limite ultime ELU : 5

I.8.Caractéristiques mécaniques des matériaux : 7

I.8.1.Introduction : 7

I.8.2.Le béton : 8

I.8.2.1.Composants du béton : 8

I.8.2.2.Caractéristiques mécaniques du béton : 8

I.8.4.L'acier : 12
I.8.3.1.Caractéristiques mécaniques de l'acier : 12
I.8.3.2.Limite d'élasticité garantie fe : 12
I.4.1.Actions et sollicitations : 15
I.8.4.1.Actions : 15
I.8.4.2.Sollicitations : 15

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et Evaluation et la Descente des charges.

II.1. Introduction : 17
II.2 Pré dimensionnement des Poutres : 17
II.3 Pré dimensionnement des planchers : 19
II.3.1 Planchers à corps creux : 19
II.3.2 Pré dimensionnement des poutrelles : 20
II.3.3 Planchers à dalles pleines (Terrasse) : 21
II.4. Pré dimensionnement du Balcon : 22
II.4.1. Introduction : 22
II.4.2. Pré dimensionnement des balcons : 22
II.5. Pré dimensionnement des escaliers : 23
II.6 Pré dimensionnement des voiles : 24
II.7 Pré dimensionnement des poteaux : 25
II.8 Evaluation des charges et surcharges et Descente des charges : 27
II.8.1 Evaluation des charges et surcharges : 27
II.8.1.1. Les planchers : 27
II.8.1.2. Les balcons : 29
II.8.1.3. Les Murs : 30
II.8.1.4. Les escaliers : 31
II.9 Descente des charges : 32
II.9.1 Poteau de rive : 32
II.9.2 Poteau central : 35
II.9.3 Poteau d'angle : 38
II.9.4. Vérification de la section du poteau : 41

II.10 Conclusion : 44

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction : 45

III.2. Acrotère : 45

III.2.1. Introduction : 45

III.2.2. Dimensionnement et modélisation : 45

III.2.3. Principe de calcul : 46

III.2.4 Ferraillage de l'acrotère : 49

III.3. Les planches : 54

III.3.1 Introduction : 54

III.3.2 Planchers à corps creux : 54

III.3.2.1. Calcul des poutrelles : 54

III.3.2.2. Méthode Forfaitaire : 54

III.3.2.3. Méthode de Caquot : 56

III.3.3. La dalle de compression : 58

III.3.4. Plancher dalle pleine : 58

Les moments en travée : 58

III.3.4.1. Évaluation des charges 59

III.3.4.2. Calcul de ferraillage : 59

III.3.4.3. Schéma de ferraillage 60

III.3.4.4. Évaluation des charges : 60

III.3.4.5. Calcul de ferraillage : 60

III.3.4.6. Schéma de ferraillage 61

III.3.4.7. Évaluation des charges : 61

III.4 Les Balcons : 61

III.4.1 Introduction : 61

III.4.2. Balcons encastrés sur trois côtés : 61

III.4.2.1. Le ferraillage : 62

III.4.3 Le ferraillage : 62

III.5. Les escaliers : ..... 63_70

III.5.1 Définition : 71-80

III.5.2 Calcul des escaliers : 80-90

III.5.2.2. Schéma de ferraillage : 90-99

III.6. Conclusion : 99-100

CHAPITRE IV : Etude Sismique.

IV.1 Introduction : 100

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique : 101

IV.3 Choix de la méthode de calcul : 102

IV.3.1. Méthode statique équivalente : 103

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale : 104

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : 105

IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 : 106

IV.5. L'analyse dynamique de la structure par Robot: 107

IV.5.1. Spectre de réponse de calcule : 108

IV.5.2. Modélisation de la structure : 109

IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux : 110

IV.5.2.4. Modélisation de la masse : 111

IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte : 112

IV.6. Etape de modélisation : 113

IV.7. La proposition de disposition des voiles : 114

IV.8. Période fondamentale théorique : 115

IV.9. Disposition des voiles : 116

IV.10. Poids total de la structure : 117

IV.11. Vérifications réglementaires : 118

IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure : 119

IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :..... 120
IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :..... 121
IV.13. Vérification de l'effort sismique : 122
IV.14. Modélisation par brochette : 123
IV.15. Vérification des déplacements latéraux inter-étage : 124
IV.17. Justification de la stabilité au renversement : 125
IV.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) : 126-127
IV.19. Conclusion : 129

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1 Introduction :..... 130
V.2. Ferraillage des portiques:.....131
V.2.2. Ferraillage des poutres:..... 131
V.2.2. Combinations' des charges:..... 132
V.2.3. Calcul de ferraillage : 132
V.2.3.1. Ferraillage des poutres transversales :..... 133
V.2.3.2. Schéma de ferraillage:..... 134
V.2.3.4. Ferraillage des poutres Longitudinales :..... 135
V.2.3.4. Schéma de ferraillage :..... 136
V.2.3.4. Ferraillage de poutre noyée:..... 137
V.2.3.5. Schéma de ferraillage :..... 138
V.3. Ferraillage des poteaux :..... 139
V.3.1. Introduction :..... 139
V.3.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :..... 140
V.3.3. Calcul de ferraillage :..... 140
V.3.4. Vérification de ferraillage :..... 141
V.3.5. Vérification à l'ELU :..... 141
V.3.6. Calcul des armatures transversales :..... 142
V.3.7. Calcul de la zone de recouvrement :..... 143
V.3.8. Vérification de la contrainte à l'E.L. S :..... 144

V.3.9. Schéma de ferraillage des poteaux: 145

V.4. Les voiles : 145-146

V.4.1. Introduction : 147

V.4.2. Ferraillage vertical :.....148-149

V.4.3. Etude des sections : .....,,.....150-154

V.4.4. Ferraillage des voiles : 154

V.4.4.1. Calcul de ferraillage vertical : 155

V.4.4.2. Espacement des armatures verticales : 156

V.4.4.3. Schémas de ferraillage des voiles :.....157-158

V.4.4.4. Schémas de ferraillage des voiles de l'ascenseur : 169

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction : 160

VI.2. Différents types des fondations : 161

VI.3. Choix du type de fondations : 162

VI.3.1. La semelle isolée : 163

VI.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :.....,..... 164

VI.3.1.2. La surface des semelles filantes des d'après L'ETABS :..... 165

VI.4. Le radier : 166

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier : 167

VI.4.1.1. L'épaisseur du radier :..... 168

VI.4.1.2. Nervure :.....169

VI.4.1.3. Calcul du D (débordement) : 170

VI.4.1.4. Vérification du poinçonnement :..... 171

VI.4.1.5. Caractéristiques Géométriques du radier : 172

VI.4.1.6. Vérification de la stabilité du radier : 173

VI.5. Ferraillage du radier : 174

VI.5.1. Dalle de radier: 175

VI.5.1.1. Les combinaisons de charges: 176

VI.5.1.2. Ferraillage de panneau le plus sollicité : 177

VI.5.1.3. Calcul des sections d'armatures E.L.U: 177

VI.5.1.4.La vérification à E.L.S : 177

VI.5.1.5. Schéma de ferraillage de radier 178
VI.6. Etude de débord du radier : 178
VI.6.1. Schéma de ferraillage : 178
VI.7. Calcul des nervures :..... 178
VI.7.1. Présentation du logiciel SAFE 16.0.1 :..... 179
VI.7.2. Démarches de modélisation de note radier: 179
VI.7.3.Diagramme des Moments : 179
VI.7.4. Ferraillage longitudinal : 179
VI.7.4.1. Ferraillage à l'ELU : 180
VI.7.4.2. Vérification à ELS : 180
VI.7.4.3. Calcul des armatures à l'ELS : 180
VI.7.4.4. Schéma de ferraillage : 180
VI.5. Conclusion : 181

Conclusion générale.

Liste Des Figures

CHAPITRE I : Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux.

Figure.I.1. Plancher à corps creux	**2**
Figure.I.2. Plancher à dalle pleine	**2**
Figure.I.3. Acrotère	**3**
Figure.I.4. escalier à deux volées	**3**
Figure.I.5.Diagramme des déformations limites (ELU)	**7**
Figure.I.6. Diagramme des contraintes déformations a L'ELU	**10**
Figure.I.7. Diagramme des contraintes déformations a L'ELS	**11**
Figure.I.8.Diagremmes des contraintes –déformation de l'acier a L'ELU	**14**
Figure.I.9.Diagremme des déformations limites de la section règle des trois pivots	**14**

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges.

Figure.II.1.Pré Dimensionnement d'une poutre	**18**
Figure.II.2. Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales	**19**
Figure.II.3. Dimensionnement de la poutrelle	**21**
Figure.II.4. Dimensions des balcons	**22**
Figure.II.5. Schéma de l'escalier deux volée	**23**
Figure.II.6. Coupe de voile en élévation	**25**
Figure.II.7. Dimensionnement de poteau	**26**
Figure.II.8. Poteau de rive	**32**
Figure.II.9. Poteau central	**35**
Figure.II.10.Poteau d'angle	**38**

Figure.III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère	**45**
Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère	**53**
Figure.III.3. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type1)	**59**
Figure.III.4. Coupe de section rectangulaire et section en T	**62**
Figure.III.5. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 1)	**64**
Figure.III.6. Coupe de section rectangulaire et section en T	**67**
Figure.III.7. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 1)	**69**
Figure.III.8. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type2)	**69**
Figure.III.9. Coupe de section rectangulaire et section en T	**72**
Figure.III.10. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 2)	**74**
Figure.III.11. Coupe de section rectangulaire et section en T	**77**
Figure.III.12. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 2)	**79**
Figure.III.13. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type3)	**79**
Figure.III.14. Coupe de section rectangulaire et section en T	**81**
Figure.III.15. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 3)	**83**
Figure.III.16. Coupe de section rectangulaire et section en T	**86**
Figure.III.17. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 3)	**88**
Figure.III.18. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type4)	**88**
Figure.III.19. Coupe de section rectangulaire et section en T	**91**
Figure.III.20. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 4)	**93**
Figure.III.21. Coupe de section rectangulaire et section en T	**96**
Figure.III.22. Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 4)	**98**
Figure.III.23. Ferraillage du plancher à corps creux. (Appuis intermédiaire)	**98**
Figure.III.24. Disposition des armatures de la dalle de compression	**99**
Figure.III.25. Ferraillage de plancher dalle pleine (buanderie)	**106**
Figure.III.26. Ferraillage de plancher dalle pleine(Terrasse)	**110**
Figure.III.27. Ferraillage de plancher dalle pleine (étage)	**114**
Figure.III.28. Schéma du balcon encastré sur trois côtés	**115**
Figure.III.29. Ferraillage du balcon encastres sur trois cotes (vue en plan)	**120**
Figure.III.30. Ferraillage du balcon encastres sur trois cotés (coupe A-A)	**120**
Figure.III.31. Ferraillage du balcon encastres sur trois cotes (vue en plan)	**125**
Figure.III.32. Ferraillage du balcon encastres sur trois cotés (coupe A-A)	**125**
Figure.III.33. Schéma statique de l'escalier	**126**
Figure.III.34. Distribution des charges	**126**
Figure.III.35. La charge équivalente	**127**
Figure.III.36. poutre palier	**133**
Figure.III.37. Ferraillage de poutre palière	**139**
Figure.III.38. Ferraillage d'escalier	**139**

CHAPITRE IV: Etude Sismique.

Figure.IV.1.Le spectre de réponse	**146**
Figure IV.2.Modélisation de la structure de tour par Robot	**148**
Figure.IV.3.Mode 1(Sans voile)	**150**
Figure.IV.4.Mode 2(Sans voile)	**150**
Figure.IV.5.Mode 3(Sans voile)	**151**
Figure.IV.6.Mode 1(Avec voile)	**152**
Figure.IV.7.Mode 2(Avec voile)	**152**
Figure.IV.8.Mode 3(Avec voile)	**153**
Figure.IV.9.Disposition des voiles.	**154**
Figure.IV.10.Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.	**161**
Figure.IV.11.Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.	**163**
Figure.IV.12.Déplacement horizontal dans les deux sens : X et Y.	**164**

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux.

Figure.V.1.Schéma de ferraillage des poutres transversales.	**172**
Figure.V.2.Schéma de ferraillage des poutres Longitudinales.	**176**
Figure.V.3. Distribution des charges sur étage.	**177**
Figure.V.4.Schéma de ferraillage de poutre .	**179**
Figure.V.5.Schéma de ferraillage des poteaux.	**185**
Figure.V.6.Section transversale de voile.	**186**
Figure.V.7.Section partiellement comprimée SPC.	**189**
Figure.V.8.Section entièrement comprimée SEC.	**189**
Figure.V.9.Section entièrement tendue SET	**190**
FigtureV.10.La disposition des voiles choisie.	**191**
Figure.V.11.Ferraillage du voile (Vx1 ;).	**198**
Figure.V.12.Ferraillage du voile (Vx2).	**198**
Figure.V.13.Ferraillage du voile (Vy1).	**199**
Figure.V.14.Ferraillage du voile (Vy2).	**199**
Figure.V.15.Ferraillage voile d’ascenseur Vsx.	**200**
Figure.V.16.Ferraillage voile d’ascenseur Vsy.	**200**

Figures.VI.1.schéma de semelle isolée	**202**
Figures.VI.2.schéma de semelle filante.	**203**
Figures.VI.3.Dimension du radier.	**205**
Figure.VI.4.Schéma du radier par Robot.	**208**
Figures.VI.5.Schéma de ferraillage du radier.	**213**
Figures.VI.6.schéma du débord	**214**
Figures.VI.7.Schéma de ferraillage débordement	**215**
Figure.VI.8.Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 16.	**216**
Figure.VI.9.Diagramme des moments fléchissant.	**217**
Figure.VI.10. Ferraillage des nervures En Travée (sens X-X).	**220**
Figure.VI.11. Ferraillage des nervures Sur Appui (sens X-X).	**220**
Figure.VI.12. Ferraillage des nervures En Travée (sens Y-Y).	**221**
Figure.VI.13. Ferraillage des nervures Sur Appui (sens Y-Y).	**221**
Figure.VI.14. Ferraillage de ferraillage de radier nervures (sens X-X).	**222**
Figure.VI.15. Ferraillage de ferraillage de radier nervures (sens Y-Y).	**222**

Liste Des Tableaux :

CHAPITRE I : Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux.

Tableau.I.1.Valeurs de limite d'élasticité garantie Fe.	**12**

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Descente Des Charges.

Tableau.II.1.Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).	**27**
Tableau.II.2.Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux).	**28**
Tableau.II.3.Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).	**28**
Tableau.II.4.Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).	**29**
Tableau.II.5.Charge permanente due au Balcon terrasse.	**29**
Tableau.II.6.Charge permanente due au Balcon étage.	**30**
Tableau.II.7.Charge permanente due aux murs extérieurs.	**30**
Tableau.II.8.Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.	**31**
Tableau.II.9.Charge permanente due au Palier.	**31**
Tableau.II.10.Charge permanente due au Paillasse à 32.52°.	**34**
Tableau.II.11.Descente de charge du poteau rive.	**37**
Tableau.II.12.Descente de charge du poteau centrale.	**39**
Tableau.II.13.Descente de charge du poteau d'angle.	**44**

CHAPITRE III : Etude Des éléments Secondaires.

Tableau.III.1.Charges supportées par les poutrelles.	**59**
Tableau.III.2.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas terrasse (type 1).	**60**
Tableau.III.3.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 1).	**61**
Tableau.III.4.Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (type 1).	**63**
Tableau.III.5.Vérification à l'ELS plancher terrasse (type1).	**64**
Tableau III.6.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas étage (type 1).	**65**
Tableau.III.7.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 1).	**66**
Tableau.III.8.Résultat de Calcul de ferraillage plancher étage (type 1).	**67**
Tableau.III.9.Vérification à l'ELS plancher étage (type1).	**69**
Tableau.III.10.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 2ercas terrasse (type 2).	**70**
Tableau.III.11.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type2).	**71**
Tableau.III.12. Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (type 2).	**72**

Tableau.III.13.Vérification à l'ELS plancher terrasse (type2).	**74**
Tableau.III.14.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 2ercas étage (Type 2).	**74**
Tableau.III.15.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 2).	**75**
Tableau.III.16.Résultat de Calcul de ferraillage plancher étage (type 2).	**77**
Tableau.III.17.Vérification à l'ELS plancher étage (type2).	**78**
Tableau.III.18.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas terrasse (type 2).	**79**
Tableau.III.19.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 3).	**80**
Tableau.III.20.Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (Type3).	**82**
Tableau.III.21.Vérification à l'ELS plancher terrasse (Type3).	**83**
Tableau.III.22.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas terrasse (type 3).	**84**
Tableau.III.23.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type3).	**84**
Tableau.III.24.Résultat de Calcul de ferraillage plancher étage (type 3).	**86**
Tableau.III.25.Vérification à l'ELS plancher étage (type3).	**87**
Tableau.III.26.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS terrasse (Type 4).	**88**
Tableau.III.27.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 4).	**89**
Tableau.III.28.Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (Type4).	**91**
Tableau.III.29.Vérification à l'ELS plancher étage (Type4).	**92**
Tableau.III.30.Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS étage (Type 4).	**93**
Tableau.III.31.Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 4).	**94**
Tableau.III.32.Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (Type4).	**96**
Tableau.III.33.Vérification à l'ELS plancher terrasse (Type4).	**97**
Tableau.III.34.Sollicitations à l'ELU et ELS.	**102**
Tableau.III.35.Les résultats de vérification à l'ELS.	**104**
Tableau.III.36.Sollicitations à l'ELU et ELS.	**107**
Tableau.III.37.Les résultats de vérification à l'ELS.	**109**
Tableau.III.38.Sollicitations à l'ELU et ELS.	**111**
Tableau.III.39.Les résultats de vérification à l'ELS.	**113**
Tableau.III.40.Les résultats des efforts des à l'ELU.	**116**
Tableau.III.41.Les résultats des efforts des à l'ELS.	**117**
Tableau.III.42.Résultat de ferraillage du balcon à l'ELU.	**118**
Tableau.III.43.Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.	**119**
Tableau.III.44.Les résultats des efforts des à l'ELU.	**121**
Tableau.III.45.Les résultats des efforts des à l'ELS.	**122**
Tableau.III.46.Résultat de ferraillage du balcon à l'ELU.	**123**
Tableau.III.47.Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.	**124**
Tableau.III.48.Combinaison des charges.	**126**
Tableau.III.49.Les Résultats du calcul du ferraillage de l'escalier.	**127**
Tableau.III.50.Les Résultats du calcul de ferraillage des armatures de répartition.	**127**
Tableau.III.51.Vérification des contraintes de béton à ELS.	**129**

Tableau.III.52. Déférent coefficient pour le calcul de la flèche.	**131**
Tableau.III.53. Résultats du calcul du ferraillage de poutre palier.	**135**
Tableau.III.54 Vérification des contraintes de béton à ELS.	**136**

CHAPITRE IV: Etude Sismique.

Tableau.IV.1.Coefficient d'accélération de zone A.	**143**
Tableau.IV.2.Classification de la structure selon le système de contreventement.	**143**
Tableau.IV.3.Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.	**144**
Tableau.IV.4.Valeurs des pénalités Pq.	**145**
Tableau.IV.5.Valeurs du coefficient C_T.	**145**
Tableau.IV.6.Valeurs de ξ (%).	**146**
Tableau.IV.7.Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.	**149**
Tableau.IV.8.Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.	**151**
Tableau.IV.9.Période fondamental de la structure.	**153**
Tableau.IV.10.Poids de chaque niveau.	**155**
Tableau.IV.11.Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité théorique.	**156**
Tableau.V.12.Le pourcentage de l'effort sismique des voiles.	**156**
Tableau.V.13.Le pourcentage de l'effort sismique des portiques.	**160**
Tableau.IV.14.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.	**161**
Tableau.IV.15.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.	**162**
Tableau.IV.16.La distribution de l'effort tranchant suivant X.	**162**
Tableau.IV.17.La distribution de l'effort tranchant suivant Y.	**164**
Tableau.IV.18.Vérification des déplacements.	**165**
Tableau.IV.19.Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X.	**166**
Tableau.IV.20.Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y.	**166**
Tableau IV.21.Vérification de la stabilité au renversement.	**166**
Tableau.IV.22.Vérification de L'effort normal réduit.	**167**

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux.

Tableau.V.1.Calcul du ferraillage des poutres transversales.	**169**
Tableau.V.2.Calcul du ferraillage des poutres Longitudinales.	**173**
Tableau.V.3.Résultats du calcul du ferraillage de poutre noyée.	**178**
Tableau.V.4.Les sollicitations dues aux poteaux.	**180**
Tableau.V.5.Le ferraillage des poteaux.	**181**
Tableau.V.6.Vérification de ferraillage des poteaux.	**181**
Tableau.V.7.Vérification des efforts tranchants des poteaux selon BAEL.	**182**
Tableau.V.8.Vérification des efforts tranchant des poteaux selon RPA.	**182**

Tableau.V.9.Les armatures transversales des poteaux.	**184**
Tableau.V.10.Longueur de recouvrement poteaux.	**184**
Tableau.V.11.Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.	**185**
Tableau.V.12.Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile transversal.	**193**
Tableau.V.13.Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile longitudinal.	**193**
Tableau.V.14.Résumé des résultats de ferraillage de voile ascenseur.	**194**
Tableau.V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.	**195**
Tableau.V.16.Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.	**196**
Tableau.V.17.Résultats de ferraillage horizontal sens X-X.	**197**
Tableau.V.18.Résultats de ferraillage horizontal sens Y-Y.	**197**

CHAPITRE V: Étude de L'infrastructure.

Tableau.VI.1.Les surfaces des semelles isolées.	**202**
Tableau.VI.2.Les surfaces des semelles filantes.	**203**
Tableau VI.3.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8G ± E.	**209**
Tableau VI.4.Calcul des contraintes.	**210**
Tableau VI.5.Vérification de la compression sous la combinaison G+Q±E.	**210**
Tableau.VI.6.Les sollicitations à l'ELU et l'ELS.	**211**
Tableau.VI.7.Calcul de ferraillage de la dalle à l'ELU.	**212**
Tableau. VI.8.Vérification des contraintes à l'ELS.	**213**
Tableau.VI.9.Vérification de débord de radier à l'ELS.	**214**
Tableau.VI.10.Le ferraillage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.	**217**
Tableau.VI.11.Vérification à l'ELS.	**218**
Tableau.VI.12.Le ferraillage des nervures de radier à l'ELS.	**218**

Notations

A,A_s : aire d'une section d'acier.
A_t : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : aire d'une section de béton
D : diamètre, rigidité
E : module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : module de déformation longitudinal béton.
E_i : module de déformation instantanée (E_{vj} : pour a l'âge de j jours).
E_s : module d'élasticité de l'acier.
E_v : module de déformation différé E_{vj} : pour chargement applique a l'Age de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours
f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
d: hauteur utile.
h_p : épaisseur du plancher.
h_t : la hauteur des poutrelles.
h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
L_x : longueur maximale entre axes
A ': section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort.

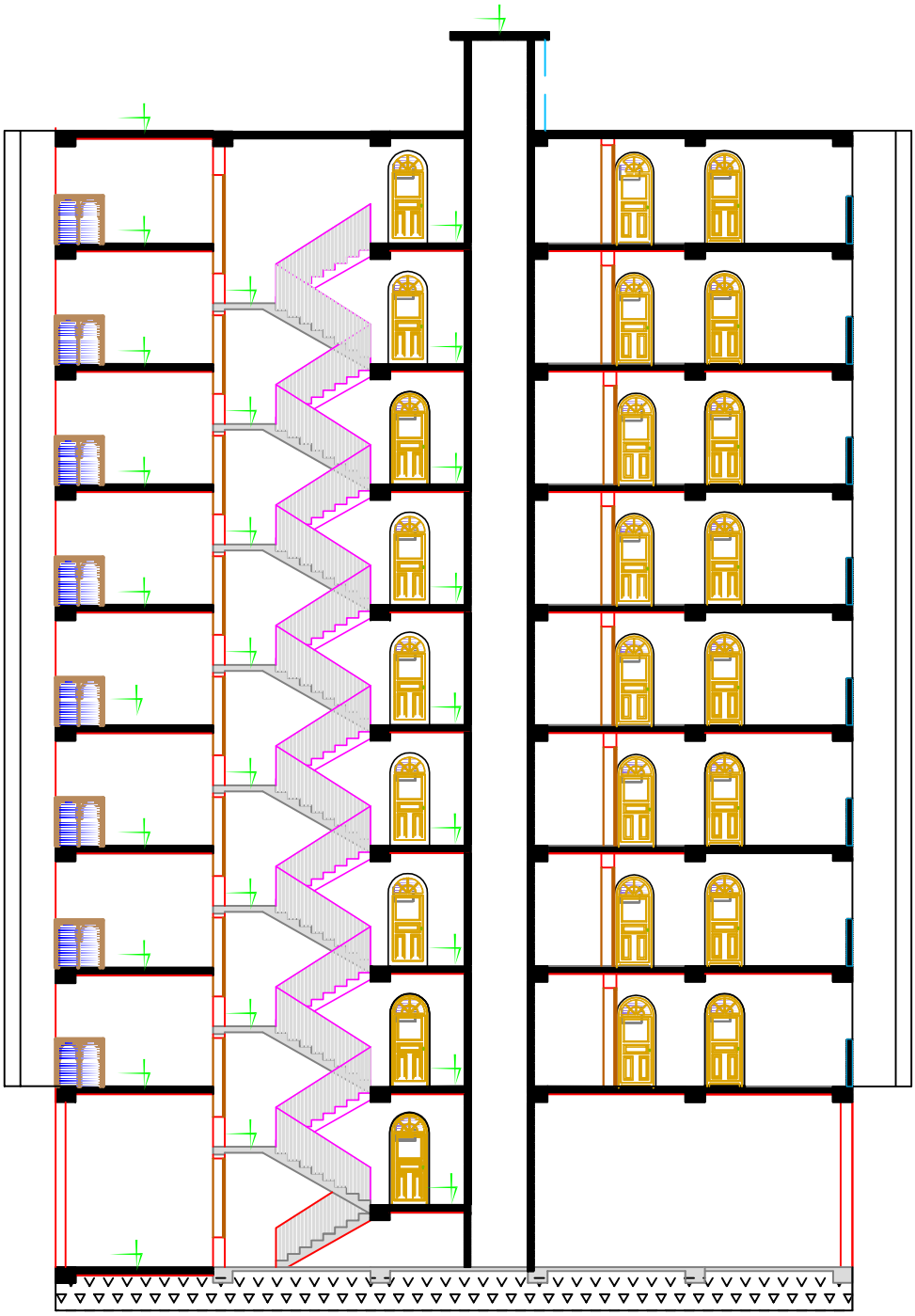
Par apport au centre de gravité de la section.

S : espacement des armatures en général.
S_t : espacement des armatures transversales.
f_e: limite d'élasticité de l'acier.

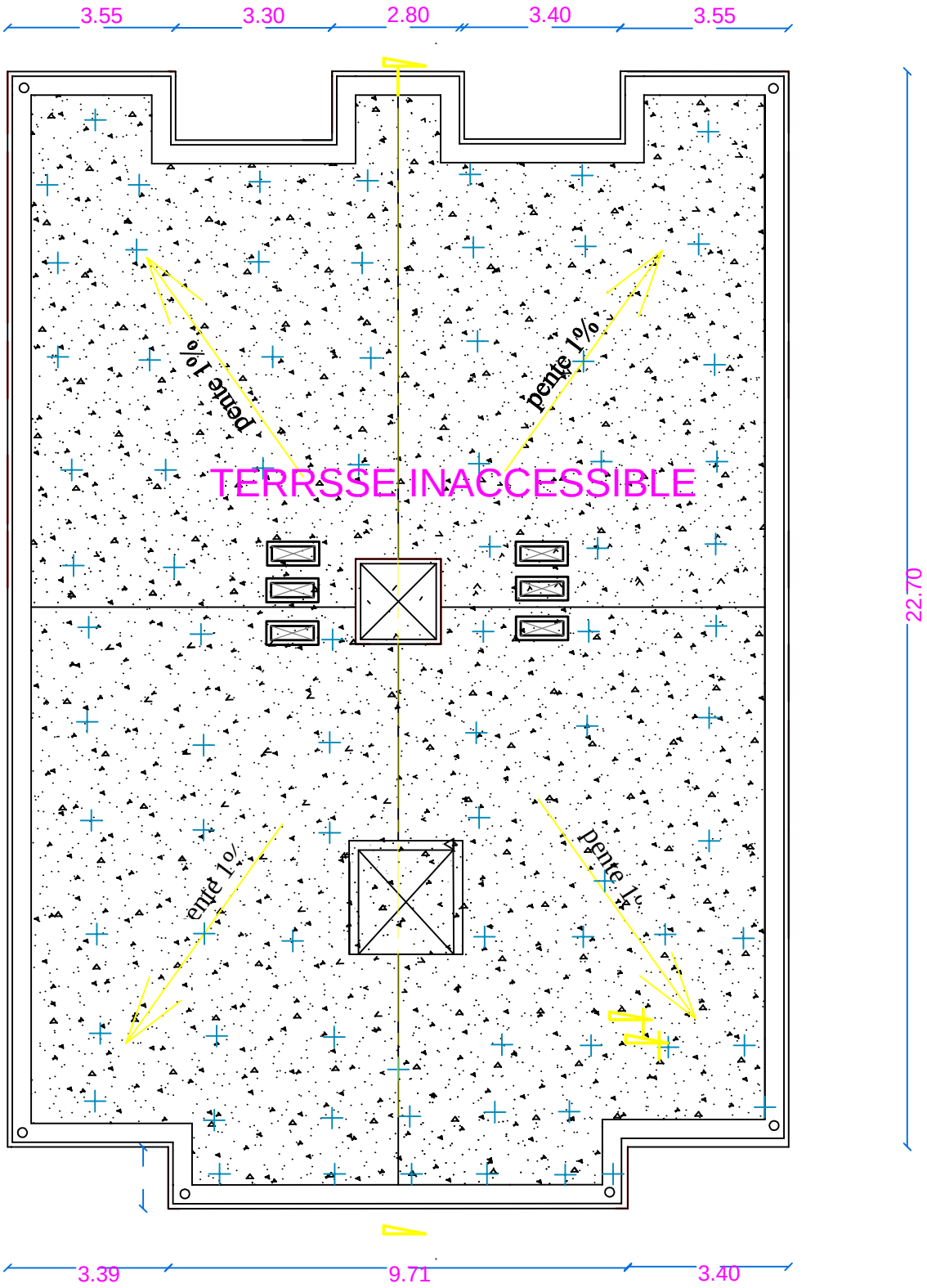
NOMENCLATURES GRECQUES:

γ_b: Coefficient de sécurité du béton.
γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.
α: Angle en général, coefficient
ζ_{bc}: Raccourcissement relatif du béton.
ζ_s: Déformation de l'acier.
η: Coefficient de fissuration relative a une armature.
Θ: Coefficient sans dimension.
λ: Élancement.
μ: Coefficient de frottement.
ν:Coefficient de poisson.
ρ: rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ: Contrainte normale général.
σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.
σ_s: Contrainte de traction dans l'acier.

τ_u: Contrainte tangentielle admissible



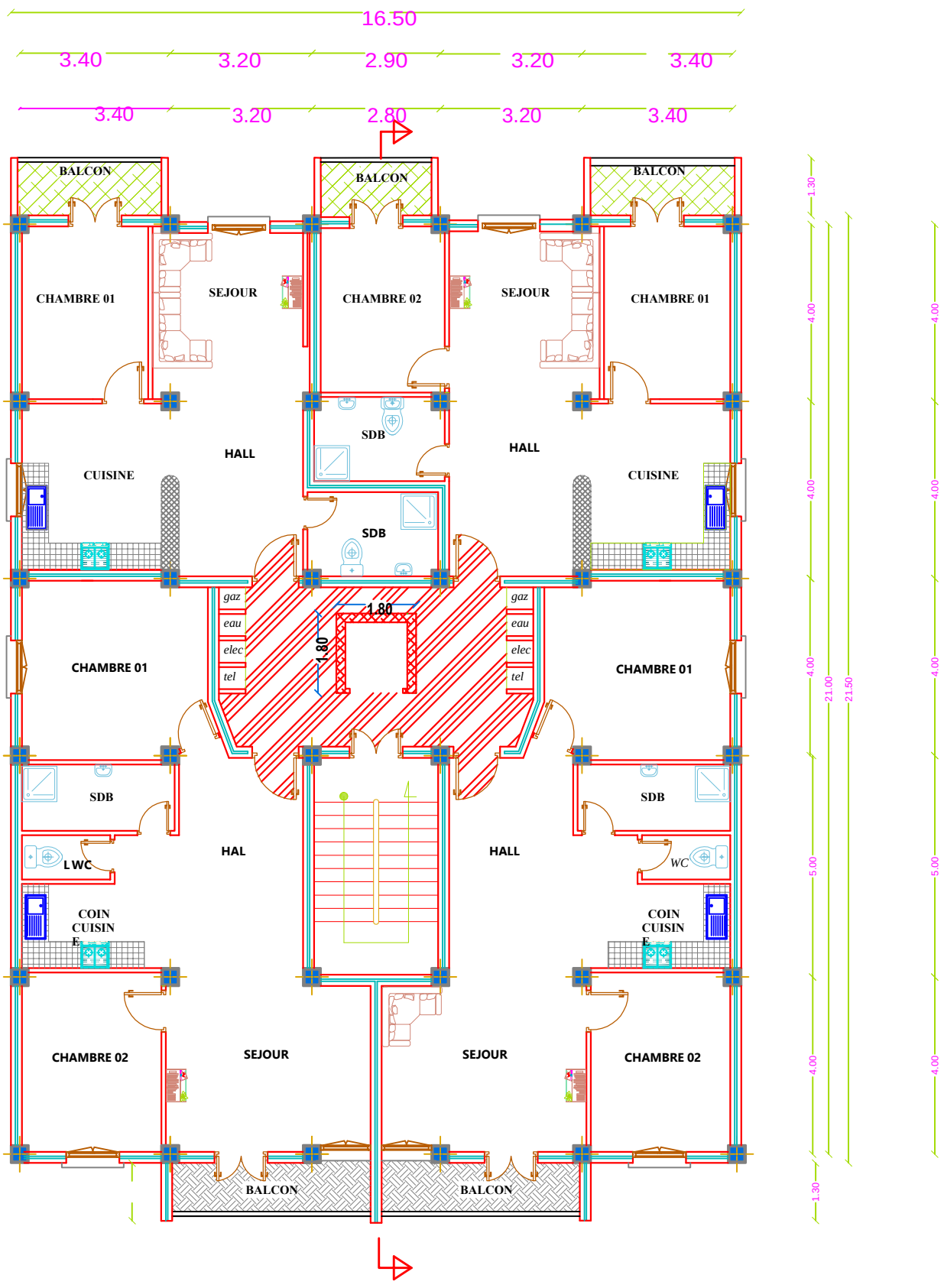
COUPE -AA-



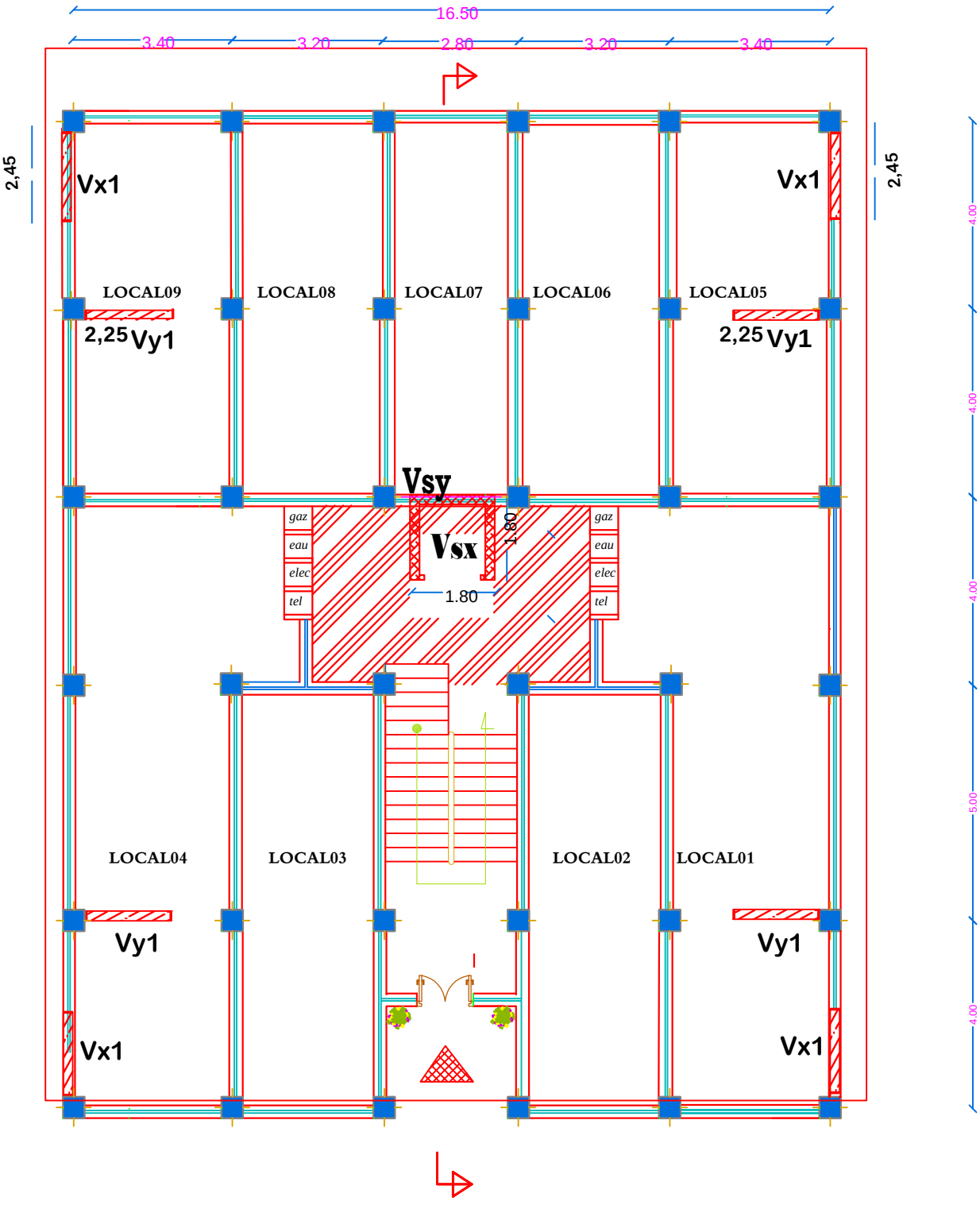
Plan terrasse :Ech 1/50



FACADE PRINCIPALE



plan de l étage courant +3.06



plan de RDC +4.08ECHELLE 1/50

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. Et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtimentà usage multiple (commerce + habitation) en (R+8) à contreventement mixte implanté à la Wilaya ATizi ouzou qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité **(zone IIa)**. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien **RPA99** ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- **Le premier chapitre,** qui est consacré pour la présentation de l'ouvrage
- **Le deuxième chapitre,** pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.
- **Le troisième chapitre,** pour l'étude des éléments secondaires.
- **Le quatrième chapitre,** pour l'étude dynamique.
- **Le cinquième chapitre,** pour l'étude des éléments principaux.
- **Le sixième chapitre,** pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

CHAPITRE I : Présentation de Projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux **(poteaux, poutres, voiles…)** aux différentes sollicitations **(compression, Flexion…)**. La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues **(BAEL91, RPA99 modifié en 2003)** qui s'appuie sur la connaissance des matériaux **(béton et acier)** et le dimensionnement, ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du projet :

L'objectif de ce PFE qu'on a en train de faire consiste à l'étude d'un bâtiment **(RDC+8)** en béton armé ; dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques. Cet ouvrage, sera implanté à la wilaya de Tizi ouzou classé selon le règlement parasismique algérien **(RPA99 version 2003)** comme zone de moyenne sismicité **(Zone IIa)**

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Longueur en plan :21.50 **m**
- Largeur en plan :16.50 **m**
- Hauteur de l'RDC : 4,08 **m**
- Hauteur d'étage courant : **3,06 m**
- Hauteur de l'acrotère : **0.6 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **28.56m.**

I.4. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99/version 2003 comme suit :

- Une zone de moyenne sismicitée (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (Site2). •

Contrainte admissible du sol σ=2 bars.

I.5. Conception de la structure :

I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article **(3.4.A)** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure mixte avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

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

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations.

I.5.2. Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation. Ils sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. On à opter pour deux types de plancher :

- Plancher à corps creux pour tous les niveaux.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et paliers d'escalier.

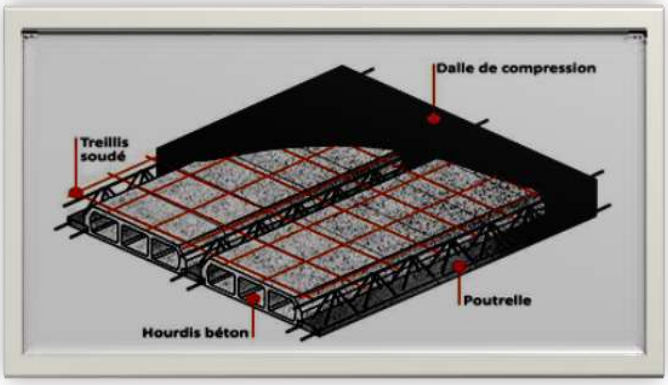


Figure I.1. Plancher à corps creux



Figure I.2 Plancher à dalle pleine

I.5.3. Maçonnerie:

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est une brique creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** réaliser en double paroi par une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur 5 cm d'âme d'air et une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs:** pour la séparation interne, on à opter pour des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, et pour la séparation des appartements entre eux, on à opter pour des murs à double paroi (15 + 5 + 10).

I.5.4. Acrotère :

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



Figure I.3. Acrotère.

I.5.5. Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entres étages. Notre structure comporte un type d'escaliers :

- Escalier à deux volées.



Figure I.4.escalier a deux volées.

I.5.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.5.7. Cage d'ascenseur :

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

I.5.8. La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible

I.5.9. Les balcons :

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

I.5.10. L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.5.11. Les façades :

Les façades sont réalisées en cloisons par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtre à certains endroits.

I.5.12. Isolation :

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.5.13. Voile :

Un voile, comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur a une dimension. Largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan. Constituent également les éléments de transmission des charges verticales et horizontales.

I.5.14. Poteau :

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.5.15. Poutre :

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

I.6. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

⇒ **RPA99**/ version 2003.
⇒ **CBA93** (Code du béton armé).
⇒ **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
⇒ **BAEL91** modifié 99.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL :

I.7.1. Définition de l'état limite :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Les états limites sont classés en deux catégories

I.7.1.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.7.1.1.1. Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton en raison de l'adhérence.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\boldsymbol{\varepsilon_{bc} = 3{,}5\ ‰}$

En compression simple $\boldsymbol{\varepsilon_{bc} = 2\ ‰}$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰.**
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

I.7.1.1.2. Règle des trois pivots :

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C, définis par la figure (1.2) tel que :

A : correspond à un allongement de **10‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

B : correspond à un raccourcissement de **3,5‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de **2‰** du béton de la fibre située à $\frac{3}{7}$h de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

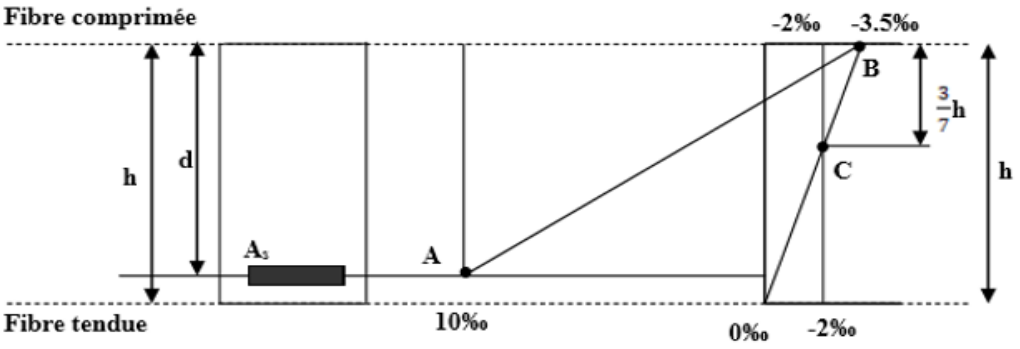


Figure I.5 Diagramme des déformations limites (ELU)

I.7.1.2.Etat limite de service ELS :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton

I.7.1.2.1. Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{Es}{Eb} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.8.1. Introduction :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.8.2. Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement **dosé à350kg/m3.**

I.8.2.1. Composants du béton :

- **ciment :** Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **l'eau :** L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.
- **Granulats :** Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

I.8.2.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

I.8.2.2.1. Résistance à la compression f_{cj} :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à **« j »** jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm.**

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise

Notée $\boldsymbol{f_{c28}}$

D'après l'article **A.2.1.11 du BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j'jours, par les formules suivantes :

- ***Pour : J < 28***

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28}, \boldsymbol{f_{c28}} < 40\boldsymbol{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} * f_{c28}, \boldsymbol{f_{c28}} > 40\boldsymbol{MPa}$$

- **Pour : J > 28** :

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $\boldsymbol{f_{c28}}$**= 25 MPA.**

I.8.2.2.2. Résistance à la traction $\boldsymbol{f_{tj}}$:

D'après CBA93 Art A.1.2.1.2 la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de **j** jours notée $\boldsymbol{f_{tj}}$ est conventionnellement définie par la relation :

$$\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}} \quad \textbf{Avec : } \boldsymbol{f_{cj} < 60Mpa}$$

Pour notre cas : $\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} = 2.1Mpa}$

I.8.2.2.3. Modules de déformation longitudinale :

- **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égale à :

$$\boldsymbol{E_{ij} = 11000 * 10^3 (f_{cj})^{1/3}}$$

Dans ce projet : $\boldsymbol{E_{i28}}$ = 32164.19MPa

Avec f_{cj} exprimé en MPA : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

- **Déformations différées :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge. Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$\boldsymbol{E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3}} \quad ; \quad (E_{vj} \ et \ f_{cj} \ en \ MPa)$$

Dans ce projet : $\boldsymbol{E_{v28}}$ = 10818.86MPa.

I.8.2.2.4. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative

$$\boldsymbol{\nu} = \frac{\boldsymbol{Déformation\ relative\ transversale}}{\boldsymbol{Déformation\ relative\ logitudinale}}$$

D'après CBA93 Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson $\boldsymbol{\nu}$ prend les valeurs suivantes

- $\boldsymbol{\nu}$ = **0**, **2** (ELS)

- **ν = 0** (ELU)

I.8.2.2.5. Contraintes limites du béton :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

- **Contrainte limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte ultime du béton en est donnée par la relation :

Après BAEL91 Art A.4.3.4 on a:

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

Avec :

γb: Coefficient de sécurité du béton.

γb = **1**, **5** : ……cas d'actions courantes.

γb = **1**, **15** : ……. cas d'actions accidentelles.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

θ = **1** ……durée d'application des sollicitations supérieure à 24h

θ = **0**, **9** ……..durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

Dans notre étude on utilisera $\boldsymbol{f_{c28}}$= 25MPa

- $\boldsymbol{f_{bu}}$= 14.16MPA cas courant.
- $\boldsymbol{f_{bu}}$ = 18.48 MPA cas accidentelle.

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme :

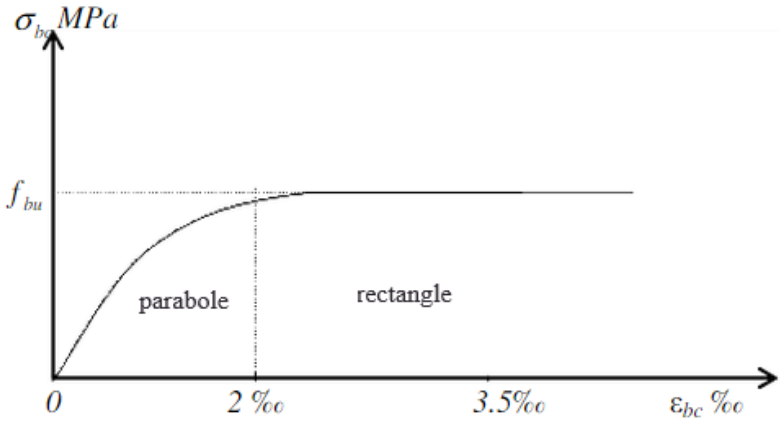


Figure I.6 : Diagramme des contraintes déformations à l'ELU.

Diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ **2**‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- ✓ **3**, **5**‰ : en flexion simple ou composée.

- **Contrainte limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction est donnée par **:**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28}$

$f_{c28} = 25MPa$: On trouve : $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

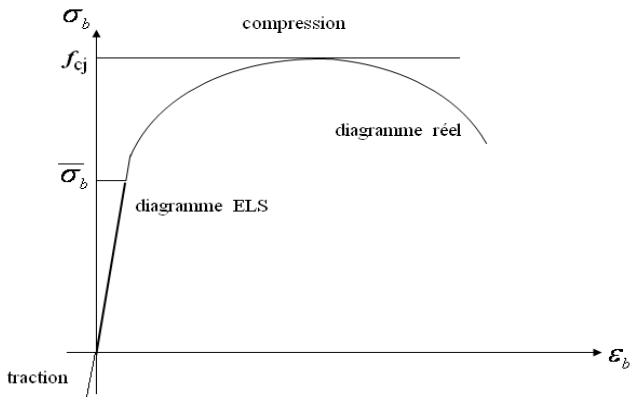


Figure I.7 : Diagramme des contraintes déformation à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

V_u : Effort tranchant.

d: Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0: Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- **Cas d'une fissuration peu nuisible :** $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.20\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

- **Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

I.8.4. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, ce matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.8.3.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « Es » est pris égal à : $E_s = 2\times10^5$MPa

I.8.3.2. Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	F_e (MPA)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi coutant. épingle des pièces préfabriquées.
Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfile HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés **- Type 4** **- Lisses**	TL50 (ϕ>6mm) TL50 (ϕ≤6mm)	500 520	Emploi courant.

Tableau I.1. Valeurs de limite d'élasticité garantie Fe.

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40 type1** (limite d'élasticité f_e = 400Mpa), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** (f_e=235 Mpa).

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $\boldsymbol{f_e = 400Mpa}$
- Coefficient de fissuration : **η=1.6**
- Module d'élasticité : $\mathbf{E_s = 2\times10^5\ Mpa}$

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$\boldsymbol{\sigma_s}=\frac{f_e}{\gamma_s}$ contrainte limite de l'acier

f_e : Limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\gamma_s = 1.15} \rightarrow \text{Action courante.} \\ \boldsymbol{\gamma_s = 1.00} \rightarrow \text{Action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\varepsilon=\frac{\Delta l}{l}$: Allongement unitaire de l'acier

- **Contrainte limite de service :**
  - ⇨ Fissuration peu nuisible **:** Pas de vérification
  - ⇨ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110\times\sqrt{\eta.f_{tj}})$
  - ⇨ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90\times\sqrt{\eta.f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier.

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

η =1,30 pour les aciers à haute adhérence <6mm.

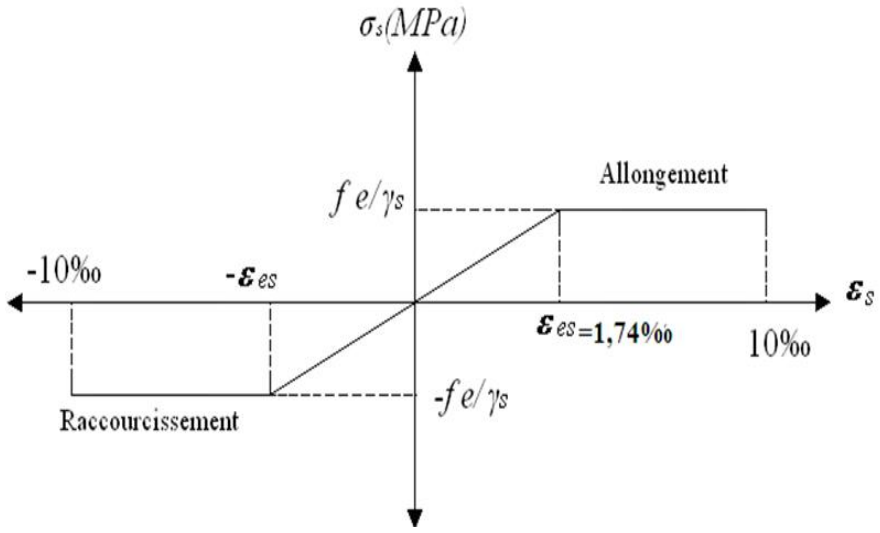


Figure I.8.diagramme contraintes –déformation de l 'acier a l' ELU

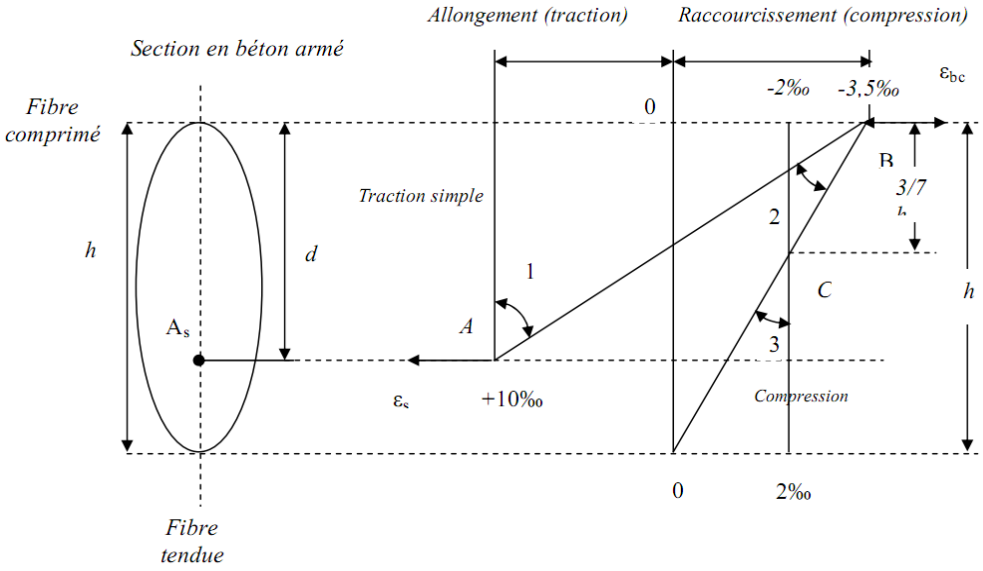


Figure I.9. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A. B ou C appelés Pivots.

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.4.1. Actions et sollicitations :

I.8.4.1. Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentes, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis). On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes) ;
- Q : Charges variables (exploitations + climatiques) ;
- E : Action accidentelle (séisme).

I.8.4.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

- **Sollicitations de calcul :**
- **Ferraillage des éléments secondaires :**

Dans le calcul manuel pour le ferraillage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- **Ferraillage des éléments de contreventement :**

Pour le ferraillage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites à l'ETABS.

- **Ferraillage des poteaux :**

1.35G+1.5Q : Pour obtenir les efforts normaux.

0.8G±E : Pour obtenir les efforts tranchants.

G+Q±E : Pour obtenir les moments fléchissant

- **Ferraillage des poutres :**

1.35G+1.5Q : Nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

0.8G±E : Permettra de déterminer le moment en valeur absolue sur les appuis (nappe inferieure).

G+Q±E : Donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis (nappe supérieure).

- **Ferraillage des voiles :**

0.8G±E : Pour le ferraillage à la flexion composée.

G+Q±E : Pour la vérification de la résistance du béton à la compression et l'acier à la traction.

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE II : Pré Dimensionnement des éléments et la descente des charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des différents éléments résistants II sera fait les règles du **BAEL 91** et le **RPA99** modifié **2003,** pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts. Ce calcul préliminaire concerne :

- Les poutres ;
- Les planches ;
- Les balcons ;
- Les voiles ;
- Les escaliers
- Les poteaux ;

II.2 Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré-Dimensionnement s'effectuer par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivent le Règlement parasismique algérien RPA 99.

- Les conditions de flèche :
  - Le BAEL91 :

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

    $0.4h \leq \quad b \leq \quad 0.7h$
  - Selon RPA 99 version 2003 article (7.5.1) :

    $h \geq 30$ cm

    $b \geq 20$ cm

    $\frac{h}{b} \leq 4$ cm

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

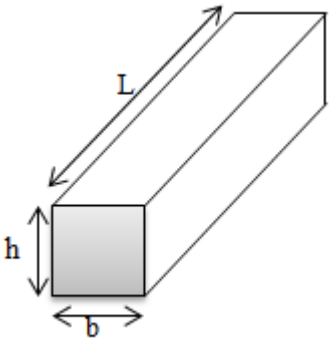


Figure. II.1 : Pré dimensionnement d'une poutre

a. Poutre longitudinale :

L_{max} = 4,60m (entre nus)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 30,66 \leq h \leq 46 \\ 18 \leq b \leq 31,5 \end{cases}$$

prend : **h = 45 cm** et **b = 30 cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA 99 :

h ≥ 30 cm ⟹ 45 ≥ 30cm…….CV

b≥ 20 cm ⟹ 30 ≥ 20cm…….CV

$\frac{h}{b} \leq 4$ cm ⟹ (45/30) = 1.5≤ 4cm…….CV

b. Poutre transversale :

L_{max} = 2,90m (entre nus)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 19,33 \leq h \leq 29 \\ 14 \leq b \leq 24,5 \end{cases}$$

On prend : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA 99 :

h ≥ 30 cm ⟹ 35 ≥ 30cm…….CV

b≥ 20 cm ⟹ 30 ≥ 20cm…….CV

$\frac{h}{b} \leq 4$ cm ⟹ (35/30) = 1.16≤ 4cm…….CV

$h \geq 30$ cm ⟹ $35 \geq 30$cm……CV

$b \geq 20$ cm ⟹ $30 \geq 20$cm……CV

$\frac{h}{-} \leq 4$ cm ⟹ $(35/30) = 1.16 \leq 4$cm…….CV

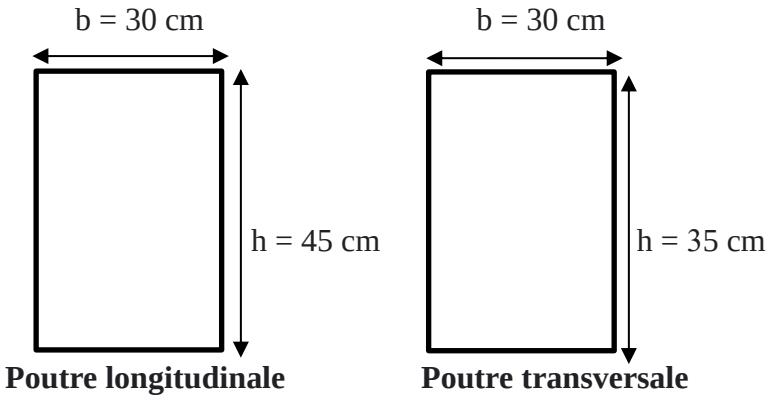


Figure. II.2 : Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales .

II.3 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudie, deux types de planchers vont être utilisés :

- Corps creux pour les étages.
- Dalle plaine pour les balcons, RDC

II.3.1 Planchers à corps creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 4 appuis, on adopte dans notre projet des planchers à corps creux.

Le planches est entouré par un chaînage horizontal

$$\frac{h}{Ix} \geq \text{Max} \quad \left[\left[\frac{1}{15} \times \frac{Mt}{M0} \;;\; \frac{1}{22,5}\right]\right]$$

Avec : Lx : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus

Donc on a : L = 2,90 m

- M_t : Le moment en travée : $M_t \geq 0.75M_0$
- M_0 : Le moment isostatique correspondant.

Donc :

$h_t \geq \text{Max}\ (\frac{1}{15} \times \frac{Mt}{M0} L\ ;\ \frac{Lx}{22.5}\ )$

$h_t\ \geq \text{Max}\ (\frac{1}{15} \times 0.75 \times 2{,}90;\ \frac{Lx}{22.5})$

$h_t\ \geq \text{Max}\ (14{,}50\ ;\ 12{,}88)$

On adopte : **h = 20 cm**

On utilise un plancher à corps creux de type **(16 + 4) cm**

→ 16 cm pour la hauteur du corps creux,

→ 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression

II.3.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulée sur en mémé tempe que le plancher, Leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

On a : $\boldsymbol{b_0}$ **= {8→14}** , On prend $\boldsymbol{b_0}$ **= 10cm**

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes

- $b_1 = \min\ (\frac{L}{10}; \frac{Lhourdi}{2})$
- $b_1 = \min\ (\frac{290}{10}; \frac{55}{2})$
- $b_1 = \min\ (29\ ;\ 27.5)$

On prend :

$b_1 = 27.5$ cm

b = 2b1 + b0 = 2(27.5) + 10 = 65cm

Alors : b = 65 cm

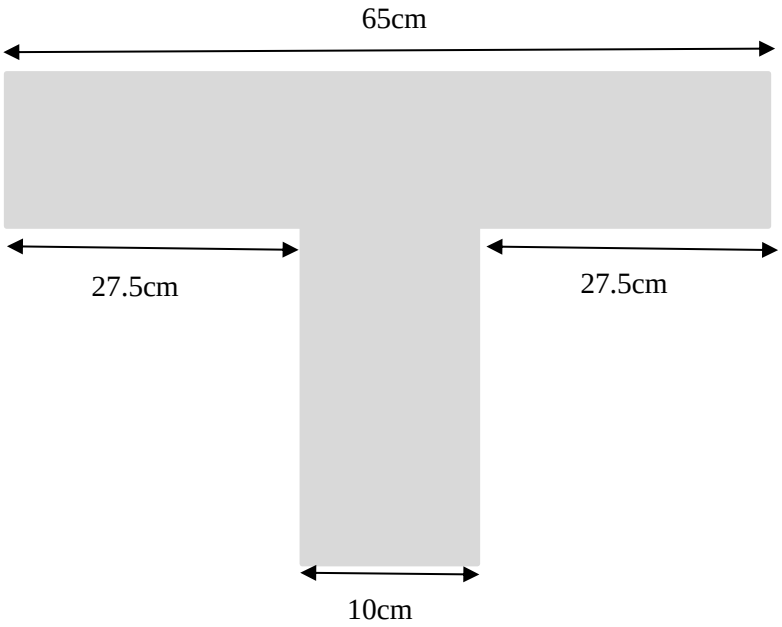


Figure.II.3. Dimensionnement de la poutrelle.

II.3.3 Planchers à corps creux (Terrasse) :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui Sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée supportant une dalle de Compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferraillé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles. (D'après le CBR)
- ✓ **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte a supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur totale **(h_{tp})** est donné par les formules suivantes :

(Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

$$h_{tp} \geq \frac{L\,max}{22,5}$$ **(ArtB.6.8.424/BAEL91)**

Avec: Lmax: portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

htp : hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond a celle d'un poteau en zone II_a.

Dans notre cas : Lmax = 340 – 50= 290 cm

Ce qui nous donne : htp =290/ 22,5 = 12,88 cm.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.** **(DTR C.3)**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II.4. Pré dimensionnement du Balcon :

II.4.1. Introduction :

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur 1 ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions. Dans notre cas les balcons sont réalisés :

- Balcons encastrés sur trois côtés

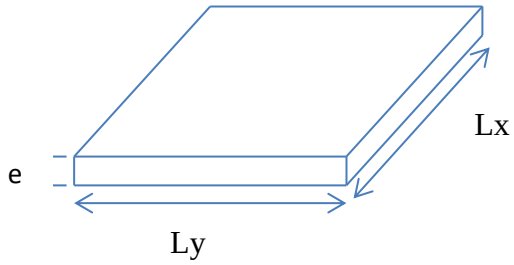


Figure.II.4. Dimensions des balcons

II.4.2. Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres,

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{L}{20} + 7$$

L : est la largeur du plus grand balcon : **L=1.40**

$$\frac{140}{15} \leq \mathbf{e} \leq \frac{140}{20} + 7$$

$9.33cm \leq \mathbf{e} \leq 14\text{cm} \rightarrow$ **e=12**

Donc :

On adopte l'épaisseur de balcon : $\boldsymbol{e = 15\ cm}$

II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place ; Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

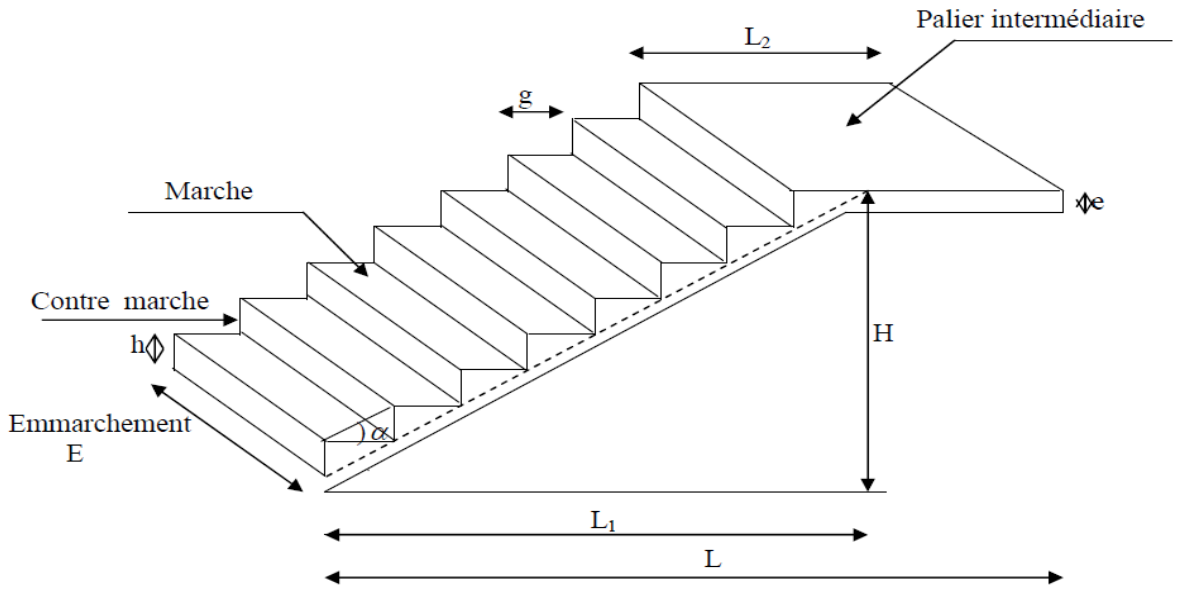


Figure II.5. Schéma de l'escalier deux volée

La formule de blondel est :

$$\mathbf{60 \leq g + 2h \leq 65}$$

- **h :** Varié de 14cm à 20cm
- **g :** Varié de 25cm à 32cm

On prend : **g = 30cm ; h = 17cm**

➢ **Vérification de la formule de blondel :**

$$60 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{cv}$$

Les escaliers se composent de deux volées.

➢ **Escalier étage courant :**

Hauteur d'étage……$\boldsymbol{H_e}$ **= 3.06m**

Hauteur de volée……$\boldsymbol{H_v}$ **= 1.53m**

- **Nombre de contre marche de volée (1) et (2) :**

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow N_c = 9$$

- **Nombre de marche de volée :**

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 9 \rightarrow N_m = 8$$

- **La longueur de la ligne de foulé (1):**

$$l_1 = g \times N_m = 0.3 * 8 = 2.4\ m$$

- **L'inclinaison de paillasse :**

$$tg(\alpha) = \frac{H_v}{l_1} = \frac{1.53}{2.4} = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.52°$$

- **La longueur de la paillasse est :**

$$L = \frac{H}{\sin(\alpha)} \quad \frac{1.53}{\sin(32.52)} = 2.85\ m$$

Epaisseur de la paillasse est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{285}{30} = 9.5 \leq e \leq \frac{285}{20} = 14.25$$

Donc on prend : **e = 15cm**

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003). ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article7.7.1« les éléments satisfaisant la condition (L ≥ 4e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

e : épaisseur du voile

L : portée du voile

h_e: Hauteur du voile

D'après l'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus,

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

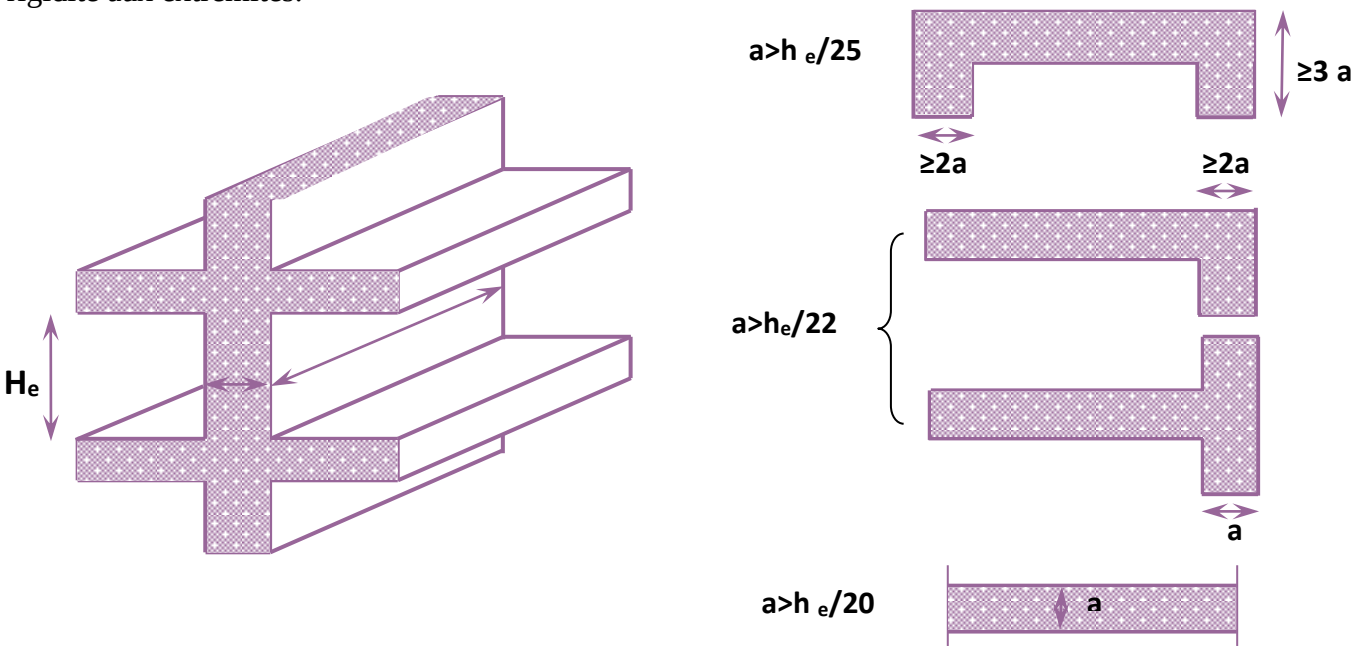


Figure.II.6. Coupe en élévation et de voiles en plan pour différents cas

Condition1 :

- **a**≥ $\boldsymbol{max}\left[\frac{h_e}{20};\frac{h_e}{22};\frac{h_e}{25}\right]$.

En RDC : $\boldsymbol{h_e} = 4.08\boldsymbol{m}$

- $\boldsymbol{a} \geq \boldsymbol{max}[20.4; 18.45; 16.32]$
- **a**≥ 20.4**cm** → **Soit : a=20cm**

En étage : $\boldsymbol{h_e} = \boldsymbol{3.06m}$

- $\boldsymbol{a} \geq \boldsymbol{max}[\boldsymbol{15.30}; \boldsymbol{13.91}; \boldsymbol{12.24}]$
- **a**≥ 15.30**cm** → **Soit : a=20cm**

II.7 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

- D'après **RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \geq 25cm \\ \text{Min (a, b)} \geq \frac{h}{20} cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles **BAEL91 :** $\boldsymbol{B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s\left(\frac{A_s}{B_r}\right)}\right]}}$

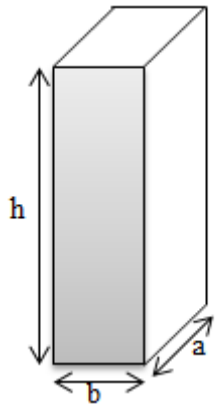


Figure.II.7. Dimensionnement de poteau

Avec

- $\boldsymbol{B_r}$: $section\ réduite\ du\ poteau,\ B_r = (a - 0{,}02)\ (b - 0{,}02)\ en\ m^2$
- $\boldsymbol{N_u}$: $Effort\ normal\ maximal$ à $l'ELU\ (N_u = 1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q)$.
- $\boldsymbol{A_s}$: $section\ d'armature\ comprimé\ prise\ en\ compte\ dans\ le\ calcul.$
- $\boldsymbol{f_e}$: $contrainte\ limite\ élastique\ des\ aciers\ (ici\ on\ prend : \boldsymbol{f_e} = 400\ MPa)$.
- $\boldsymbol{\gamma_s}$: $Coefficient\ de\ sécurité\ du\ béton\ tel\ que$:

$$\boldsymbol{\gamma_s} = 1{,}5\ (situation\ durable\ ou\ transitoire).$$

- $\boldsymbol{\gamma_s}$: $Coefficient\ de\ sécurité\ de\ l'acier\ tel\ que$:

$$\boldsymbol{\gamma_s} = 1{,}15\ (situation\ durable\ ou\ transitoire).$$

- α : *coefficient fonction de l'élancement du Poteau calculé par*

Pour : λ = 50 → $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})2}$

Pour : 50 ≤ λ ≤ 70 → $\alpha = 0{,}6\,(\frac{50}{\lambda})^2$

❖ Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$
- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\left[\frac{f_{c28}}{0.9\times\gamma_s} + \frac{f_e}{100\times\gamma_s}\right]\right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha\times\left[\left[\frac{f_{c28}}{0.9\times\gamma_s}+\frac{f_e}{100\times\gamma_s}\right]\right]}$
  - Pour : **λ = 35** → α **=0.708** → $B_r \geq 0.064\times N_u$
  - Pour : **λ = 5 0** → α **=0.603** → $B_r \geq 0.075\times N_u$

N_u = est déterminé à partir de la descente des charges.

II.8 Evaluation des charges et surcharges et Descente des charges :

II.8.1 Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément, porteur de la structure.

II.8.1.1. Les planchers :

➢ **Plancher terrasse (corps creux) : {inaccessible}**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1 – Protectin en gravillon roulée	0.05	20	1
2 – Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3 – Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4 – isolation thermique	0.05	4	0.2 **5**
– Plancher a corps creux	0.20	14	2.80
6 – Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		Total (KN/m^2)	6.13

Surcharge d'exploitation **Q = 1 KN/ m^2**

Tableau.II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux)

- **Plancher étage courant (corps creux) :**

Matériaux	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids (KN/m^2)**
1 – cloison	0.1	10	1
– carrelage	0.02	20	0.40
3 – mortier de pose	0.02	20	0.40
4 – couche de sable fin	0.02	18	0.36
5 – Plancher a corps creux	0.20	14	2.80
6 – Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		Total (KN/m^2)	5.16

Surcharge d'exploitation **Q = 1.5 KN/m^2**

Tableau.II.2. Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux)

- **Plancher étage dalle pleine :**

Matériaux	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids (KN/m^2)**
1 – cloison	0.1	10	1.0
2 – carrelage	0.02	20	0.40
3 – mortier de pose	0.02	20	0.40
4 – couche de sable fin	0.02	18	0.36
5 – La dalle pleine	0.16	25	4
6 – Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		Total (KN/m^2)	6.36

Surcharge d'exploitation **Q = 1.5 KN/ m^2**

Tableau.II.3. Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines)

II.8.1.2. Les balcons :

- **Balcon terrasse :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1 – Protection en gravillon roulée	0.05	20	1
2 – Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3 – Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4 – Isolation thermique	0.05	4	0.2
5 – Dalle pleine	0.15	25	3.75
6 – Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		Total (KN/m^3)	7.19

Surcharge d'exploitation **$Q = 1\ KN/m^2$**

Tableau.II.4. Charge permanente due au Balcon terrasse

- **Balcon étage :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1 – carrelage	0.02	20	0.40
2 – mortier de pose	0.02	20	0.40
3 – couche de sable	0.02	18	0.36
4 – Plancher a dalle pleine	0.15	25	3.75
5 – Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		Total (KN/m^3)	5.27

Surcharge d'exploitation **$Q = 3.5\ KN/m^2$**

Tableau.II.5. Charge permanente due au Balcon étage

II.8.1.3. Les Murs :

- **Mur extérieurs :(épaisseur e=30cm) :**

Couche & épaisseur (cm)	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m2)
Enduit de plâtre 1.5 cm	0,015	10	0,15
Brique creuse 15 cm	0,15	8,67	1,30
Lame d'aire 5 cm	0,05		
Brique creuse 10 cm	0,1	9	0,9
Enduit de ciment 2 cm	0,02	18	0,36
		Total (KN/m^2)	2,71

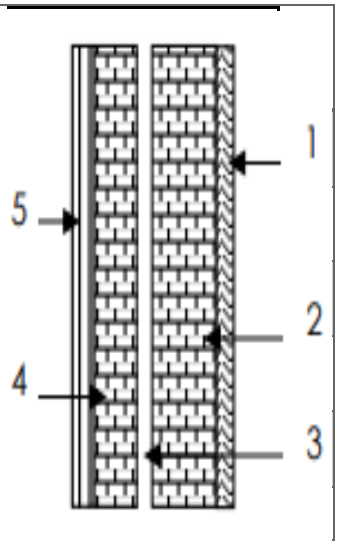


Tableau.II.6. Charge permanente due aux murs extérieurs.

- **Cloisons intérieures à doubles parois : (épaisseur e=30cm) :**

Couche & épaisseur (cm)	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m2)
Enduit de plâtre 1.5 cm	0,015	10	0,15
Brique creuse 15 cm	0,1	9	0,9
Lame d'aire 5 cm	0,05		
Brique creuse 10 cm	0,15	8,67	1,30
Enduit de plâtre 2 cm	0,015	10	0,15
		Total (KN/m^2)	2,50

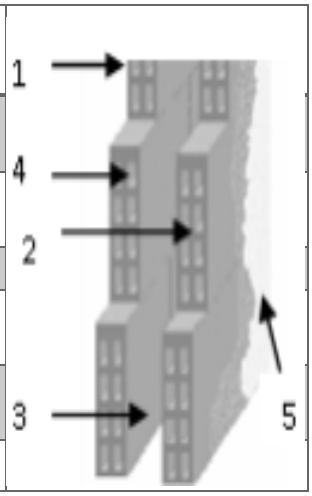


Tableau.II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

II.8.1.4. Les escaliers :

- **Palier :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1 – carrelage	0.02	20	0.40
2 – mortier de pose	0.02	20	0.40
3 – couche de sable fin	0.02	18	0.36
4 – Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5 – Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		Total (KN/m^3)	5.27

Surcharge d'exploitation **Q = 2.5 KN/m^2**

Tableau.II.8. Charge permanente due au Palier.

- **La paillasse avec une inclinaison de 32.52° :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1 – carrelage	0.02	20	0.40
2 – mortier de pose	0.02	20	0.40
3 – couche de sable fin	0.02	18	0.36
4 – Poids propre des marches	0.085	25	2.13
5 – Poids propre de paillasse	0.15	25/cos 32.52	4.45
6 – Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		Total (KN/m^3)	8.10

Surcharge d'exploitation **Q = 2.5 KN/m^2**

Tableau.II.9. Charge permanente due au Paillasse à 32.52°.

II.9 Descente des charges :

On appelle décente des charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

II.9.1 Poteau de rive :

Le poteau rive le plus sollicité est :

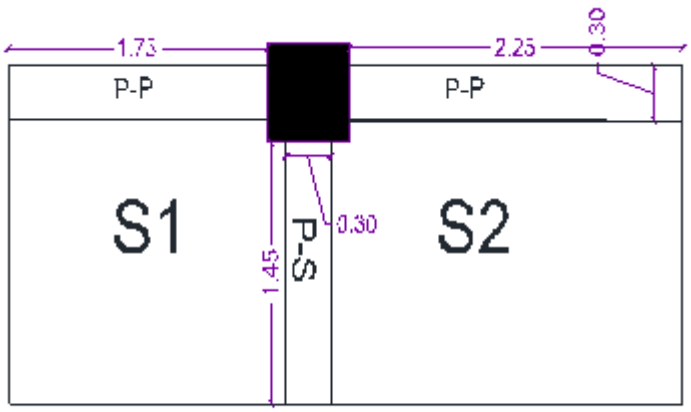


Figure.II.9. Poteau de rive

- **Plancher terrasse :**

$S_1 = (1.75 \times 1.45) = 2.537 m^2$

$S_2 = (1.45 \times 2.25) = 3.263 m^2$

S1 (m^2)	S2 (m^2)	S3 (m^2)	ST (m^2)
2.537	**3.263**	**0**	5.80

G = 6.13 × (S_{1+} S_{2+} S_3) = 6.13 × (2.537+ 3.263+ 0) = 35.55 KN

Q = 1× (S_{1+} S_{2+} S_3) = 1× (2.537+ 3.263+0) = 5.80 KN

- **Plancher étage : RDC :**

G = 5.16× (S_{1+} S_{2+} S_3) = 5.16× (2.537+ 3.263+ 0) = 29.93 KN

$Q_{étage}$ = 1.5 × (S_{1+} S_{2+} S_3) = 1.5 × (2.537+ 3.263+ 0) = 8.70KN

- **Poutres :**

  ⇨ **Poutre principale :**

G = ρ × a × h × l_{pp} = 0.3 × 0.45 × (1.75 + 2.25) × 25 = 13.50 KN

  ⇨ **Poutre secondaire :**

G = ρ × a × h × l_{ps} = 0.3 × 0.35 × (0 + 1.450) × 25 = 3.81 KN

- **Poteau étage, RDC :**

  ⇨ **Poteau (RDC +1+2)**

G_{RDC} = ρ × a × b × h rdc = 0.5 × 0.5 × 4.08 × 25 = 25.50KN

G_{1+2} = ρ × a × b × h étage = 0.5 × 0.5 × 3.06 × 25 = 19.13 KN

  ⇨ **Poteau (3+4+5)**

G = ρ × a × b × h étage = 0.45 × 0.45 × 3.06 × 25 = 12.24 KN

  ⇨ **Poteau (6+7+8)**

G = ρ × a × b × h étage = 0.40 × 0.40 × 3.06 × 25 = 9.37 KN

- **Poids mur extérieurs à double parois :**

$G_{étage}$ = S_{murs} × Gi = 4.0 × (3.06 – 0.45) × 2.71 = 28.29 KN

$G_{RDC=}$ S_{murs} × Gi =4.0 × (4.08 – 0.45) × 2.71 = 39.35KN

- **Acrotère :**

G = 1.173 KN/m

L = 4.0 m

G = 1.173 ×4.0 = 4.692 KN

Niveau	Elément	Surcharge avent dégression	Coefficient de dégression	G (KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	5,80	1	35,55	5,80
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Acrotère			4,69	
N1	Venant N0			57,55	5.80
	Plancher étage	8,70	0,9	29,93	7,83
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			9,37	
N2	Venant N1			142,45	13,63
	Plancher étage	8,70	0,8	29,93	6,96
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			9,37	
N3	Venant N2			227,35	20,59
	Plancher étage	8,70	0,7	29,93	6,09
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			9,37	
N4	Venant N3			312,25	26,68
	Plancher étage	8,70	0,6	29,93	5,22
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			12,24	
N5	Venant N4			400,02	31,90
	Plancher étage	8,70	0,5	29,93	4,35
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			12,24	
N6	Venant N5			487,79	36,25
	Plancher étage	8,70	0,5	29,93	4,35
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			12,24	
N7	Venant N6			575,56	40,60

	Plancher étage	8,70	0,5	29,93	4,35
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			19,13	
N8	Venant N7			670,22	44,95
	Plancher étage	8,70	0,5	29,93	4,35
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			19,13	
N9	Venant N8			764,88	49,30
	Plancher étage	8,70	0,5	29,93	4,35
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			28,29	
	Poteau étage			19,13	
N10	Venant N9			859,54	53,65
	Poids murs RDC			39,35	
	Poteau RDC			25,50	
		Totale		924,39	53,65

Tableau.II.10. Descente de charge du poteau rive.

N_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 × 924,39) + (1.5× 53,65) = 1328,40KN

N_{ser} = G + Q = 924,39 +53,65 =978,04 KN

II.9.2 Poteau central :

Le poteau central le plus sollicité est :

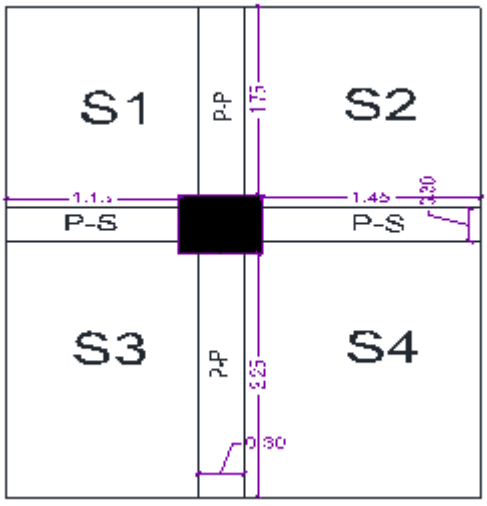


Figure.II.10. Poteau central

- **Plancher terrasse :**

$S_1 = (1.15 \times 1.75) = 2.013m^2$

$S_2 = (1.45 \times 1.75) = 2.538m^2$

$S_3 = (1.15 \times 2.25) = 2.588m^2$

$S_4 = (1.45 \times 2.25) = 3.263m^2$

S1 (m^2)	S2 (m^2)	S3 (m^2)	S4 (m^2)	ST (m^2)
2.013	2.538	2.588	3.263	10.402

$G = 6.13 \times (S_{1+} S_{2+} S_{3+} S_4) = 6.13 \times (2.013_+ 2.538_+ 2.588_+ 3.263) = 63.76KN$

$Q = 1\times (S_{1+} S_{2+} S_{3+} S_4) = 1\times (2.013+ 2.538+ 2.588+ 3.263) = 10.40\ KN$

- **Plancher étage : RDC :**

$G = 5.16 \times (S_{1+} S_{2+} S_{3+} S_4) = 5.16 \times (2.013+ 2.538+ 2.588+ 3.263) = 53.67\ KN$

$Q_{RDC} = 1.5\times (S_{1+} S_{2+} S_{3+} S_4) = 1.5\times (2.013+ 2.538+ 2.588+ 3.263) = 15.60KN$

$Q_{étage} = 1.5 \times (S_{1+} S_{2+} S_{3+} S_4) = 1.5 \times (2.013+ 2.538+ 2.588+ 3.263) = 15.60KN$

- **Poutres :**
  - ⇨ **Poutre principale :**

$G = \rho \times a \times h \times lpp = 0.3 \times 0.45 \times (2.25 + 1.75) \times 25 = 13.50\ KN$

  - ⇨ **Poutre secondaire :**

$G = \rho \times a \times h \times lps = 0.3 \times 0.35 \times (1.15 + 1.45) \times 25 = 6.83\ KN$

- **Poteau étage, RDC :**
  - ⇨ **Poteau (RDC +1+2)**
  - ⇨ $G_{RDC} = \rho \times a \times b \times h\ étage = 0.5 \times 0.5 \times 4.08 \times 25 = 25.50KN$
  - ⇨ $G_{1+2} = \rho \times a \times b \times h\ étage = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.13\ KN$
  - ⇨ **Poteau (3+4+5)**

$G = \rho \times a \times b \times h\ étage = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 12.24\ KN$ ⇨

Poteau (6+7+8)

$G = \rho \times a \times b \times h\ étage = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.37\ KN$

Niveau	Elément	Surcharge avent dégression	Coefficient de dégression	G (KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	10,40	1	63,76	10,40
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
N1	Venant N0			84,09	10,40
	Plancher étage	15,60	0,9	53,67	14.04
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			9,37	
N2	Venant N1			167,46	24,44
	Plancher étage	15,60	0,8	53,67	12,48
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			9,37	
N3	Venant N2			250,83	36,92
	Plancher étage	15,60	0,7	53,67	10,92
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			9,37	
N4	Venant N3			324,2	47,84
	Plancher étage	15,60	0,6	53,67	9,36
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			12,24	
N5	Venant N4			410,44	57,46
	Plancher étage	15,60	0,5	53,67	7,80
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			12,24	
N6	Venant N5			496,68	65,26
	Plancher étage	15,60	0,5	53,67	7,80
	Poutre principal			13,5	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			12,24	
N7	Venant N6			582,92	73,06
	Plancher étage	15,60	0,5	53,67	7,80
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			19,13	
N8	Venant N7			676,05	80,86
	Plancher étage	15,60	0,5	53,67	7,80

	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			19,13	
N9	Venant N8			769,18	88,66
	Plancher étage	15,60	0,5	53,67	7,80
	Poutre principal			13,50	
	Poutre secondaire			6,83	
	Poteau étage			19,13	
N10	Venant N9			862,31	96,46
	Poteau RDC			25,50	
		Totale		887,81	96,46

Tableau.II.11. Descente de charge du poteau centrale.

N_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 × 887.81) + (1.5 ×96.46) = 1343.23KN

N_{ser} = G + Q = 887.81+ 96.46= 984.27 KN

II.9.3 Poteau d'angle :

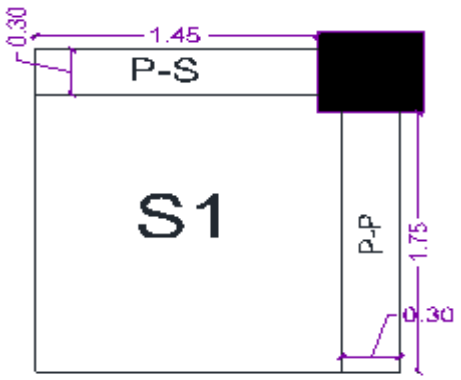


Figure.II.11. Poteau d'angle

- **Plancher terrasse :**

  S = (1.45 × 1.75) = 2.54m^2

  G = 6.13× S = 6.13× 2.54 = 15.57 KN

  Q = 1× S = 1×2.54 = 2.54 KN

- **Plancher étage : RDC :**

  G = 5.16× S= 5.16× 2.54= 13.11KN

  Q_{RDC} = 1.5× S=1.5× 2.54 = 3.81 KN

  $Q_{étage}$ = 1.5× S = 1.5× 2.54 = 3.81 KN

- **Poutres :**

  - **Poutre principale :**

    G = □ × a × h × lpp = 0.3 × 0.45 × 1.75 × 25 = 5.91 KN

⇨ **Poutre secondaire :**

G = ρ × a × h × lps = 0.3 × 0.35 × 1.45 × 25 = 3.81 KN

- **Poteau étage, RDC :**

⇨ **Poteau (RDC +1+2)**

G_{RDC} = ρ × a × b × h étage = 0.5 × 0.5 × 4.08 × 25 = 25.50KN

G_{1+2} = ρ × a × b × h étage = 0.5 × 0.5 × 3.06 × 25 = 19.13 KN

⇨ **Poteau (3+4+5)**

G = ρ × a × b × h étage = 0.45 × 0.45 × 3.06 × 25 = 15.49 KN

⇨ **Poteau (6+7+8)**

G = ρ × a × b × h étage = 0.40 × 0.40 × 3.06 × 25 = 12.24 KN

- **Poids mur extérieurs à double parois :**

$G_{étage}$ = S_{murs} × Gi =3.20 × (3.06 – 0.45) × 2.71 = 22.63 KN

$G_{RDC=}$ S_{murs} × Gi = 3.20 × (4.08 – 0.45) × 2.71 = 31.48 KN

- **Acrotère :**

G = 1.173 KN/m

L = 3.20 m

G = 1.173 × 3.20 = 3.75 KN

Niveau	Elément	Surcharge avent dégression	Coefficient de dégression	G (KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	2,54	1	15,57	2,54
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Acrotère			3,75	
N1	Venant N0			29,04	2,54
	Plancher étage	3,81	0,9	13.11	3,43
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			12.34	
N2	Venant N1			83,87	5,97
	Plancher étage	3,81	0,8	13,11	3,05
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	

	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			12,24	
N3	Venant N2			138,70	9,02
	Plancher étage	3,81	0,7	13,11	2,67
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			9.37	
N4	Venant N3			193,53	11,69
	Plancher étage	3,81	0,6	13.11	2,29
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			15,49	
N5	Venant N4			251,23	13,98
	Plancher étage	3,81	0,5	13,11	1.91
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			12,24	
N6	Venant N5			308,93	15,89
	Plancher étage	3,81	0,5	13,11	1,91
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			15,49	
N7	Venant N6			366,63	17,80
	Plancher étage	3,81	0,5	13,11	1,91
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			19,13	
N8	Venant N7			431,22	19,71
	Plancher étage	3,81	0,5	13,11	1,91
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	
	Poteau étage			19,13	
N9	Venant N8			495,81	21,62
	Plancher étage	3,81	0,5	13,11	1,91
	Poutre principal			5,91	
	Poutre secondaire			3,81	
	Poids murs			22,63	

	Poteau étage			19,13	
N10	Venant N9			560,40	23,53
	Poids murs			31,48	
	Poteau RDC			25,50	
		Totale		617,38	23,53

Tableau.II.12. Descente de charge du poteau d'angle.

$\boldsymbol{N_u}$= (1.35G + 1.5Q) = (1.35× 617,38) + (1.5× 23,53) = 868,76KN

$\boldsymbol{N_{ser}}$ = G + Q = 617,38 +23,53= 640,91 KN

Selon BAEL article ……

Avec majoration 10% :

N_u : 1477.55 KN

N_{ser} : 1082.70 KN

II.9.4. Vérification de la section du poteau :

- **Niveau RDC+1+2 étage :**

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha}\left[\frac{0.9\times\gamma b}{fc28}+\frac{100\times\gamma s}{Fe}\right]$

$B_r \geq 0.064N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 1477.55 \times 10^{-3} =$ 0,094m^2

$B_r = (a-0.02)\times(b-0.02)$ = (0.50 −0.02) × (0.50 −0.02) = 0.230 ≥ 0.094 m^2 ……..CV

- **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i}}$ Avec :

- $\boldsymbol{l_f}$**:** la longueur de flambement ($\boldsymbol{l_f}$ = 0.7 l_0 : le Poteau encastré à ses deux extrémité).
- **i :** rayon de giration.

$\mathbf{i} = \sqrt{(\frac{I}{B})}$ Avec **:**
- **I :** moment d'inertie.
- **B :** section du béton.

$I = \frac{ba^3}{12} \rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$

$\lambda_{RDC} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 4.08 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 19.79 \leq 35$……CV

$\lambda_{1+2} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 14.84 \leq 35$……CV

- **Vérification des conditions d RAP99/v2003 :**

  On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II :

- Min (b, a) ≥ 30cm → Min (50, 50) ≥ 30 ……CV
- Min (b, a) ≥ $\frac{h}{20}$ → Min (50, 50) ≥ $\frac{306}{20}$ = 15.3 → 50 ≥ 15.3……CV
- Min (b, a) ≥ $\frac{h}{20}$ → Min (50, 50) ≥ $\frac{408}{20}$ = 20.40 → 50 ≥ 20.40……CV
- 0.25 ≤ $\frac{b}{a} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4$ ……CV

Donc on adopte la section du poteau (50× 50) cm

- **Niveau 3+4+5 étages :**

N_u= (1,35G + 1,5Q) = (1.35×496.68) + (1.5×65.26) =768,41 KN.

N_{ser}= G + Q= 496.68+ 65.26= 561.94KN.

Avec majoration 10% :

N_u= 845.25KN

N_{ser} = 618.13 KN

$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 845.25 \times 10^{-3} = 0.054\ m^2$

B_r= (a − 0.02) × (b − 0.02) → B_r= (0.40 − 0.02) × (0.40 − 0.02)

B_r=0.144m^2 → 0.144$m^2 \geq 0.054\ m^2$…….. (C.V)

- **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i}}$ Avec :

- $\boldsymbol{l_f}$**:** La longueur de flambement (l_f = 0.7 l_0 : le Poteau encastré à ses deux extrémité).
- **i :** rayon de giration.

$\mathbf{i = \sqrt{(\frac{I}{B})}}$ Avec **:**

- **I :** moment d'inertie.
- **B :** section du béton.

$I = \frac{ba^3}{12} \rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$

$\lambda = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 18.55 \leq 35$……CV

- **Vérification des conditions d RAP99/v2003 :**

  On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II :

- Min (b, a) ≥ 30cm → Min (40, 40) ≥ 30……CV
- Min (b, a) ≥ $\frac{h}{20}$ → Min (40, 40) ≥ $\frac{306}{20}$ = 15.3 → 40 ≥ 15.3……CV
- $0.25 \leq \frac{b}{a} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$ ……CV

Donc on adopte la section du poteau (40× 40) cm

- **Niveau 6+7+8 étage :**

N_u= (1.35G + 1.5Q) = (1.35 × 250.83) + (1.5 × 39.92) = 398.50 KN

N_{ser}= G + Q = 250.83+ 39.92 =290.75 KN

Avec majoration 10% :

N_u: 438.35 KN

N_{ser} : 319.83 KN

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} [\frac{0.9 \times \gamma b}{fc28} + \frac{100 \times \gamma s}{Fe}]$

$B_r \geq 0.064 N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 438.35 \times 10^{-3} = 0.028$ m^2

$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$ = (0.35 −0.02) × (0.35 −0.02) = 0.109 ≥ 0.034 m^2……..CV

- **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i}}$ Avec :

- $\boldsymbol{l_f}$**:** la longueur de flambement ($\boldsymbol{l_f}$ = 0.7 l_0 : le Poteau encastré à ses deux extrémité).
- **i :** rayon de giration.

$\mathbf{i} = \sqrt{(\frac{I}{B})}$ Avec :

- **I :** moment d'inertie.
- **B :** section du béton.

$I = \frac{ba^3}{12} \rightarrow \frac{a}{\sqrt{12}}$

$\lambda = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.35} = 21.20 \leq 35$……CV

- **Vérification des conditions d RAP99/v2003 :**

  On doit vérifier les conditions suivantes :

Zone II :

- Min (b, a) ≥ 30cm → Min (35, 35) ≥ 30 ……CV
- Min (b, a) ≥ $\frac{h}{20}$ → Min (35, 35) ≥ $\frac{306}{20}$ = 15.3 → 35 ≥ 15.3……...……CV
- 0.25 ≤ $\frac{b}{a} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$ ……..……CV

Donc on adopte la section du poteau (35× 35) cm

Niveau	Nu	$B_r \geq 0.064$	B_r	a	b
RDC+1+2étages	**1477.55**	0.094	0.230	50	50
3+4+5 étages	**845.25**	0.054	0.144	40	40
6+7+8 étages	**438.35**	0.028	0.109	35	35

Tableau Ⅱ.13. Dimensionnement de la section du poteau.

II.10 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a calculé le pré dimensionnement des différents éléments qui constituent notre structure : plancher, poutres, escalier, voiles…etc.

Ainsi nous avons adopté les différentes sections des poteaux selon la descente des charges.



CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONSAIRES

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types des éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons 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 version 2003.

III.2. Acrotère :

III.2.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera à la flexion composée soumis à un effort normal du à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

III.2.2.Dimensionnement et modélisation :

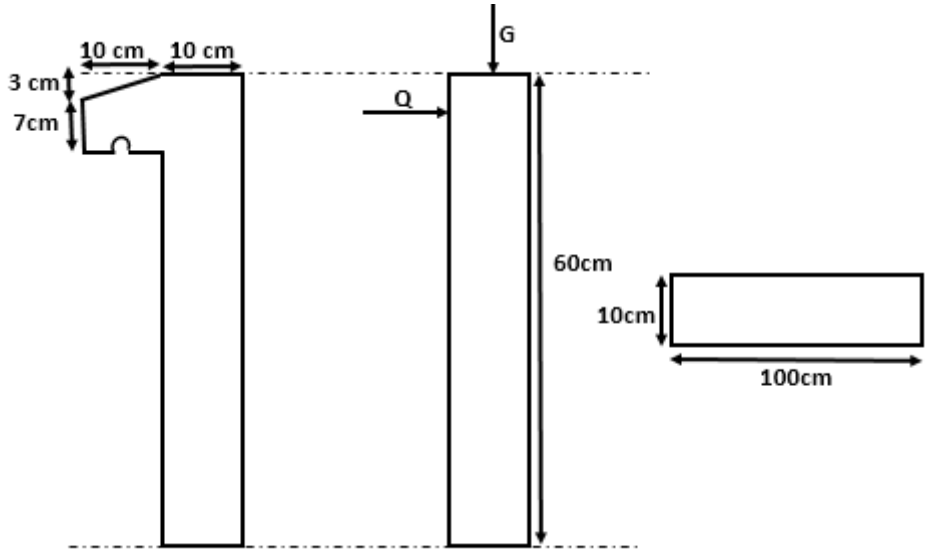


Figure. III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère**.**

III.2.3.Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire :

- **Evaluation des charges :**

S = $\left[\left[\frac{0.03\times0.1}{2}\right]\right] + (0{,}1 \times 0{,}07) + (0{,}1 \times 0{,}6) = 0{,}0685$ m².

- **Charge permanente :**

G = $\rho \times s =$ 25× 0,0685 = 1,713 KN/ ml.

Donc : G = 1,713 KN/ml.

- **Surcharges d'exploitation :**

Q= 1 KN/ml

- **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le RPA 99/version 2003 article (6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

F_p = 4 A C_p W_p

A : Coefficient d'accélération de zone (zone 2a) RPA (tableau 4.1), A= 0,15

C_p : facteur de force horizontale (élément en console), C_p = 0,80.

W_p : Poids de l'acrotère, W_p =1,713 KN/ml.

F_p = 4×0,15×0,80×1,713 =0,822 KN/ml. $\Rightarrow F_p$ = 0,822 KN/ml.

- Pour G : N_G =1,713 KN/ml, M_G=0, T_G =0.
- Pour Q : N_Q =0, M_Q = H×Q = 0,6 KN/ml, TQ= Q=1 KN/ml.
- Pour F_p : N_{Fp}= 0, MFP = H× F_p= 0,6×0,822 =0,493KN/ml, T_{Fp} = F_p = 0,822 KN/ml.

On a : $F_p <$ Q ; alors le ferraillage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : NG= 1,713 KN/ml.
- Surcharges : Q =1 KN/ml.
- Moment : MQ = Q×h =0,6 KN/m.
- L'effort tranchant : TQ = 1 KN.

Calcul des sollicitations :

✓ **Etat limite ultime :**

Nu = 1,35 NG = 1,35×1,713 = 2,31 KN.

Mu = 1,5 MQ = 1,5×0,6 = 0,9 KN.m.

Tu =1,5 TQ =1,5×1 =1,5 KN.

- ✓ **Etat limite service :**

N_{ser} = NG = 1,713 KN.

M_{ser}= MQ = 0,6 KN.m.

T_{ser} = TQ =1 KN.

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

$\mathbf{e_0} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,31}$ = 0,39 m = 39 cm.

- ✓ **La nature de la section :**

$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6}$ =1,66 cm.

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ le centre de pression 'c'se trouve en dehors de la section.

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Vérification de flambement :**

D'après l'article (B.8.3.2) du CBA93 le calcul se fait à l'état limite ultime.

l_f= 2l0=2×0,6 =1,2 m

$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$

Avec :l_f: longueur de flambement.

h: épaisseur de l'acrotère.

λ : l'élancement.

λ =1,2 $\times \frac{\sqrt{12}}{0,1}$ =41,56

$\lambda_{max} \leq$Max {50 ; min [$e_0 = \frac{67e0}{h}$; 100]}

e_0= 39 cm =0,39 m.

$e_0 = \frac{67\times0,39}{0,1}$ = 261,3.

$\lambda_{max} \leq$Max {50 ; min [261,3 ; 100]} $\rightarrow \lambda_{max}$ =100.

λ=41,56< 100…….cv

Donc : pas de risque de flambement.

- **Excentricité totale :**

e_{tot}= e_0 + e_a + e_2

e_{tot} : Excentricité totale de calcule.

e_a: Excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité dus à l'effort second ordre :

e_a > max (2cm,$\frac{L}{250}$) = max (2cm,$\frac{60}{250}$) = max (2cm , 0,24cm)

e_a= 2 cm

e_2 =[$\frac{3\times lf^2}{h\times 10^4}$] × (2+α∅)

Avec : α = 10× $\frac{1-Mu}{1,5-Mser}$ = 0 ; ∅ = 2 car G ne crée aucun moment.

e_2 = [$\frac{(3\times 1,2^2)}{0,1\times 10^4}$] × (2+α∅) = 0,86 cm

e_{tot}= 39 + 2 +0,86 = 41,86 cm

- **Les sollicitations majorées :**

Calcul de coefficient de majoration δf :

$$.\delta_f = \begin{cases} \text{Min } [1+0,5(\frac{\lambda}{35})^2 (\frac{h}{e0}) ; 1,4] & \text{si : } \frac{e0}{h} > 0,75 \\ 1+0,15(\frac{\lambda}{35})^2 & \text{si : } \frac{e0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$\frac{e0}{h} = \frac{0,39}{0,1}$ = 3,9> 0,75

δ_f= min (1,05 ; 1,4) ⇒ δ_f = 1,05

- ✓ **Etat limite ultime :**

N^*_u = δ_f × N_u = 1,05× 2,31 = 2,43KN

M^*_u =N^*_u × e_{tot} = 2,43 × 0,41 = 1KN.m

- ✓ **Etat limite service :**

N^*_{ser} = δ_f×N_{ser} = 1,05 × 1,713 = 1,80 KN.

M^*_{ser} = N^*_{ser} × e_{tot}= 1,80 × 0,41 = 0,74 KN.m.

III.2.4 Ferraillage de l'acrotère :

Le calcul s'effectue sur un bond de 1 m soumise à la flexion composée.

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

→ h =10cm.
→ b=100 cm.
→ d= 8 cm.

- **Position de centre de pression :**

e= $\frac{M_u^*}{N_u^*}$ =$\frac{1}{2,43}$ =0,41m.

e_0 = $\frac{h}{6}$ =$\frac{10}{6}$ = 1,66 cm= 0,016m.

e>e_0 : la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Calcul à la flexion simple :**

Calcul de la sollicitation par rapport à l'acier tendu.

✓ **Calcul des contraintes :**

f_{bc}= $\frac{0,85\times25}{1,5}$ = 14,16 Mpa.

σ_s = $\frac{fe}{\gamma s}$ =$\frac{400}{1,15}$ =348 Mpa.

✓ **Calcul des armatures :**

$\boldsymbol{M_u^a}$ = M^*_u + N^*_u (d-$\frac{h}{2}$) ; avec : d= 8cm.

1+ 2,43 (0,08 - $\frac{0,1}{2}$) =1,07KN.m

μ_{bu} = $\frac{\boldsymbol{M_u^a}}{b*d^2*\sigma_{bc}}$ = $\frac{1,07\times10\text{^}6}{1000\times80^2\times14,6}$ = 0,011

μ_{bu} <0,186 →section simplement armée (pas d'acier comprimé).

σs =$\frac{fe}{\sigma s}$ = $\frac{400}{1,15}$ =348 Mpa.

α =1,25 (1- $\sqrt{1-2\times\mu bu}$) =0,013.

Z=d (1-0,4α) =7,96 cm.

A^*_{su} = $\frac{Mu}{Z\times\sigma s}$ = $\frac{1,07\times10\text{^}6}{7,96\times10\times348}$ = 0,39 cm².

A_{su} = A_{su^*} - $\frac{N \times u}{\sigma s}$ = 39 - $\frac{2,43 \times 10^{\wedge}3}{348}$ = 0,32 cm².

Calcul à l'ELS :

- **Position de centre de pression :**

$e_s = \frac{M_{ser}}{N^*_{ser}} = \frac{0,74}{1,80}$ =0,41m.

$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6}$ = 1,66 cm= 0,016 m.

$e_s > e_0$: la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Calcul à la flexion simple :

A. La contrainte du béton :

σ_{bc} =0,6 ×f_{c28} =15 Mpa.

B. La contrainte de l'acier :

Fissuration préjudiciable : $\eta = 1,6$

$\overline{\sigma_{sc\ bar}}$ =min {$\frac{2}{3}$ fe ; 150 η} = min {266,66 ; 240}=240 Mpa.

$\overline{\sigma_{sc\ bar}}$ =240 MPa.

- **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :**

M^a_{ser} = M^*_{ser} + N^*_{ser} × (d - $\frac{h}{2}$) ; avec d= 8cm.

M^a_{ser} = 0,74+ 1,80 × (0,08 - $\frac{0,1}{2}$) =0,75 KN.m

- **Calcul du moment limite service M_{il} :**

$M_{il} = \mu_r \times b \times d^2\ \sigma_{bc}$

$\mu_r = \frac{(\frac{\alpha_r}{2})}{(1-\frac{\alpha_{r^2}}{3})}$

$\alpha_r = \frac{15\ \sigma_{bc}}{15\sigma_{bc}+\overline{\sigma_{sc}}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15+240}$ = 0,484

μ_r = 0, 26 Mi =0,27×0,08² ×1×15×10^3 = 25,92KN/m

$M^a_{ser} = 0,75 <$ Mi =25,92 →pas d'armatures comprimés.

$A' = 0$

Z= d(1-$\frac{\alpha_r}{3}$)=0,067 cm .

$A_s^*= \frac{M_{ser}^a}{Z*\sigma_s} = \frac{0,75\times10^6}{0,067\times10^3 \times240}$ =0,46 cm².

$A_{ser}= A_s^* -[\frac{N_{ser}^*}{\sigma_s}] = 0,46\times10^2-[\frac{1,80\times10^3}{240}]$ =0,39cm².

- **Ferraillage minimale :**

$A_{s\,min}$ =0,23 × $\frac{f_{t28}}{f_e}$ ×b×d

f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}

f_{t28}=0,6+0,06×25 =2,1 Mpa.

f_e=400 Mpa

$A_{s\,min}$ =0,23 × $\frac{2,1}{400}$ ×1000×80 =96,6 mm² =0,966 cm²

Donc :

$A_s >$ Max {A_s ; A_{su} ;$A_{s\,min}$ } → max {0,39 ; 0,32; 0,966} → $A_s \geq$ 0,966 cm²

- ✓ **Vérification de condition de non fragilité :**

$A_{s\,min}$ =0,996 cm²

Donc :

$A_s >$ max {A_s ; A_{su}; $A_{s\,min}$ } → max {0,39; 0,32 ;0,966 }→ $A_s \geq$ 0,966 cm²

On adopte un ferraillage : 4T8…….A_s=2,01 cm²

- ✓ **Vérification des contraintes :**

On vérifier que :$\begin{Bmatrix}\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}\end{Bmatrix}$

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6× f_{c28} =0,6×0,25 =15 Mpa

$\overline{\sigma_{bc}}$=Min$\left\{\frac{2}{3} f_{e\,;\,110\sqrt{\eta\, f_{t28}}}\right\} = \{266,66\,;\,201,63\}$.

$\overline{\sigma_{bc}}$=201,63 Mpa.

I= $\frac{b\times y^3}{3}$ +15[A_s (d-y)² +A'_s (y-d')²]

Avec : A'_s =0

Y : la position de l'axe neutre.

La solution d'équation de deuxième degré suivant :

by² +30 (A_s +A'_s) y – 30(d× A_s-d'× A'_s) =0

Y= 1,92 cm → I =1350,47 cm^4

- ✓ **Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

K=$\frac{M_{ser}}{I}$ = $\frac{0,74\times10^6}{1350,47\times10^4}$ = 0,055 N/mm^2

σ_{bc} = K×y = 0,055×1,92×10 =1,06 N/mm²

σ_{bc}=1,06MPa< $\overline{\sigma_{bc}}$= 15Mpa…….cv

- ✓ **Vérification des contraintes de l'armature tendue :**

σ_s= η×K (d-y) → η=15

σ_s= 15×0,055× (80-19,2) = 50,16 Mpa

σ_s=50,16 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =201,63 Mpa…….cv

- ✓ **Vérification au cisaillement :**

$\overline{\tau_u}$ = min $\left\{0,15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right\}$ →min {2,5; 5 MPa}

$\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa

τ_u = $\frac{V_u}{b_0*d}$ = $\frac{1,5\times10^3}{1000\times80}$ = 0,0187Mpa.

τ_u = 0,0187 ≤ $\overline{\tau_u}$ **=2,5 Mpa.**

Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Armatures de répartition :**

A_r=$\frac{A_s}{4}$ =$\frac{2,01}{4}$ =0,5 cm²

On adopte : 3T8……. A_r =1,51 cm²

- ✓ **L'espacement maximal :**

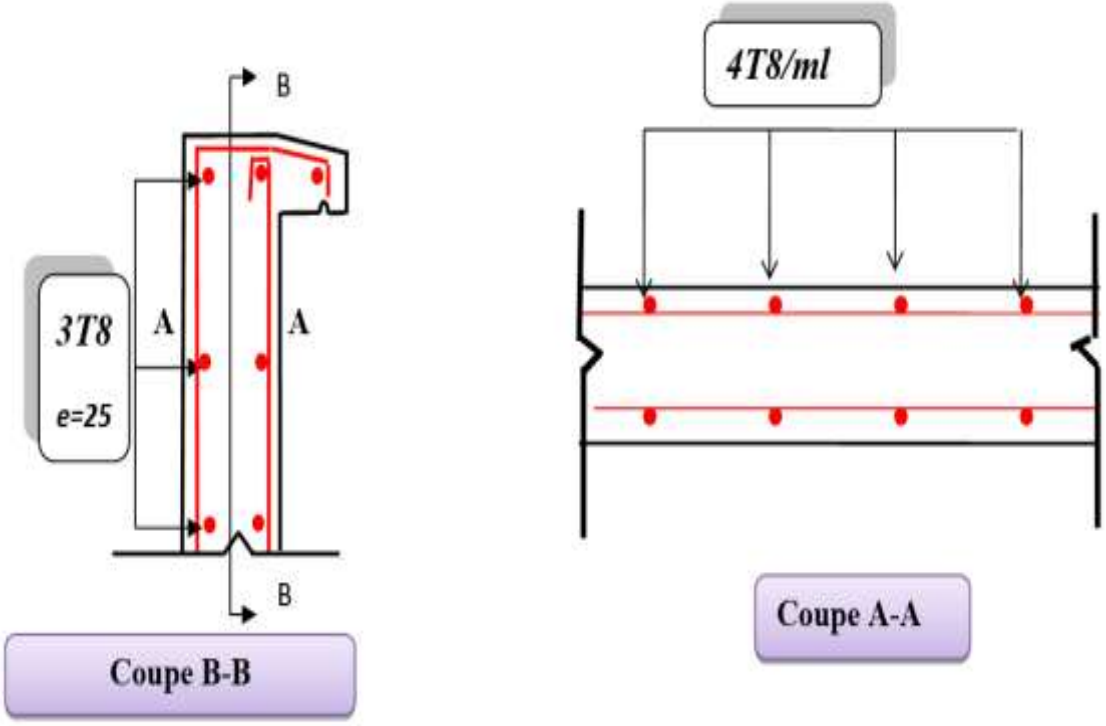
S_t ≤ min [3h ; 33 cm]= min [30; 33 cm]=30 cm

Soit : S_t= 25 cm

Dans le sens le moins sollicité

S_t ≤ Min [4h ; 45cm]=40 cm .soit : S_t=20 cm.

- **Schéma de Ferraillage :**



FigureIII.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Les planchers :

III.3.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux et dalle pleines.

III.3.2 Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La dalle de compression.

III.3.2.1. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.3.2.2. Méthode Forfaitaire :

- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers a sur charges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux …

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- **Condition 1 :** Les charges d'exploitations sont modérées, où :

  $Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2)$

- **Condition 2 :** Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

  I =constant.

⇨ **Condition 3 :** Les portées doivent vérifiés la relation suivante :

$$\mathbf{0,8} \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq \mathbf{1,25}$$

⇨ **Condition 4 :** La fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

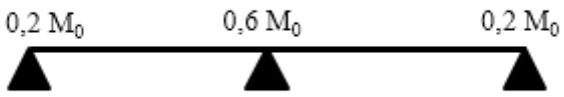
D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

- **Calcul des moments forfaitaires :**

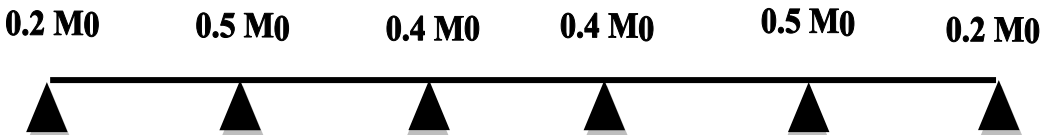
❖ **Les moments sur appuis : $\mathbf{M_0} = \frac{\mathbf{ql2}}{\mathbf{8}}$**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

⇨ Cas d'une poutre à deux travées :



⇨ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



❖ **Les moments en travées :**

⇨ Pour les travées de rive : le max entre :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{Me + Mw}{2}\right) \geq \text{Max}\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \} \\ M_t + \left(\frac{Me + Mw}{2}\right) \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) \times M_0 \end{cases}$$

⇨ Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{Me + Mw}{2}\right) \geq \text{Max}\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \} \\ M_t + \left(\frac{Me + Mw}{2}\right) \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) \times M_0 \end{cases}$$

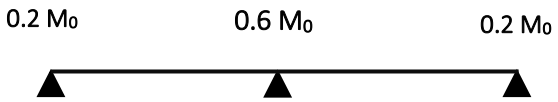
α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchant dans la travée de comparaison « moment isostatique ».

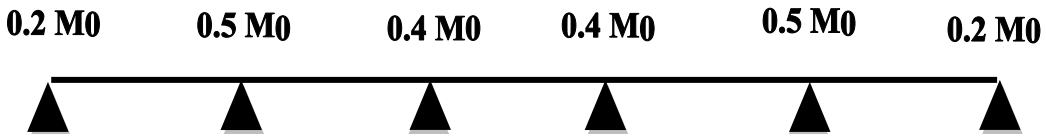
M_w, M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

- **Calcul des efforts tranchant :**
  - **Les efforts tranchants : T0 = $\frac{ql}{2}$**
  - ⇨ Cas d'une poutre à deux travées :



  - ⇨ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



III.3.2.3. Méthode de Caquot :

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

$\boldsymbol{Q > 2G}$ Où $\boldsymbol{Q > 5KN/m^2}$

- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (section T).

➢ **Principe de la méthode (CAQOUT) :**

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne
  Pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.
- De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

➢ **Application de la méthode :**

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 \times M_0$

On calcul pour chaque côté de l'appui, les langueurs des travées fictives $L'_{w,e}$; Avec :

M_i : Le moment sur appui.

M_t : Le moment en travée.

P_w : La charge sur la travée gauche.

P_e : La charge sur la travée droite.

l: La longueur de la travée.

$L'_{w,e}$: Pour une travée de rive.

$L'_{w,e}$: Les moments gauche et droite de la travée considérée.

- **L'expression de l'effort tranchant :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

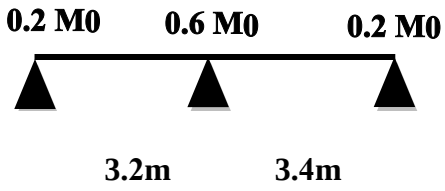
$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Avec : $\mathbf{T_0 = \frac{ql}{2}}$

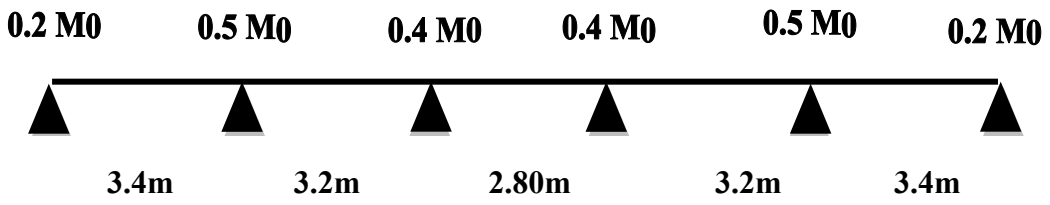
- **Les Types de poutrelles à calculer :**

  Dans notre projet, nous avons trois (2) types des poutrelles :

  - **Type 1 :**



  - **Type 2 :**



✓ **Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :**

- **Type 1 :**
  - **Condition 1 :**

$Q_{Terrasse}$ = 1KN/m²≤ max (2×6,13 ; 5KN/m²) = 12,26KN/m²…….CV

$Q_{étage}$ +RDC = 1,5KN/m²≤ max (2×5,16 ;5KN/m²) = 10,32 KN/m²…….CV

  - **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « I = constante » ……CV

  - **Condition 3 :**

$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.20}{3.40} = 0.94 \leq 1.25$……CV

On a appliqué **la méthode forfaitaire.**

- **Type 2 :**
  - **Condition 1 :**

$Q_{Terrasse}$ = 1KN/m²≤ max (2×6,13 ; 5KN/m²) = 12,26KN/m²…….CV

$Q_{étage}$ +RDC = 1,5KN/m² max (2×5.16; 5KN/m²) = 10.32 KN/m²…….CV

  - **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « I = constante » ……CV

  - **Condition 3 :**

$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.40}{3.20} = 1.06 \leq 1.25$……CV

$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.20}{2.80} = 1.14 \leq 1.25$……CV

$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.80}{3.20} = 0.88 \leq 1.25$……CV

$0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.20}{3.40} = 0.94 \leq 1.25$……CV

✓ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable.**

On a appliqué **la méthode forfaitaire.**

- **Evaluation des charges :**

  - **Plancher terrasse :**

Charge permanente : G = 6.13 KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m^2
Pour une bonde de 0.65m : G = 3.98 KN/ml
Pour une bonde de 0.65m : Q = 0.65 KN/ ml

- **Plancher étage courant :**

Charge permanente : G = 5.16 KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q = 1.5 KN/m^2
Pour une bonde de 0.65m : G = 3.35 KN/ml
Pour une bonde de 0.65m : Q = 0.98 KN/ ml

- **Calcul des sollicitations :**
  - **Combinaisons des charges :**

E.L.U : q_{ultime} =1.35G + 1.5Q
E.L.S : $q_{service}$ =G + Q

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_{ultime}	$q_{service}$
Plancher terrasse	3.98	0.65	6.35	4.63
Plancher étage	3.35	0.98	6.00	4.33

Tableau.III.1. Charges supportées par les poutrelles.

- **Plancher terrasse et étage :**

  - **Type01**

- **Calcul des moments :**

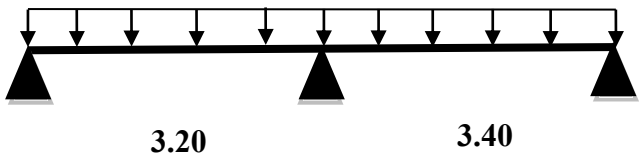


Figure.III.3. Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type1).

- **Terrasse (type1).**

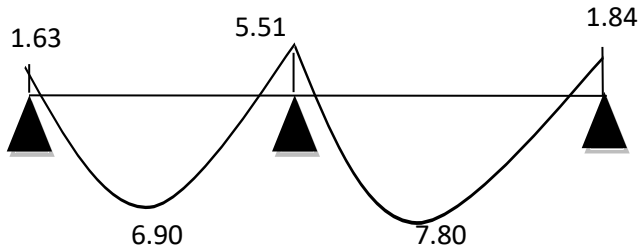
- **Calcul des moments :**

Type	Distance	ELU	q_u=6.35 KN/ml		ELS	q_{ser} =4.63KN/ml	
	L(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	3.20	8.13	4.88	6.90	5.54	3.32	4.41
	3.40	9.18	5.51	7.80	6.26	3.76	5.32
			1.84			1.25	

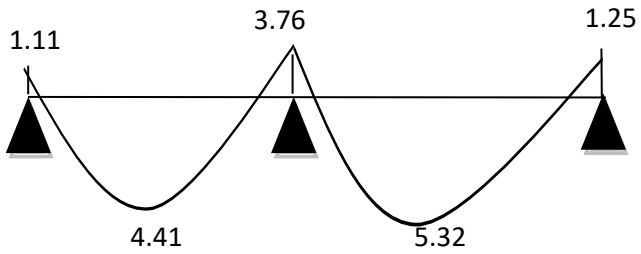
Tableau III.2. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas terrasse (type 1).

- **Diagrammes Des Moments**

L'E.L.U :



L'E.L.S :

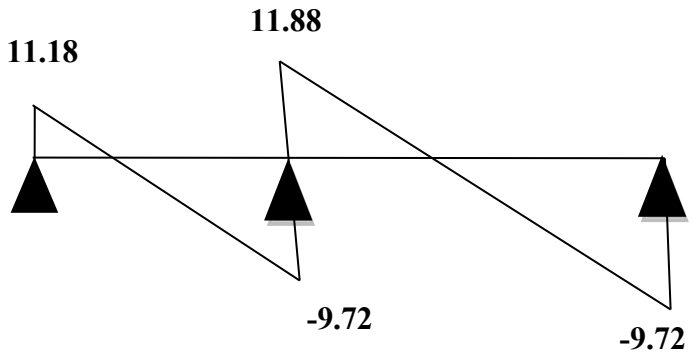


- **Calcul de l'effort tranchant :**

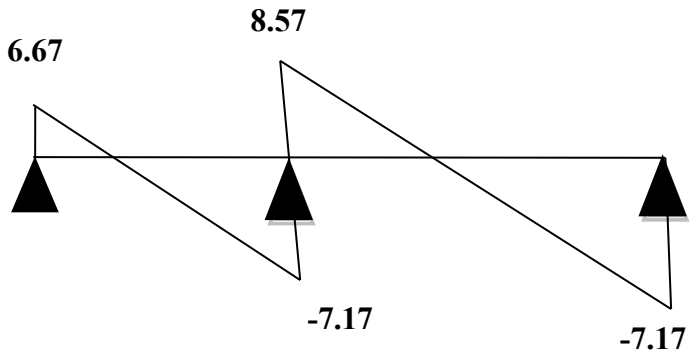
Type		**Distance**	**ELU**	**q_u=6.35 KN/ml**		**ELS**	**q_{ser}=4.63KN/ml**	
	Appui	L(m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 1	**1**	3.20	10.16	9.14	11.18	7.41	6.67	-8.15
	2	3.40	10.80	11.88	-9.72	7.87	8.57	-7.17
	3			11.88	-9.72		8.57	-7.17

Tableau.III.3. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type1).

- **L'E.L.U :**



- **L'E.L.S :**



➢ **Calcul des armatures à L'E.L.U :**

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

- M_{max} (travée) : M_u $= 7.80$ KN.m
- M_{max} (appui de rive) : M_u $= 1.84$ KN.m
- $_{max}$ (appui intermédiaire) : M_u M =5.51 KN.m

D'après les calculs d'une section en T

- Si M_u < Mt : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si M_u > Mt : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

↳ **En travée :**

$M_t = \mathrm{b} \times h_0 \times f_{bu}(\mathrm{d} - \frac{\mathrm{h0}}{2})$

$M_t = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}16 \times 10^3 (0{,}18 - \frac{0{,}04}{2})$

$M_t = 58{,}91$ KN.m $> M_u = 7.80$ KN.m

↳ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$M_t = 58{,}91$ KN.m $> M_u = 1.84$ KN.m

Section rectangular (b×h) = (10×20).

- Sur appui d'intermédiaire :

$M_t = 58{,}91$ KN.m $> M_u = 5.51$ KN.m

Section rectangular (b×h) = (10×20).

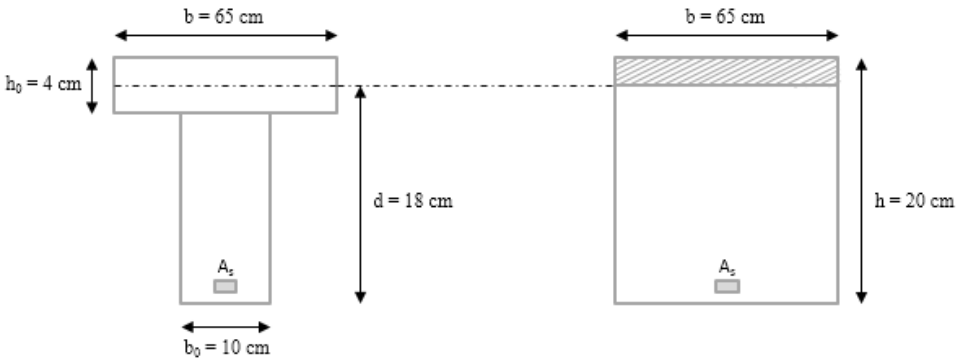


Figure.III.4. Coupe de section rectangulaire et section en T.

- $\mu_{bu} = \frac{\mathrm{M_u}}{\mathrm{b_0 .d^2 .f_{bu}}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $\mathrm{Z}_b = \mathrm{d}\,(1 - 0.4 \times \alpha)$
- $\mathrm{A}_S = \frac{\mathrm{M_u}}{\mathrm{Z .\sigma_s}}$
- $\mathrm{A}_{min} = \frac{0{,}23 \times \mathrm{b} \times \mathrm{d} \times \mathrm{f}_{t28}}{\mathrm{f}_e}$

	M_u	b	d	μ	α	z	A_s	A_{min}	A_{adp}
Travée	7.80	65	18	0.026	0.033	17.76	1.26	1.41	3HA10=2.36
appui de rive	1.84	10	18	0.040	0.051	17.63	0.30	0.22	1HA10=0.79
appui intermédiaire	5.51	10	18	0.120	0.160	16.85	0.94	0.22	1HA12=1.13

Tableau.III.4. Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (type 1).

- **Vérification à l'E.L.U :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**
  - **En travée :**

A_{min} = 1.41 cm² < As =2.36 cm²……CV

  - Sur appui :
    - Appui de rive :

A_{min} = 0.22 cm² < As =0.79 cm²……CV

    - Appui intermédiaire :

A_{min} = 0.22 cm² < As =1.13 cm²……CV

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$T_{u\,max}$ = **11.88 KN**

La fissuration est considérée **non préjudiciable**

Donc :

$\tau = \min\left(0.2\times \frac{f_{C28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right)$

Donc : τ = 3.33 MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$ → avec : T_u = l'effort tranchant maximal sur appui

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{11.88\times 10^3}{100\times 180}$ =**0.66** MPa

$\tau_u = 0.66 < \tau = 3.33$ ……CV

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$

$\phi_t \leq \min(0.571 ; 1 ; 1)$ cm.

On adopte : ϕ_t = 0.6 cm = 6 mm

- **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91:

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$ = 16.20 cm

On adopte: S_t = 15 cm

RPA99VERSION 2003:

$\frac{At}{St} \geq 0.003 b_0$

- **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2\times T_u}{0.9\times b_0 \times d} = \frac{2\times 11.88\times 10^{-3}}{0.9\times 0.1\times 0.18}$ = 1.5MPa

$\overline{\sigma_{bc}}$= 0.8 × $\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$ = $\frac{0.8\times25}{1.5}$ =13.33 MPa

σ_{bc} = 1.5MPa ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$= 13.33MPa……..CV

➢ **Vérification à l'E.L.S :**

- $\alpha = 1.25(1-\sqrt{1+2\mu})$
- $\boldsymbol{\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}}$ $\boldsymbol{\gamma = \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}}$

	α	$\boldsymbol{\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}}$	$\boldsymbol{\frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}}$	$\boldsymbol{\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}}$
Travée	0.032	1.47	0.49	**CV**
appui de rive	0.049	1.47	0.49	**CV**
appui intermédiaire	0.142	1.47	0.49	**CV**

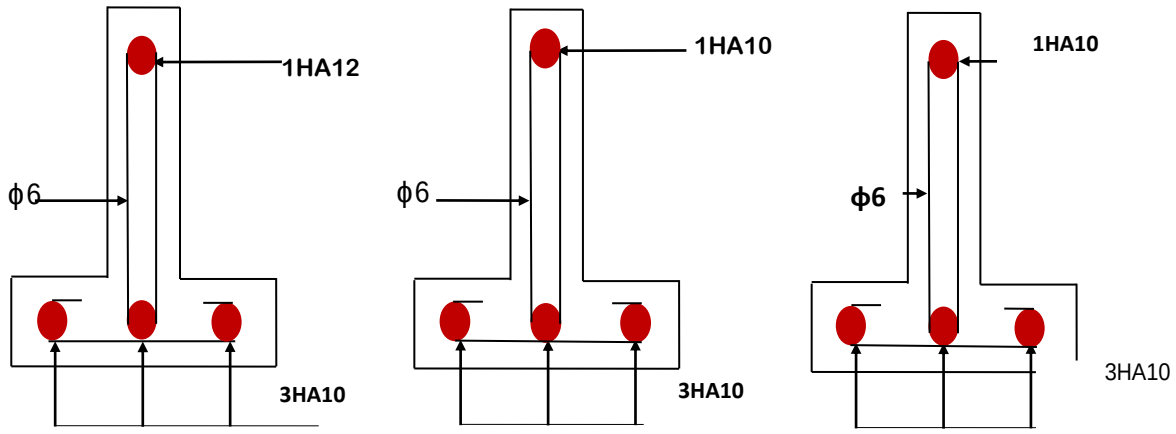
Tableau.III.5. Vérification à l'ELS plancher terrasse (type1).

➢ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{340} > \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.058 > 0.044$……CV
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0\times15} \rightarrow 0.056 > \frac{7.80}{9.18\times15} \rightarrow 0.058 > 0.056$……CV
- $\frac{A_{adp}}{b\times d} \leq \frac{3.40}{f_e} \rightarrow$ 0.02 > 0.008……CV

Donc le calcul de la flèche est inutile :

➢ **Schéma de ferraillage :**



Appui intermédiaire **Appui de rive** **En travée**

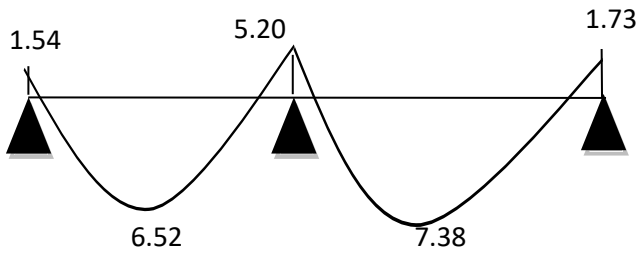
- **Étage (type1).**
- **Calcul des moments :**

Type	Distance	ELU	q_u=6.00 KN/ml		ELS	q_{ser}=4.33KN/ml	
	L(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	3.20	7.68	1.54	6.52	5.54	1.11	4.72
	3.40	8.67	5.20	7.38	6.26	3.76	5.33
			1.73			1.25	

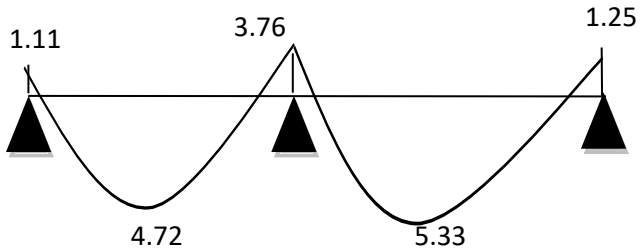
Tableau III.6. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 1ercas étage (type 1).

- **Diagrammes Des Moments :**

L'E.L.U :



L'E.L.S :

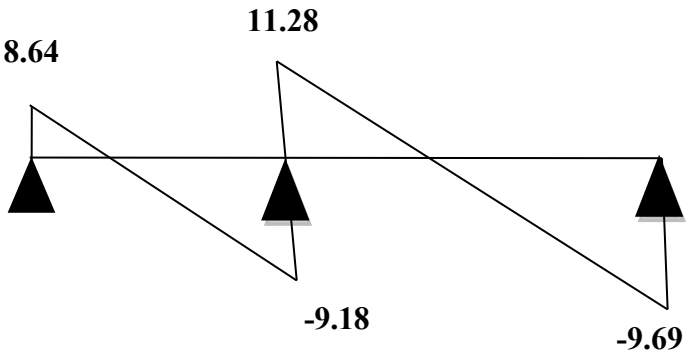


- **Calcul de l'effort tranchant :**

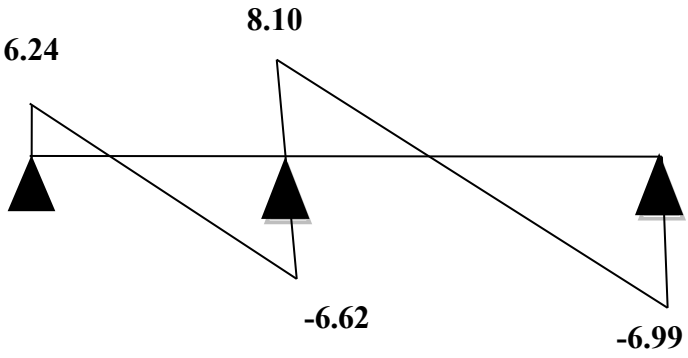
Type		Distance	ELU	q_u=6.00 KN/ml		ELS	q_{ser}=4.33KN/ml	
Appui		L(m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 1	1	3.20	9.60	8.64	-10.56	6.93	6.24	-7.62
	2	3.40	10.20	11.28	-9.18	7.36	8.10	-6.62
	3			10.71	-9.69		7.73	-6.99

Tableau.III.7. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 1).

- **L'E.L.U :**



- **L'E.L.S :**



➢ **Calcul des armatures à L'E.L.U :**

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

- M_{max} (travée) : M_u= 7.38 KN.m
- M_{max} (appui de rive) : M_u= 1.73 KN.m
- M_{max} (appui intermédiaire) : M_u=5.20 KN.m

D'après les calculs d'une section en T

- Si M_u < Mt : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- Si M_u > Mt : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

  ↳ **En travée :**

  M_t= b × h_0 × f_{bu}(d − $\frac{h0}{2}$)

  M_t = 0,65 × 0,04 × 14,16 × 10^3(0,18 − $\frac{0,04}{2}$)

  M_t = 58,91 KN.m > M_u= 7.38 KN.m

  ↳ **Sur appui :**

  - Sur appui de rive :

  M_t= 58,91 KN.m > M_u= 1.73 KN.m

  Section rectangular (b×h) = (10×20).

  - Sur appui d'intermédiaire :

  M_t= 58,91 KN.m > M_u = 5.20 KN.m

  Section rectangular (b×h) = (10×20).

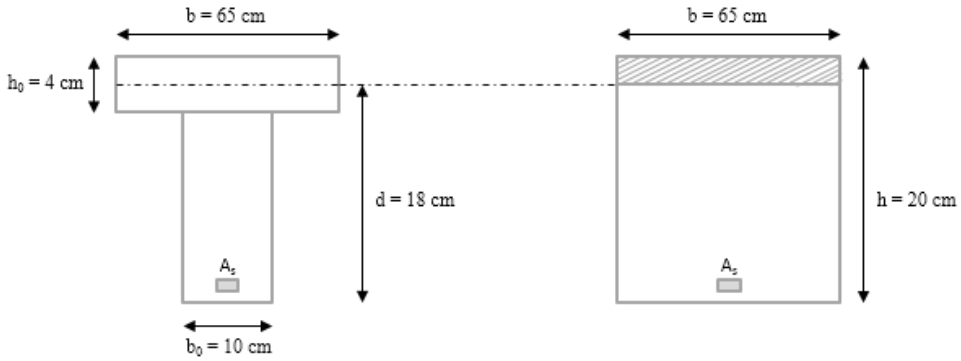


Figure.III.6 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 .d^2 .f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- Z_b = d (1− 0.4 × α)
- $A_S = \frac{M_u}{Z .\sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	M_u	b	d	μ	α	z	A_s	A_{min}	A_{adp}
Travée	7.38	65	18	0.025	0.032	17.77	1.19	1.41	3HA10=2.36
appui de rive	1.73	10	18	0.038	0.048	17.65	0.28	0.22	1HA10=0.79
appui intermédiaire	5. 20	10	18	0.113	0.150	16.92	0.88	0.22	1HA12=1.13

Tableau.III.8. Résultat de Calcul de ferraillage plancher étage (type 1).

- **Vérification à l'E.L.U :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

  ↳ **En travée :**

A_{min} = 1.41 cm² < As

↳ Sur appui :

Travée	Appui de r	0.026	1.38	0.44	**CV**
appui de rive	A_{min} = 0.22 cm² < As =0/79 0.053		1.38V	0.44	**CV**
appui	Appui intermédiaire :				

A_{min} = 0.22 cm² < As

- **Vérification de la**

$T_{u\,max}$ = 11.28 **KN**

La fissuration est considérée **non préjudiciable**

Donc :

$\tau = \min (0.2\times \frac{f_{C28}}{\gamma_b}$; 5MPa)

Donc : τ = 3.33 MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$ → avec : T_u = l'effort tranchant maximal sur appui

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{10.26\times 10^3}{100\times 180}$ =0.57 MPa

$\tau_u = 0.57 < \tau$=3.33 ……CV

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕt des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi t \leq \min (\frac{h}{35}; \phi t; \frac{b}{10})$

$\phi t \leq \min (0.571 ; 1 ; 1)$ cm.

On adopte : ϕt = 0.6 cm = 6 mm

- **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91:

St ≤ min (0.9d; 40cm) = 16.20 cm

On adopte: S_t = 15 cm

RPA99VERSION 2003:

$\frac{At}{St} \geq 0.003 b_0$

On choisir: A_t = 2HA6 = 0.57 cm²

- **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0.9\times b_0 \times d} = \frac{2\times 11.28\times 10^{-3}}{0.9\times 0.1\times 0.18}$ = 1.39MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.8 \times \frac{f c_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.8\times 25}{1.5}$ =13.33 MPa

σ_{bc} = 1.39MPa ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 13.33MPa……..CV

- **Vérification à l'E.L.S :**
  - $\alpha = 1.25(1-\sqrt{1+2\mu})$
  - $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}$
Travée	0.031	1.38	0.44	**CV**
appui de rive	0.047	1.38	0.44	**CV**
appui intermédiaire	0.134	1.38	0.44	**CV**

Tableau.III.9. Vérification à l'ELS plancher étage (type1).

➢ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{340} > \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.058 > 0.044$……CV
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} \rightarrow 0.058 > \frac{7.38}{8.67 \times 15} \rightarrow 0.058 > 0.056$……CV
- $\frac{A_{adp}}{b \times d} \leq \frac{3.40}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.008$……CV

Donc le calcul de la flèche est inutile :

➢ **Schéma de ferraillage :**

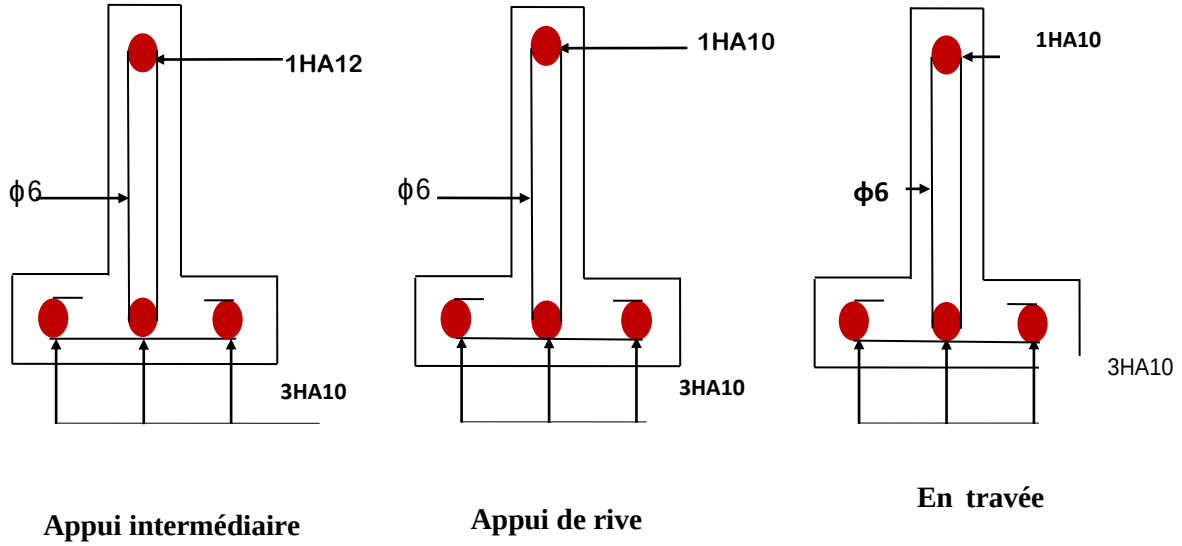


Figure.III.7 : Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 1).

➢ **Type 2 :**

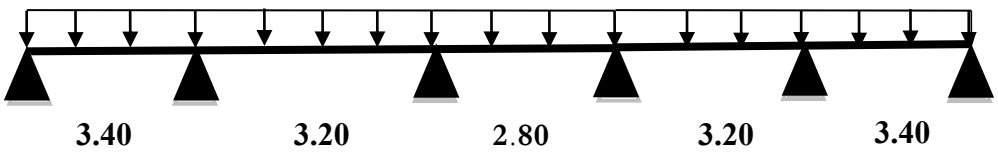


Figure.III.8 : Schéma statique de poutrelle plancher terrasse et étage (type2)

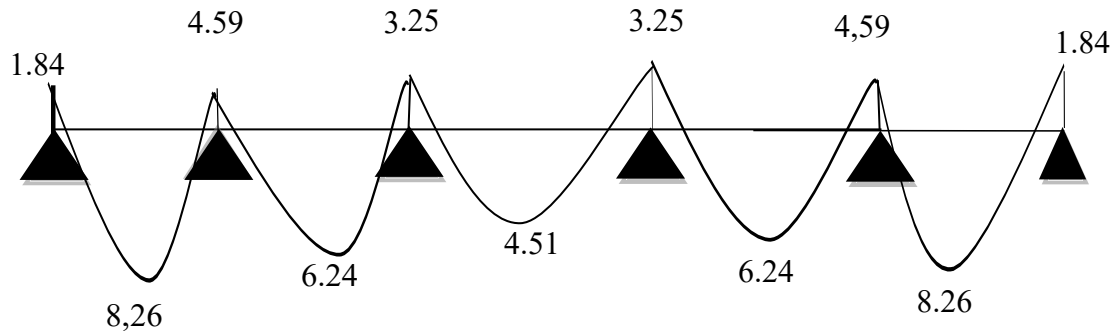
- **Terrasse (type2).**
- **Calcul des moments :**

Type	Distance	ELU	q_u = 6.35	KN/ml	ELS	q_{ser} = 4,63	KN/ml
	L (m)	M_0 (KN, M)	M_a (KN, M)	M_t (KN, M)	M_0 (KN, M)	M_a (KN, M)	M_t (KN, M)
	3.40	9.18	1.84	8.26	6.69	1.34	6,02
Type 2	3.20	8.13	4.59	6.24	5.93	3,34	4,55
	2.80	6.22	3,25	4,51	4.54	2,37	3,31
	3.20	8.13	3.25	6,24	5.93	2.37	4,55
	3.40	9.18	4.59	8.26	6.69	3,34	6,02
			1.84			1.34	

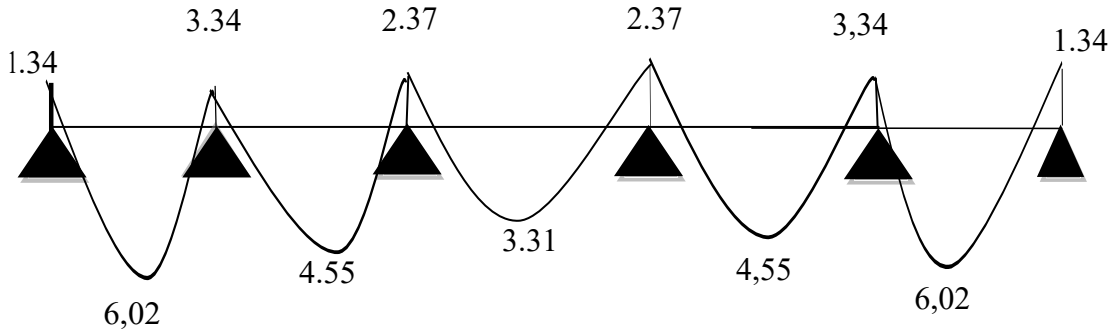
Tableau III.10. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 2ercas terrasse (type 2).

- **Diagrammes Des Moments :**

ELU :



ELS :

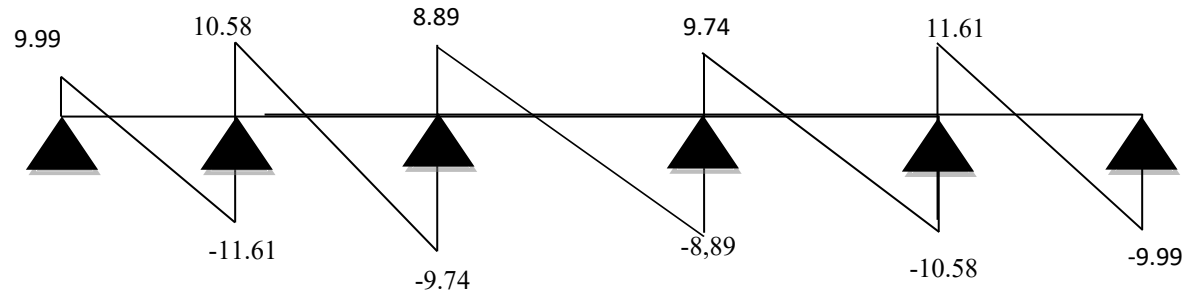


- **Calcul de l'effort tranchant :**

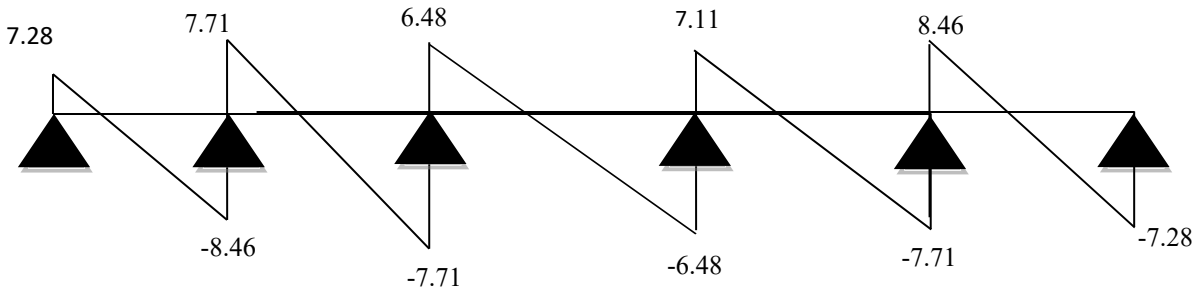
Type		**Distance**	**ELU**	**q_u = 6.35**	**KN/ml**	**ELS**	**q_{ser} = 4,63**	**KN/ml**
	travée	L (m)	T_0 (KN,M)	T_w (KN,M)	T_e(KN,M)	T_0 (KN,M)	T_w (KN,M)	T_e(KN,M)
	1	3.40	10.80	9.99	-11,61	7.87	7.28	-8.46
Type 2	2	3.20	10.16	10,58	-9,74	7.41	7,71	-7.71
	3	2.80	8.89	8,89	-8,89	6,48	6.48	-6.48
	4	3.20	10.16	9,74	-10,58	7.41	7,11	-7.71
	5	3.40	10.80	11,61	-9,99	7.87	8.46	-7,28

Tableau.III.11. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher terrasse (type 2).

- **ELU :**



- **ELS :**



- **Calcul des armatures à L'E.L. U :**

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

- M max (travée) : Mu= 8.26 KN.m
- M max (appui de rive) : Mu= 1.84 KN.m
- M max (appui intermédiaire) : Mu =4.59 KN.m

D'après les calculs d'une section en T

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

En travée :

$M_t = b \times h_0 \times f_{bu}(d - \frac{h0}{2})$

$M_t = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}16 \times 10^3 (0{,}18 - \frac{0{,}04}{2})$

$M_t = 58{,}91$ KN.m $> M_u$ =8.26 KN.m

Sur appui :

- Sur appui de rive :

M_t = 58.91 KN.m $> M_u$= 1.84 KN.m

Section rectangular (b×h) = (10×20).

- **Sur appui d'intermédiaire :**

M_t = 58.91 KN.m $> M_u$ = 4.59KN.m

Section rectangular (b×h) = (10×20).

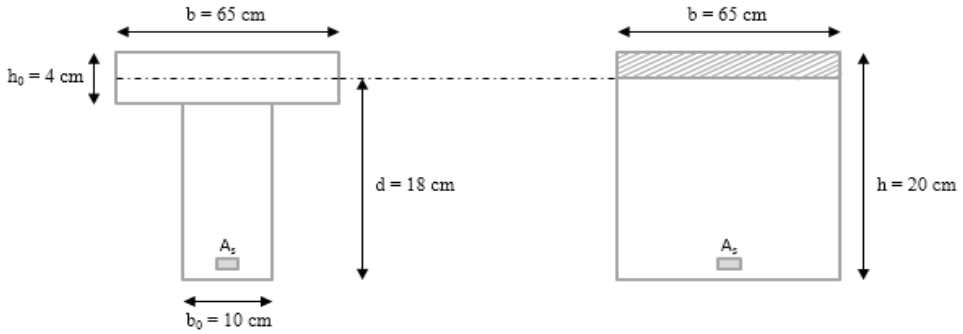


Figure.III.9: Coupe de section rectangulaire et section en T.

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 .d^2 .f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $Z_b = d\,(1 - 0.4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{Z .\sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times ft28}{fe}$

	M_u	b	d	μ	α	z	A_s	A_{min}	A_{adp}
Travée	8.26	65	18	0,028	0,035	17,75	1,34	1,41	3HA10 = 2.36
appui de rive	1.84	10	18	0,040	0,051	17,63	0,30	0,22	1HA10 = 0.79
appui intermédiaire	4.59	10	18	0,100	0,132	17,05	0,77	0,22	1HA12 = 1.13

Tableau.III.12. Résultat de Calcul de ferraillage plancher terrasse (type 2).

- **Vérification à l'E.L. U :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

- **En travée :**

A_{min} = 1.41 cm² < A_s =2.36cm²……CV

- Sur appui :
  - Appui de rive :

A_{min} = 0.22 cm² < A_s =0.79cm²……CV

  - Appui intermédiaire :

A_{min} = 0.22 cm² < A_s =1.13cm²……CV ➢

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_{u\ max}$ = **11.46 KN**

La fissuration est considérée **non préjudiciable**

Donc :

$\tau = \min (0.2\times \frac{fc28}{\gamma b}$; 5MPa)

Donc : τ = 3.33 MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ → avec : T_u = l'effort tranchant maximal sur appui

$\tau_u = \frac{Vu}{b0 \times d} = \frac{11.61\times 10\text{^}3}{100\times 180}$ =0.64 MPa

$\tau_u < \tau$ ……CV

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕt des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi t \leq \min (\frac{h}{35}; \phi t; \frac{b}{10})$

ϕt ≤ min (0.571 ; 1 ; 1) cm.

On adopte : ϕt = 0.6 cm = 6 mm

- ✓ On choisir : At = 1 HA6 = 0.28 cm²

- **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91:

St ≤ min (0.9d; 40cm) = 16.20 cm

On adopte: S_t = 15 cm

RPA99VERSION 2003:

$\frac{At}{St} \geq 0.003b0$

- **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2 \times Tu}{0.9\times b_0 \times d} = \frac{2\times 11.61\times 10^{-3}}{0.9\times 0.1\times 0.18}$ =1.43 MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.8 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.8\times 25}{1.5}$ =13.33 MPa

σ_{bc}= 1.43 MPa ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 13.33 MPa……CV

- **Vérification à l'E.L. S :**

- $\alpha = 1.25(1-\sqrt{1 - 2\mu})$
- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fc_{28}}{100}$
Travée	0,035	1,37	0,44	**CV**
appui de rive	0,051	1,37	0,44	**CV**
appui intermédiaire	0,132	1,06	0.28	**CV**

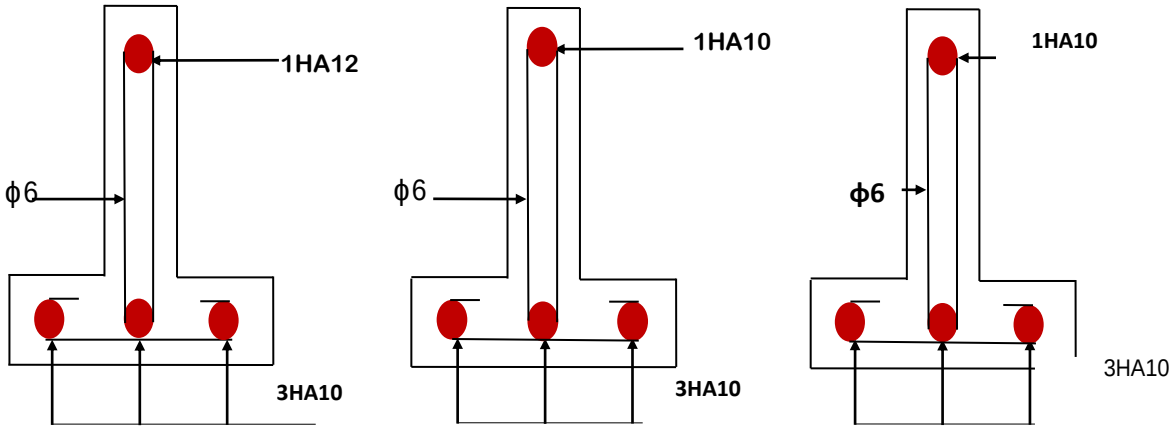
Tableau.III.13. Vérification à l'ELS plancher terrasse (type2).

➢ **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{340} > \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.060 > 0.044$……CV
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} \rightarrow 0.060 > \frac{8.26}{9.18 \times 15} \rightarrow 0.060 > 0.059$……CV
- $\frac{A_{adp}}{b \times d} \leq \frac{3.40}{f_e} \rightarrow \rightarrow 0.020 > 0.009$……CV

Donc le calcul de la flèche est inutile :

➢ **Schéma de ferraillage :**



Appui intermédiaire **Appui de rive** **En travée**

Figure.III.10 : Schéma de ferraillage des poutrelles plancher terrasse (type 2).

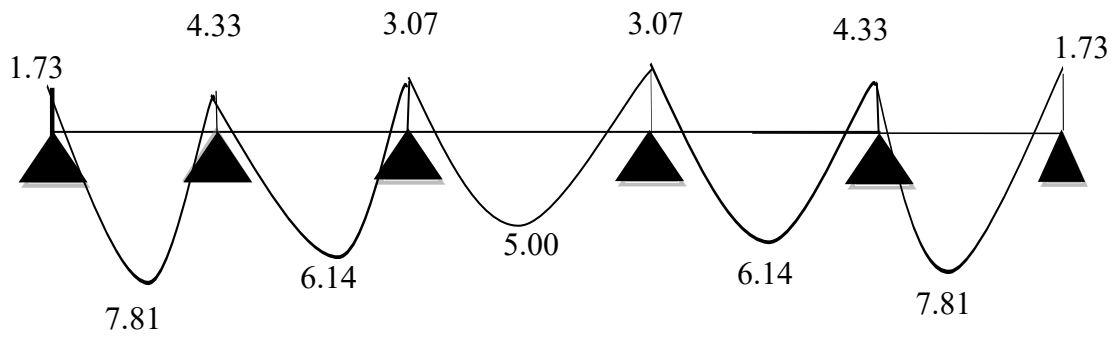
- **Étage (type2).**
- **Calcul des moments :**

Type	Distance	ELU	q_u = 6.00	KN/ml	ELS	q_{ser} = 4,33	KN/ml
	L (m)	M_0 (KN,M)	M_a (KN,M)	M_t (KN,M)	M_0 (KN,M)	M_a (KN,M)	M_t (KN,M)
	3,40	8,67	1,73	7,81	6,26	1,25	5,64
Type 2	3,20	7,68	4.33	6,14	5,54	3.13	5,26
	2,80	5,88	3.07	5,00	4,24	2.22	3,60
	3,20	7,68	3,07	6,14	5,54	2.22	5.26
	3,40	8,67	4,33	7.81	6,26	3,13	5.64
			1.73			1,25	

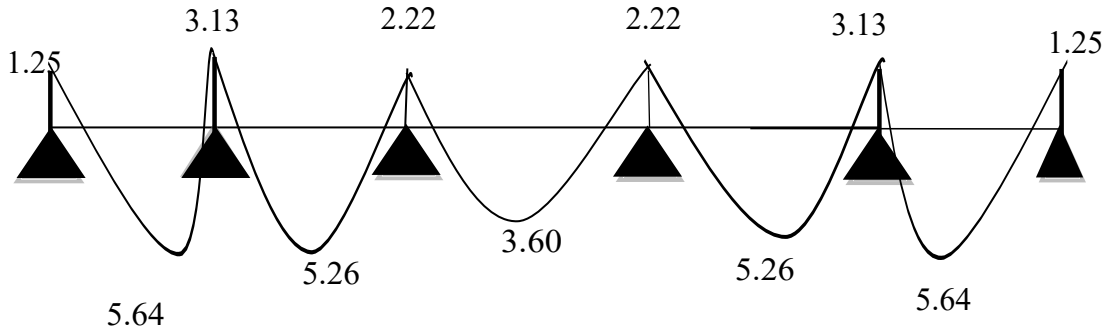
Tableau III.14. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS 2ercas étage (type 2).

- **Diagrammes Des Moments :**

L'E.L.U :



ELS :

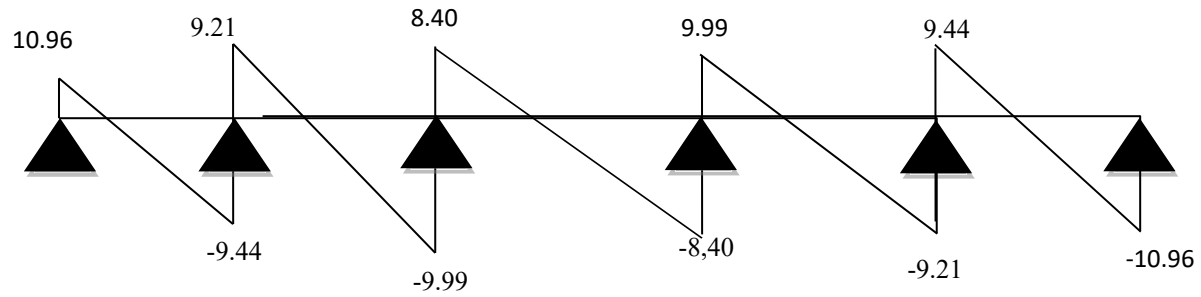


- **Calcul de l'effort tranchant :**

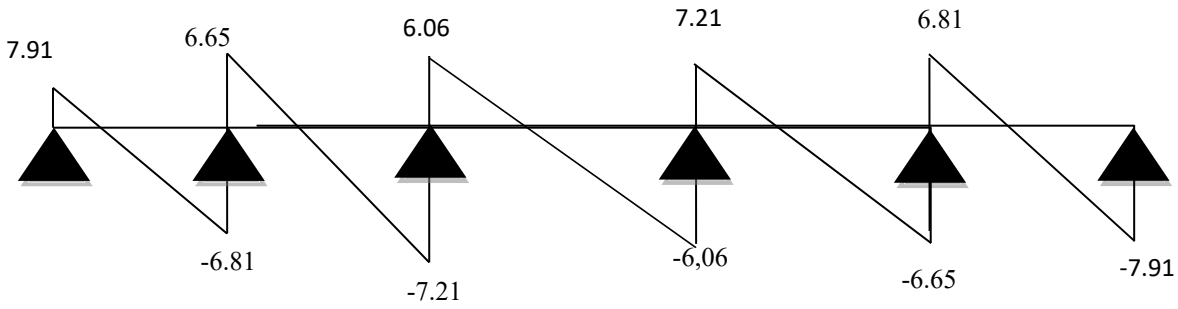
Type		Distance	ELU	q_u = 6.00	KN/ml	ELS	q_{ser} = 4,33	KN/ml
	travée	L (m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
	1	3,40	10,2	10,96	-09,44	7,36	7,91	-6.81
Type2	2	3,20	9,6	09,21	-9,99	6,93	6,65	-7,21
	3	2,80	8,4	8,40	-8,40	6,06	6,06	-6,06
	4	3,20	9,6	9,99	-09,21	6,93	7,21	-6,65
	5	3,40	10.2	09,44	-10,96	7,36	6,81	-7,91

Tableau.III.15. Calcul des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS plancher étage (type 2).

ELU :



ELS :



➢ **Calcul des armatures à L'E.L. U :**

Le calcul se fait à l'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

- M max (travée) : Mu= 7.81 KN.m
- M max (appui de rive) : Mu= 1.73 KN.m ▪ M max (appui intermédiaire) : Mu =4.33 KN.m

D'après les calculs d'une section en T

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

En travée :

$M_t = b \times h_0 \times f_{bu}(d - \frac{h0}{2})$

$M_t = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}16 \times 10^3 (0{,}18 - \frac{0{,}04}{2})$

$M_t = 58{,}91$ KN.m $> M_u$ =7.81 KN.m

Sur appui :

- Sur appui de rive :

M_t = 58.91 KN.m $> M_u$ = 1.73 KN.m

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

- **Sur appui d'intermédiaire :**

M_t = 58.91 KN.m > M_u= 4.33 KN.m

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

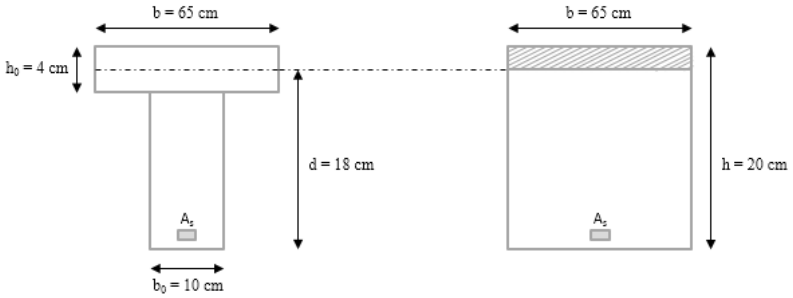


Figure.III.11 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u	b	d	μ	α	z	A_s	A_{min}	A_{adp}
Travée	7,81	65	18	0,026	0,033	17,76	1,26	1,41	3HA10= 2.36
appui de rive	1,73	10	18	0,037	0,047	17,66	0,28	0,22	1HA10 = 0.79
appui intermédiaire	4,33	10	18	0,094	0,124	17,11	0,73	0,22	1HA12= 1,13

Tableau.III.16. Résultat de Calcul de ferraillage plancher étage (type 2).

- **Vérification à l'E.L. U :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**
  - **En travée :**

Amin = 1.41 cm^2 < As =2.36cm^2……CV

- Sur appui :
  - Appui de rive :

Amin = 0.22 cm^2 < As =0.79cm^2……CV

- Appui intermédiaire :

Amin = 0.22 cm^2 < As =.1,13cm^2……CV

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Tu max = **10. 96 KN**

La fissuration est considérée **non préjudiciable**

Donc :

τ = min (0.2× $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5MPa)

Donc : τ = 3.33 MPa

$\tau_{u = =} \frac{T_u}{b_0 \times d}$ → avec : T_u = l'effort tranchant maximal sur appui

$\tau_{u = =} \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10.96\times 10\text{^}3}{100 \times 180}$ =0.61 MPa

$\tau_u < \tau$ …….CV

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕt des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi t; \frac{b}{10}\right)$

$\phi t \leq \min(0.571 ; 1 ; 1)$ cm.

On adopte : ϕt = 0.6 cm = 6 mm

- **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91:

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 16.20$ cm

On adopte: $S_t = 15$ cm

RPA99VERSION 2003:

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$

- **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2 \times Tu}{0.9 \times b0 \times d} = \frac{2 \times 10.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 0.18} = 1.35$MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.8 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33$ MPa

$\sigma_{bc} = 1.35$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 13.33$MPa……..CV

- **Vérification à l'E.L. S :**
  - $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
  - $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$
Travée	0,035	1,38	0,44	CV
appui de rive	0,051	1,38	0,44	CV
appui intermédiaire	0,132	1,38	0,44	CV

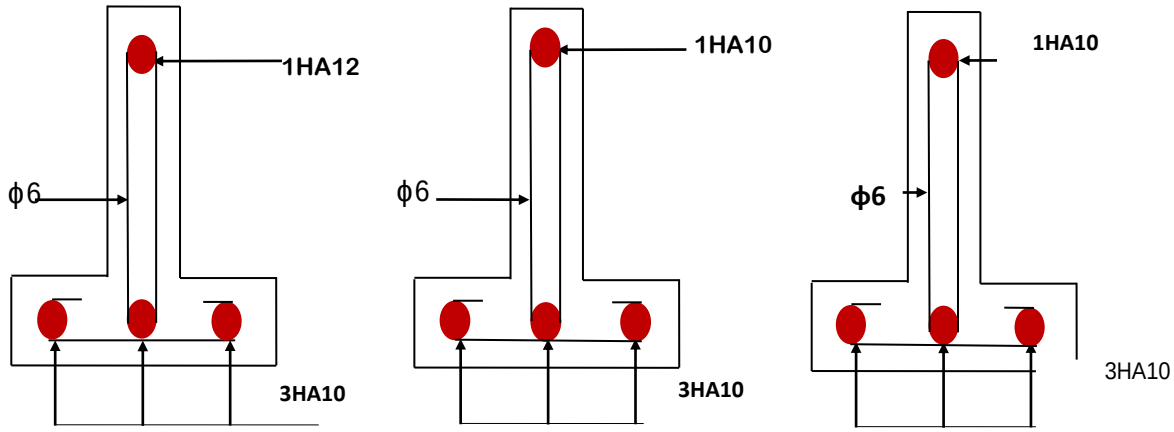
Tableau.III.17. Vérification à l'ELS plancher étage (type2).

- **Vérification de flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{340} > \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.058 > 0.044$……CV
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} \rightarrow 0.056 > \frac{7,81}{8.67 \times 15} \rightarrow 0.060 > 0.058$……CV
- $\frac{A_{adp}}{b \times d} \leq \frac{3.40}{f_e} \rightarrow \rightarrow 0.02 > 0.009$……CV

Donc le calcul de la flèche est inutile :

- **Schéma de ferraillage :**



Appui intermédiaire **Appui de rive** **En travée**

Figure.III.22: Schéma de ferraillage des poutrelles plancher étage (type 2).

III.3.3.La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferraillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (Art. B.68. BAEL91) comme suit :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

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

Avec :

L_1: Distance entre l'axe des poutrelles (L_1=60 cm).

A_1: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2: Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

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

f_e= 400MPa

On a : $L_1 = 65cm \Rightarrow 50 \leq 65cm \leq 80$

$$A_{perp} = \frac{4.L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65cm^2/ml$$

On adopte : $\mathbf{5T6 = 1.41\ cm^2}$

- espacement de : $\mathbf{S_t = \frac{100}{5} = 20cm}$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$A_{paral} = \frac{A_{perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0{,}325cm^2/ml$

On adopte : $\mathbf{5T6 = 1.41\ cm^2}$

- espacement de : $\mathbf{S_t = \frac{100}{5} = 20cm}$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

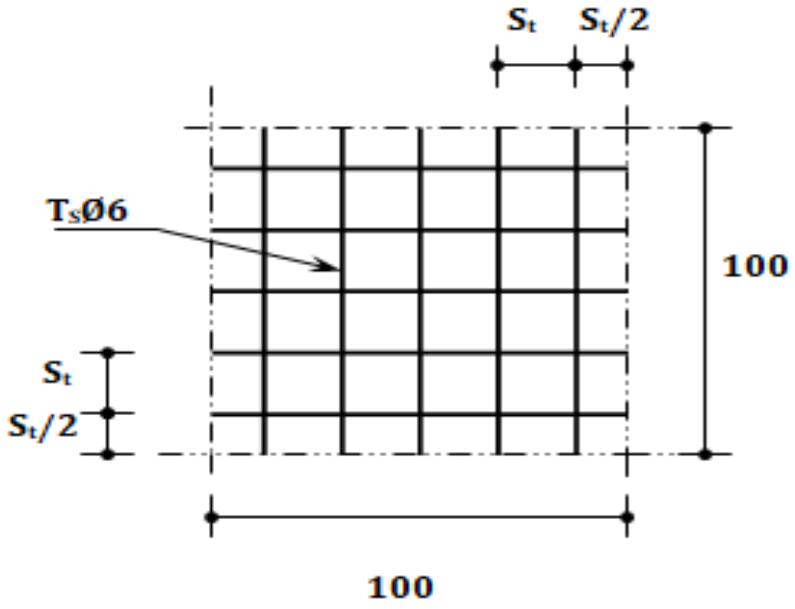


Figure III.23 Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.4 Les Balcons :

III.4.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres. Il est calculé comme une console et ferraillée à la flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

Dans notre cas on a un seul type de balcon :

- Balcons encastrés sur **trois côtés.**

III.4.2.Balcons encastrés sur trois côtés :

$L_x = 1.30\ m\ ; L_y = 2.90\ \ m$

$\Longrightarrow$

Donc : on prend une épaisseur : e= 15 cm.

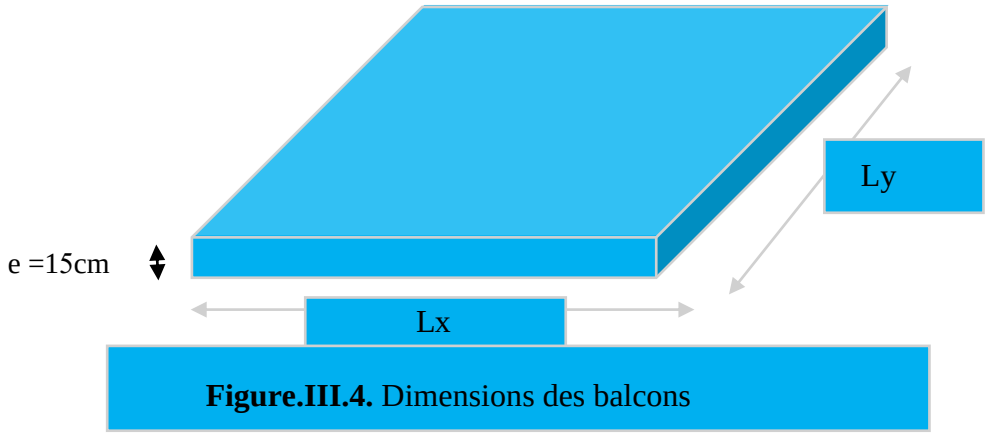


Figure.III.4. Dimensions des balcons

Après le pré-dimensionnement, on ’a obtenu

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de la console.

$$e_p \geq \frac{130}{10} = 1\,3\ cm$$ Soit : **e_p =15 cm**

Le balcon à calculer est en dalle pleine, dont les dimensions suivantes :
Largeur = 1,30m
Longueur = 2,90m

Figure.III.28. Schéma du balcon encastré sur trois c

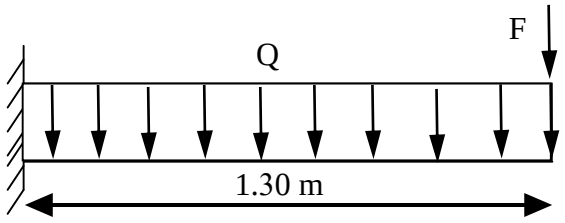


Figure III.1 : Schéma statique du balcon

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Désignation	**Masse volumique (KN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (KN/m)**
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de Sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36

Tableau : Charges sur le balcon.

Charges permanentes : G=5,27 KN/m^2

Les surcharges d'exploitations de la dalle est donnée par le DTR **:** Q = 3,5 KN/m²

La surcharge due à la main courante : F= 1 KN/m^2

La charge de concentration due au poids du garde-corps : g = 0,9 KN/m^2.

III-3) Combinaisons de charges :

E.L.U :

La dalle : q_u= (1,35G +1,5Q) x 1m= 12,36 KN/m

Main courante : q_{ul}= 1,5 x 1 = 1,5 KN/m

Garde-corps : g_u= 1,35 x 0,9 = 1,22 KN/m

E.L.S :

La dalle : q_s= Q + G = 8,77KN/m

Main courante : q_{1s} =1 KN/m

Garde-corps : g_s= 0,9 KN/m

Moment provoqué par la surcharge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u . l^2}{2} = \frac{12,36 x 1,3^2}{2} = 10,44 kN/ml$$

Moment provoqué par la main courante:

M_q = q_{ul} x 1m = 1,5 x 1 = 1,5 kN/ml

Moment provoqué par la surcharge g_u:

M_{gu} = g_u x L = 1,22 x 1,3 = 1,586 kN/ml

Le moment total est M_u = M_{qu} + M_q + M_{gu} = 13.53 kN.m

III-4) Ferraillage :

- **Les armatures principales :**

$$e_u = \frac{M_u}{q l_u} = \frac{13,53}{1,5} = 9,02m$$

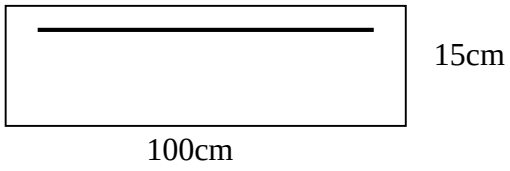
$$e_u = \frac{h_c}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5cm \quad \rightarrow$$ section partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13{,}53\times10^{3}}{100\times12^2\times14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$$ Section simplement armée.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13{,}53\times10^{3}}{0.964\times12\times348} = 3{,}36 cm^2$$



On adopte 4HA12= 4,52 cm^2 Avec : St = 25cm

- **Les armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13 cm^2$ On adopte 4HA8 = 2,01 cm^2 Avec : S_t = 25 cm

III-5) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23\times100\times12\times2.1}{400} = 1.45 cm^2$$

$A_{min} = 1.45 cm^2 < A_{adoptée} = 4{,}52 cm^2$ Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :** **[B.A.E.L. 91/Art.5.1.42]**

Armatures principales : $S_t \le \min\{3h ; 33cm\} = 33cm > S_t = 25cm$
Armatures de répartition : $S_t \le \min\{4h ; 45cm\} = 45cm > S_t = 25cm$

Condition vérifiée.

- **Vérification de l'ancrage :** **[B.A.E.L. 91/Art.6.1.253]**

$\tau_{se} = 0{,}6\times\psi^2\times f_{t28} = 2{,}835$ MPa

$$L_s = \frac{\phi\times f_e}{4\times\tau_{se}} = \frac{1{,}2 \quad 400}{4\times2{,}835} = 42{,}3 \text{ cm} > e = 30 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$L_r = 0{,}4\times L_s = 16{,}9$ cm

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :**

(Art6.13/BAEL 91)

$V_u = q_u + g_u = 12.36 + 1.3 \times 1{,}22 = 13{,}95$ KN.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \, ft_{28} = 3.15\,MPa$

$\Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.07 cm^2$

$$\tau_{se} = \frac{13{,}95 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.07} = 0.857 MPa < \bar{\tau}_{se}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ => Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :**

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2.5$ MPa (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{\overline{13{,}95} \times 10}{100 \times 12} = 0.11 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5\,MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-6) Vérification à l'E.L.S. :

$M_s = q_s \ L^2/2 + q_{1s} \ l + g_s \times L$

$M_s = 8{,}77 \times (1{,}30)^2 / 2 + 1 \times 1 + 0{,}9 \times 1{,}30 = 9.58$KN.m

- **Ferraillage :**

$$\mu = \frac{Ms}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9{,}58 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14{,}2} =$$

$\mu_b = 0{,}047 < \mu_R = 0{,}392$ $\Rightarrow$Le ferraillage adopté à l'E.L.U. est vérifié.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Section rectangulaire ;
- Nuance des aciers FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,53}{9,58} = 1,41$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \alpha = 0,0907 < \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

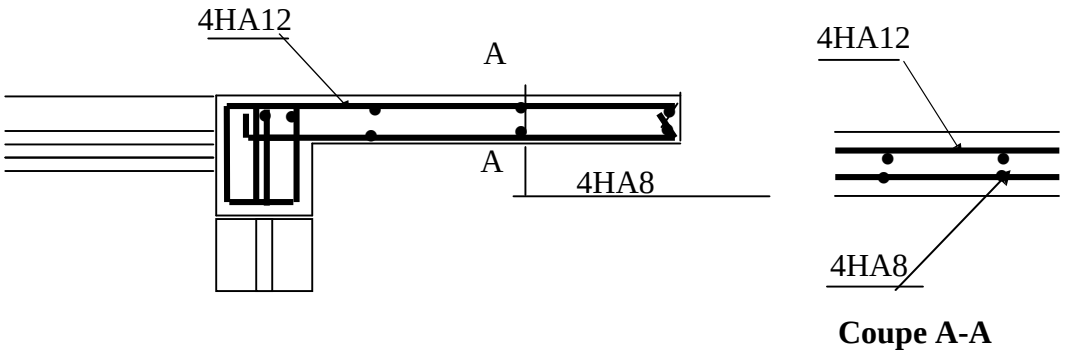


Figure : Plan de ferraillage du balcon.

III.5. Les escaliers :

III.5.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place.

- Pour notre cas, on a principalement un type d'escalier avec deux volées identiques.

III.5.2 Calcul des escaliers :

III.5.2.1 Escalier étage + RDC :

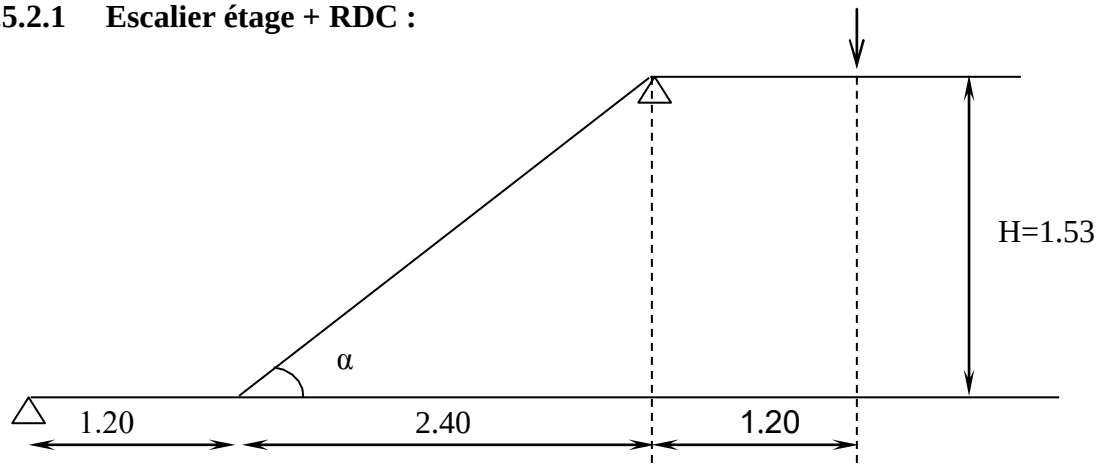


Figure.III.33 : Schéma statique de l'escalier

Les calculs sont fera pour une bande de 1m

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	1.35G+1.5Q	G+Q
palier	5.27	2.5	10.86	7.77
paillasse	8.10	2.5	14.69	10.60

Tableau. III.48. Combinaison des charges.

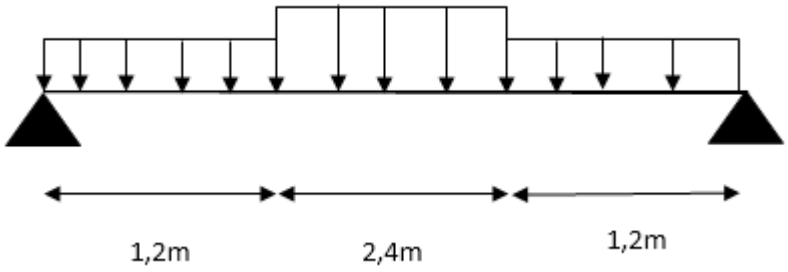


Figure. III.26 distribution des charges

➢ **La charge équivalente :**

$$G_{eq}=\frac{\sum G_i \times l_i}{l_i}$$

$$G_{eq}=\frac{(1.20\times5.27)+(2.40\times8.10)+(1.20\times5.27)}{1.20+2.40+1.20}=\mathbf{6.69\ KN/m}.$$

Q=2.5 KN/m

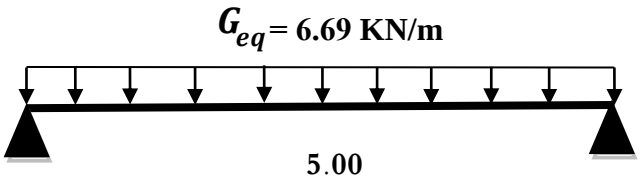


Figure III.35 : La charge équivalente.

➢ **Les combinaisons des charges :**

ELU :

q_u= 1.35G_{eq}+1.5Q

q_u = (1.35×6.69) + (1.5×2.5) = **12.78 KN/m**

ELS :

q_{ser}= G_{eq}+Q

q_{ser} = 6.69+ 2.5= **9.19KN/m**

➢ **Sollicitation de calcul de l'escalier :**

ELU :

- Moment isostatique :$M_{0u}=\frac{q_{u\times}l^2}{8}=\frac{12.78\times5^2}{8}$ = 39.94KN.m
- Moment sur appui : M_{au} = 0.3M₀= 11.98KN.m
- Moment en travée : M_{tu}=0.85M₀= 33.95 KN.m

ELS :

- Moment isostatique :$M_{0\ ser}=\frac{q_{ser\times}l^2}{8}=\frac{9.19\times5^2}{8}$ = 28.72KN.m
- Moment sur appui : $M_{a\ ser}$= 0.3M₀= 8.62 KN.m
- Moment en travée : $M_{t\ ser}$=0.85M₀= 24.41KN.m

➢ **Calcul du ferraillage :**

➢ **Les armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple pour une bande de 1 ml, la section du béton est (b×h) = (100x15)cm^2 .

On a: d = 0.9×h = 0.9×15= 13.5 cm

$f_{bu}=\frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$; $\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}$; $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$

f_{c28} (Mpa)	θ	f_{t28}(Mpa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu}(Mpa)	σ_s(Mpa)	f_e (Mpa)
25	1	2.1	1.5	1.15	13.5	14.16	348	400

On utilise les formules suivent :

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times fbu}$ $\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1\text{-}2\mu}\right)$ $Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$ $A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{s\,min}$ (cm^2)	A_s (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
Travée	100	13.5	33.95	0.132	0.178	12.54	1.63	7.78	4HA16=8.04
Appui	100	13.5	11.98	0.046	0.059	13.18	1.63	2.61	4HA10=3.14

Tableau.III.49. Les Résultats du calcul du ferraillage de l'escalier.

⇨ **Les armateurs de réparation :**

$\mathbf{A_r = \frac{A_s}{4}}$

Section	A_r (cm^2)	$A_{s\,min}$ (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	S_t (cm)
Travée	2.01	1.63	4HA16=8.04	25
Appui	0.79	1.63	4HA10=3.14	25

Tableau. III. 50. Les Résultats du calcul de ferraillage des armatures de répartition.

➢ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33) = \min(3 \times 15\,, 33) = \min(45\,, 33) = 33\ cm$

↳ **En travée :** St=25 cm< $33cm$ ……..cv.

↳ **En appuis :** S_t=25 cm< $33cm$ ……..cv.

➢ **Vérification à l'E.L. U :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s\,min} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

↳ **En travée :**

$A_{s\,min} = 1.63\ cm^2 <$ A_s =8.04 cm^2…….CV

- **En appuis :**

$A_{s\,min} = 1.63\ cm^2 < A_s = 3.14\ cm^2$……CV

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_l}}$ → Fissuration non préjudiciable

$\overline{\tau_l} = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right\} \rightarrow \overline{\tau_l} = min\{3.33\ ; 5MPA\} = 3.33\ MPa$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ → **Avec $\boldsymbol{V_u}$** : L'effort tranchant maximal sur appui.

$V_u = \frac{q \times l}{2}$ $\frac{12.78 \times 5.00}{2} = 31.95$ KN

$\tau_u = \frac{31.95 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.236\text{MPA} \rightarrow \tau_u = 0.236\text{MPA} < \overline{\tau_l} = 3.33$ MPA ……**CV**

- **Vérification des contraintes du béton à ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left\{\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}\right\} \rightarrow \ \gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Section	α	$\boldsymbol{\gamma = \frac{M_u}{M_s}}$	$\boldsymbol{\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}}$	$\boldsymbol{\alpha \leq \left\{\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}\right\}}$
Travée	0.178	1.39	0.45	**CV**
Appui	0.059	1.39	0.45	**CV**

Tableau.III.51. Vérification des contraintes de béton à ELS.

- **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

- **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivant sont vérifié, le calcul de flèche est

$$\left\{\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \ \Longmapsto \ \frac{15}{500} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.03 \leq 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{CNV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Longmapsto \frac{15}{500} \geq \frac{33.95}{10 \times 39.94} \rightarrow 0.03 \leq 0.085 \ldots\ldots\text{CNV} \\ \frac{AS}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Longmapsto \frac{8.04}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0059 \leq 0.0105 \ldots\ldots\text{CV} \end{array}\right\}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

- **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

- f_{gv}: f_{gi}: Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{l}{500} \text{ ……..Si : L} \leq 5m \\ \bar{f} \geq \frac{l}{1000} + 0.5 \text{ ……..Si : L} > 5m \end{cases}$$

D'après le BAEL91 :

$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$; $f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

- **Moment d'inertie de la section réduite :**

$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$

Avec **A'=0 ;** **A_s= 8.04 cm²**

$100y^2 + 241.2y - 3256.2 = 0$

⇒ **y = 4.37 cm.**

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A_s(d - y)^2]$; η : Coefficient d'équivalence 15.

$I = 10748.29$ **cm** ^{4}

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

$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s.d\right)/(b.d + 15A_s) = \mathbf{8.76\ cm}$

$\mathbf{I_0 = 28944.59\ cm^4}$

$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{8.04}{100\times13.5} = \mathbf{0.0059}$; $\lambda_p = \frac{2}{5}\lambda_i \rightarrow \lambda_i = \frac{0.05F_{t28}}{5\rho} = \mathbf{3}.56$ **MPa**.

$\lambda_p = \frac{2}{5}\lambda_i$ =**1.42 MPa**

$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}}$; $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{F_{c28}}$

y (cm)	I (cm^4)	V (cm)	I_0 (cm^4)	ρ	λ_i(MPa)	λ_p(MPa)	E_i (MPa)	E_v(MPa)
4.37	10748.29	8.76	28944.59	0.0059	3.56	1.42	32164.2	10818.87

Tableau.III.52. Déférent coefficient pour le calcul de la flèche.

- **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : ≪ f_{gv} ; f_{gi} ≫**

La combinaison q=G ……pour 1m

- **Paillasse** → $q_1 = 8.10$ KN/ml
- **Palier** → $q_2 = 5.27$ KN/ml
- $G_{eq} = \frac{(1.20\times5.27)+(2.40\times8.10)+(1.20\times5.27)}{1.20+2.40+1.20} = \mathbf{6.69\ KN/m}$.
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}\times l^2}{8} = \frac{6.69\times5^2}{8}$ = 20.91KN.m
- Moment sur appui : M_{a1}= 0.3M_0= 6.27KN.m
- Moment en travée : M_t=M_s =0.85M_0= 17.77KN.m

$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15\ x17.77\times\ 10^6(135-43.7)}{10748.29\times10^4} = 226.42$ MPA

$\mu = 1 - \left\{\frac{1.75\times F_{t28}}{4\rho\times\sigma_s + F_{t28}}\right\} = 0.506$

$I_{fi} = \frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_I\times\mu} =$ 11365.57cm^4

$\rightarrow f_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} = 10.86\ mm \rightarrow 1.086\ cm$

$I_{fv} = \frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_p\times\mu} = 19690.08\ cm^4$

$\rightarrow$ $\mathbf{f_{gv}} = \frac{M_s l^2}{10E_v I_{fv}} =$ **20.85 mm** $\rightarrow$ $\mathbf{2.0}85\ \boldsymbol{cm}$

- **Calcul de la Flèche due à j 'f_{ji}' :**
- **Paillasse** → $q_1 = 8.10\times1.35 = 10.94$ KN/ml
- **Palier** → $q_2 = 5.27\times1.35 = 7.11$ KN/ml

- $\boldsymbol{G_{eq}} = \frac{(1.20\times7.11)+(2.40\times10.94)+(1.20\times7.11)}{1.20+2.40+1.20} = 9.02\ \mathbf{KN/m}$.
- Moment isostatique :$M_0 = \frac{q_{eq\times l^2}}{8} = \frac{9.02\times5^2}{8}$ = 28.19KN.m
- Moment sur appui : M_{a1}= 0.3M_0= 8.46KN.m
- Moment en travée : M_t=M_s =0.85M_0= 23.96KN.m

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15\times23.96\times10^6(135-43.7)}{10748.29\times10^4} = 305.29\ \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left\{\frac{1.75\times F_{t28}}{4\rho\times\sigma_s + F_{t28}}\right\} = 0.605$$

$$I_{fj} = \frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_I\times\mu} = 10095.45\ \text{cm}^4$$

$$\rightarrow \boldsymbol{f_{ji}} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fj}} = \mathbf{1}8.45\ \boldsymbol{mm} \rightarrow \mathbf{1}.845\boldsymbol{cm}$$

- **Calcul de la Flèche due à G+Q '$\boldsymbol{f_{pi}}$' :**
- **Paillasse** → $q_1 = 8.10 + 2.5 = 10.6$ KN/ml
- **Palier** → $q_2 = 5.27 + 2.5 = 7.77$ KN/ml
- $\boldsymbol{G_{eq}} = \frac{(1.20\times7.77)+(2.40\times10.6)+(1.20\times7.77)}{1.20+2.40+1.20} = \mathbf{9.1}8\ \mathbf{KN/m}$.
- Moment isostatique :$M_0 = \frac{q_{eq\times l^2}}{8} = \frac{9.18\times5^2}{8}$ = 28.69KN.m
- Moment sur appui : M_{a1}= 0.3M_0= 8.61KN.m
- Moment en travée : M_t=M_s =0.85M_0= 24.39KN.m

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15\times24.39\times10^6(135-43.7)}{10748.29\times10^4} = 310.77\ \text{MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{\frac{1.75\times F_{t28}}{4\rho\times\sigma_s + F_{t28}}\right\} = 0.610$$

$$I_{fp} = \frac{1.1\times I_0}{1+\lambda_I\times\mu} = 10038.80\ \text{cm}^4$$

$$\rightarrow \boldsymbol{f_{pi}} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fp}} = \mathbf{1}8.88\ \boldsymbol{mm} \rightarrow \mathbf{1}.888\boldsymbol{cm}$$

$$\Delta\mathbf{f_t} = \mathbf{f_{gv}} - \mathbf{f_{ji}} + \mathbf{f_{pi}} - \mathbf{f_{gi}}$$

$$\Delta f_t = 2.085\text{-}1.845\text{+}1.888\text{-}1.086$$

$$\Delta\mathbf{f_t} = \mathbf{1.0}42\ \mathbf{cm}$$

$$L = 5.00\ m \rightarrow \bar{f} \leq 0.5 + \frac{500}{500} = \mathbf{1.5}\ \boldsymbol{c}$$

$$\Delta f_t = 1.042 \text{ cm} \quad < \bar{f} = 1.5 \text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

III.5.2.1.1 Etude de la poutre palier :

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 2 volées on réalise une poutre palière.

III.5.2.1.2. Pré dimensionnement :

Selon « BAEL » les dimensionnements de la poutre sont :

$$\frac{l}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{l}{10} \rightarrow \boldsymbol{l} = 280\ \boldsymbol{cm}$$

$$\frac{280}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18.66cm \leq \boldsymbol{h} \leq 28cm$$

On prond $\boldsymbol{h} = 35\boldsymbol{cm}$

$$0.3h \leq \boldsymbol{b} \leq 0.7h \rightarrow 10.5 \leq \boldsymbol{b} \leq 24.5$$

$$\begin{cases} \mathbf{h} = 35 \text{ cm} \\ \mathbf{b} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de la R.P.A 99/2003

h ≥ 30 cm ... ...**CV**

b ≥ 30 cm ... ...**CV**

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{=} 1.16 \leq 4$ ... ... **CV**

Donc : nous prenons la section de la poutre palière (b × h) = (30×35) cm²

➢ **Calcul des sollicitations :**

⇨ **A l'état limite ultime :**

- Poids propre de la poutre : $\mathbf{G_P} = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62\ \mathbf{KN/m}$
- Les charges transmises par l'escalier : $\mathbf{R} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.78 \times 2.8}{2} = \mathbf{17.89 KN/m}$
- Poids du mur : (1.53-0.35) ×2.71= **3.20 KN/m**

Donc : $\mathbf{q_{utot}} = 1.35(G_P + G_{mur}) + R = 1.35(2.62 + 3.20) + 17.89 = 25.75\mathbf{KN/m}$

➢ **Moment fléchissant à l'ELU :**

- Moment isostatique : $\mathbf{M_0} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{25.75 \times 2.8^2}{8} = 25.23\ \mathbf{KN/m}$
- Moment en travée : $\mathbf{M_t} = 0.85\ M_0 = 21.44\ \mathbf{KN/m}$
- Moment sur appui : $\mathbf{M_a} = 0.4\ M_0 = \mathbf{10.09}\ \frac{\mathbf{KN}}{\mathbf{m}}$

⇨ **A l'état limite service :**

- Poids propre de la poutre : $\mathbf{G_P} = 0.30 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{2.62\ KN/m}$
- Poids propre de la paillasse : $\mathbf{R} = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{9.19 \times 2.8}{2} = \mathbf{12.87\ KN/m}$
- Poids du mur : (1.53-0.35) ×2.71= **3.20 KN/m**
- **Donc :** $\mathbf{q_{ser\ tot}} = G_P + R = (2.62 + 3.20) + 12.87 = \mathbf{18.69\ KN/m}$

➢ **Moment fléchissant à l'ELS :**

- Moment isostatique **:** $\mathbf{M_0} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{18.69 \times 2.8^2}{8} = \mathbf{18.32\ KN/m}$
- Moment en travée **:** $\mathbf{M_t} = 0.85\ M_0 = \mathbf{15.57 KN/m}$
- Moment sur appui **:** $\mathbf{M_a} = 0.4\ M_0 = \mathbf{7.33\ KN/m}$

➢ **Ferraillage de la poutre palière :**

⇨ **Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :**

On a :

$$\mathbf{f_{bu}} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16\ \text{Mpa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 * \alpha_u \ ; \ A_{st\,u} = \frac{M_u}{\beta_u * d * f_{su}} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

h = 35cm ; b=30 cm ; d= 0.9h=31.5 cm

Section	B (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{s\,min}$ (cm^2)	A_s (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
Travée	30	31,5	21.44	0.051	0.065	30.68	1.14	2.01	3HA12=3.39
Appui	30	31.5	10.09	0.024	0.030	31.12	1.14	0.93	3HA10=2.36

Tableau.III.53. Résultats du calcul du ferraillage de poutre palier.

- **Vérification a l E.L.U:**

⇨ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \leq A_s$$

- **En travée :** $1.30 \leq 6.03$ ... ... $\boldsymbol{cv}$
- **Sur appui :** $1.30 \leq 3.39$ ... ... $\boldsymbol{cv}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_l$

$\bar{\tau}_l = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right\}$ → Fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_l = min\{3.33\,; 5MPA\} = 3.33\ MPA$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ V_u : L'effort tranchant maximal sur appui.

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{25.75 \times 2.8}{2} = 36.05 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{36.05 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.38\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_l = 3.33 \text{ MPA}$ ……**CV**.

- **Calcul des armatures d'âmes :**

$s_t \leq \min\{0.9d\,; 40 \text{ cm}\} = \min\{28.35\,; 40\} = 28.35 \text{ cm}$

$s_t \leq 28.35 \text{ cm} \rightarrow \boldsymbol{s = 25 \text{ cm}}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.40 \text{ Mpa}\right\} = 0.40\text{Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4\frac{b \times s_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{300 \times 250}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ ⇒ On adopte $\boldsymbol{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

- **Vérification a l E.L.S:**

⇨ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right)$

Section	α	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{F_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \left\{\frac{\gamma-1}{2}+\frac{F_{c28}}{100}\right\}$
Travée	0.065	1.37	0.43	**CV**
Appui	0.030	1.37	0.43	**CV**

Tableau. III.54. Vérification des contraintes de béton à ELS.

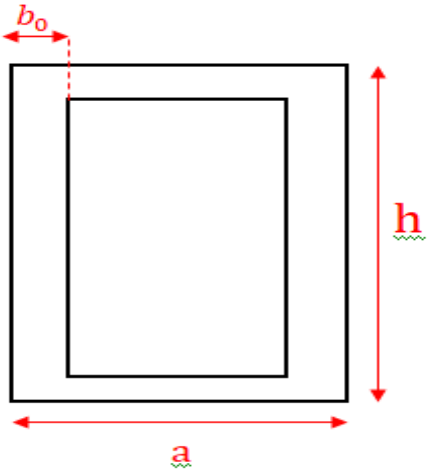
➢ **Vérification de flache :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{280} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.125 \geq 0.0625 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{280} \geq 0.08 \rightarrow 0.125 \geq 0.08 \ldots\ldots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30\times31.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0036 \leq 0.0105 \ldots\ldots\ldots CV.$$



➢ **Calcul des armatures longitudinales :**

⇨ **Calcul du moment dus à la torsion :**

- $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.78\times2.8}{2} = 17.89\text{KN}$
- $M_a = 0.1 \times v_u \times \frac{l}{2} = 0.1 \times 17.89 \times \frac{2.8}{2} = 2.50\ \text{KN.m}$
- $M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{2.50\times2}{.82} = 3.50\ \text{KN.m}$

⇨ **Calcul de l'aire de la section efficace" Ω":**

Ω: aire du conteur à mi épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

avec : $\begin{cases} a = \min(b; h) = 30\ \text{cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5\ \text{cm} \end{cases}$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750\ \text{cm}^2$$

➢ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{3.50 \times 10^{6}}{2 \times 5 \times 750 \times 10^3} = 0.47\text{MPa}$$

Vérification des contraint tangentielle total :

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 < \bar{\tau}^2 \Rightarrow 0.47^2 + 0.38^2 \leq 3.33^2$

$\Rightarrow 0.36 \leq 11.09 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots cv$

- **Calcul des armatures :**

D'après le B.A.E.L 91: $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$

A_s^{tor}: armatures longitudinal de torsion

Ω: section efficace

u : périmetre de la section efficace Ω

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(35 - 5) + (30 - 5)] \times 2 = 110cm = 1.1\ m$$

$A_s^{tor} = \frac{3.50 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 75000 \times 348} = 73.75\ mm^2 = 0.74\ cm^2$

- Les aciers longitudinaux :

- En travée : **3HA12** $= 3.39$ **cm²**
- Sur appui : **3HA10** $= 2.36$ **cm²**
- $\mathbf{A_s^{tor}} = \mathbf{2HA10} = 1.57$ **cm²**

- **Pourcentage minimal :**

D'après B.A.E.L 91 on :

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4\ MPa \rightarrow \frac{1.57}{5 \times 110} \times 400 = 1.14 > 0.4\ MPa \ldots\ldots \mathbf{CV}$$

- **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{3.50 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 0.034cm$$

$$s_t \leq \min\{0.9d\ ;\ 40\ cm\} = \min\{28.35\ ;\ 40\} = 28.35\ cm$$

$s_t \leq 28.35cm \rightarrow \mathbf{s_t = 25\ cm}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0.034 \rightarrow A_t = 0.034 \times 25 = 0.85cm^2$

On adopte : 2HA8 = 1.01cm²

III.5.2.2. Schéma de ferraillage :

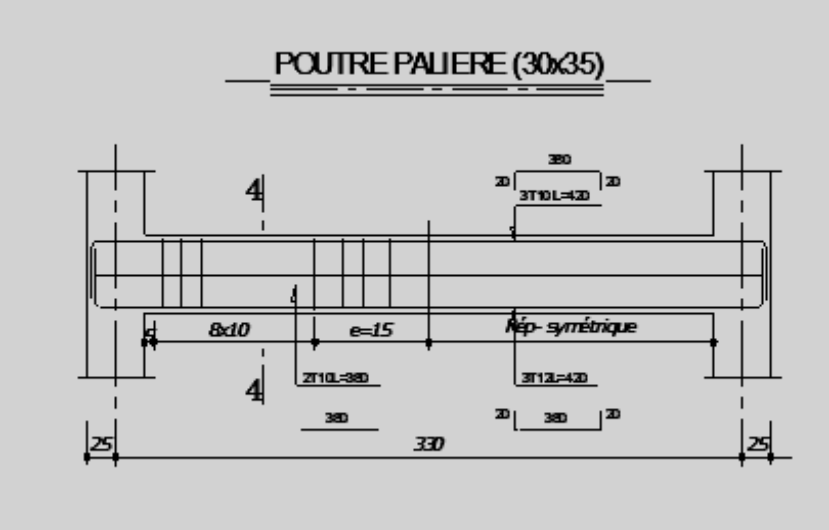


Figure III.37. Ferraillage de poutre palière

- **Schéma de ferraillage :**

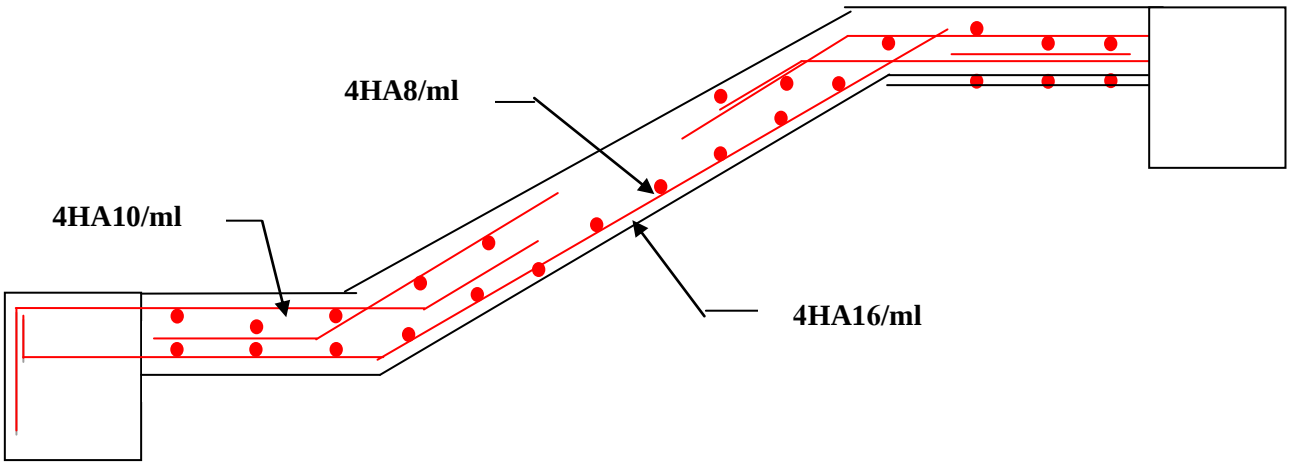


Figure. III.38. Ferraillage d'escalier

III.6. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferraillés.



***CHAPITRE* IV :**

ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques, que se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis et effets plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol, ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui sont obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcule très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait appel à des modélisations que permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libre ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT…** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planches et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe de la méthode :**

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planches rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
2. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la

base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex ; contribution des zones nodales et éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

   Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

   - La régularité en plan.
   - La rigidité ou non des planches.
   - Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
   - La déformabilité du sol de fondation.

- **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

- **Choix de la méthode de calcul pour notre structure :**

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA/version 2003 peut être utilisées dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment (les conditions de l'article **4.1.2** des **RPA** ne sont pas satisfait).

IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

a. La classification des zones sismiques :

Selon le RPA on a 4 zones sismiques :

- **Zone 0** : sismicité négligeable ;
- **Zone I** : sismicité faible ;
- **Zone II** : sismicité moyenne (IIa, IIb) ;
- **Zone III** : sismicité élevée ;

b. La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** : site rocheux ;
- **Catégorie S2** : site ferme ;
- **Catégorie S3** : site meuble ;
- **Catégorie S4** : site très meuble ;

c. Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale ;
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance ;
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance ;

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau.IV.1. Coefficient d'accélération de zone A.

d. La classification du système de contreventement :

	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	**5**
1b	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	**3.5**
2	Voiles porteurs	**3.5**
3	Noyau	**3.5**
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	**5**
4b	Portiques contreventés par des voiles	**4**
5	Console verticale à masses réparties	**2**
6	Pendule inverse	**2**

Tableau.IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.

Régularité :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcule, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée.
- La forme du bâtiment doit être compacte un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a. Régularité en plan :

- **Selon x :**

$$\frac{L_x}{L_x} = \frac{5.0}{21.50} = 0.23 < 0.25$$

- **Selon y :**

$$\frac{L_y}{L_y} = \frac{3.4}{16.5} = 0.21 < 0.25$$

$$0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{21.50}{16.50} = 1.30 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II	
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	**A=0.15**
Classification des sites	Site meuble S3	T_1 = 0.15 s T_2 = 0.50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – viols	R = 4 C_t = 0.05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Régulier en plan Régulier en élévation	Bâtiment Régulier
La hauteur de la structure	H = 28.56	> 23 m

Tableau.IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

❖ **Facteur de qualité Q :**

Il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments constituants ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de « Q » est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Pq = est la pénalité à retenir selon le critère de qualité à est satisfait ou non sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 du R.P.A**

Critère q	P_q	Observé/ Non Observé
1. Condition minimale sur les files de Contreventement	0.05	N.O
2. Redondance en plan	0.05	N.O
3. Régularité en plan	0	O
4. Régularité en élévation	0.05	N.O
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	O
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	O

Tableau.IV.4. Valeurs des pénalités Pq.

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.00 = 1.15.$

❖ **Calcul de période T :**

$$T = C_T \times h^{3/4}$$

Avec :

h : la hauteur totale de la construction.

Ct : Coefficient fonction du système du contreventement, du type remplissage donné par **Le tableau 4.6 du RPA 99.**

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075 0.085
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Tableau.IV.5. Valeurs du coefficient C_T.

❖ **Périodes associées à la catégorie du site T1et T2 :**

Donnée par **RPA99v2003** Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement η :**

Donnée par **RPA99v2003** $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

❖ **Pourcentage d'amortissement critique :**

Donnée par **RPA99v2003 ξ=7%** pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton Armé-maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.IV.6. Valeurs de ξ (%).

IV.5.L'analyse dynamique de la structure par Robot :

IV.5.1. Spectre de réponse Vx :

Cas 4 : VX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 1.000
Y = 0.000

Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement :
h = [7/(2+x)]0,5 = 0.882
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500

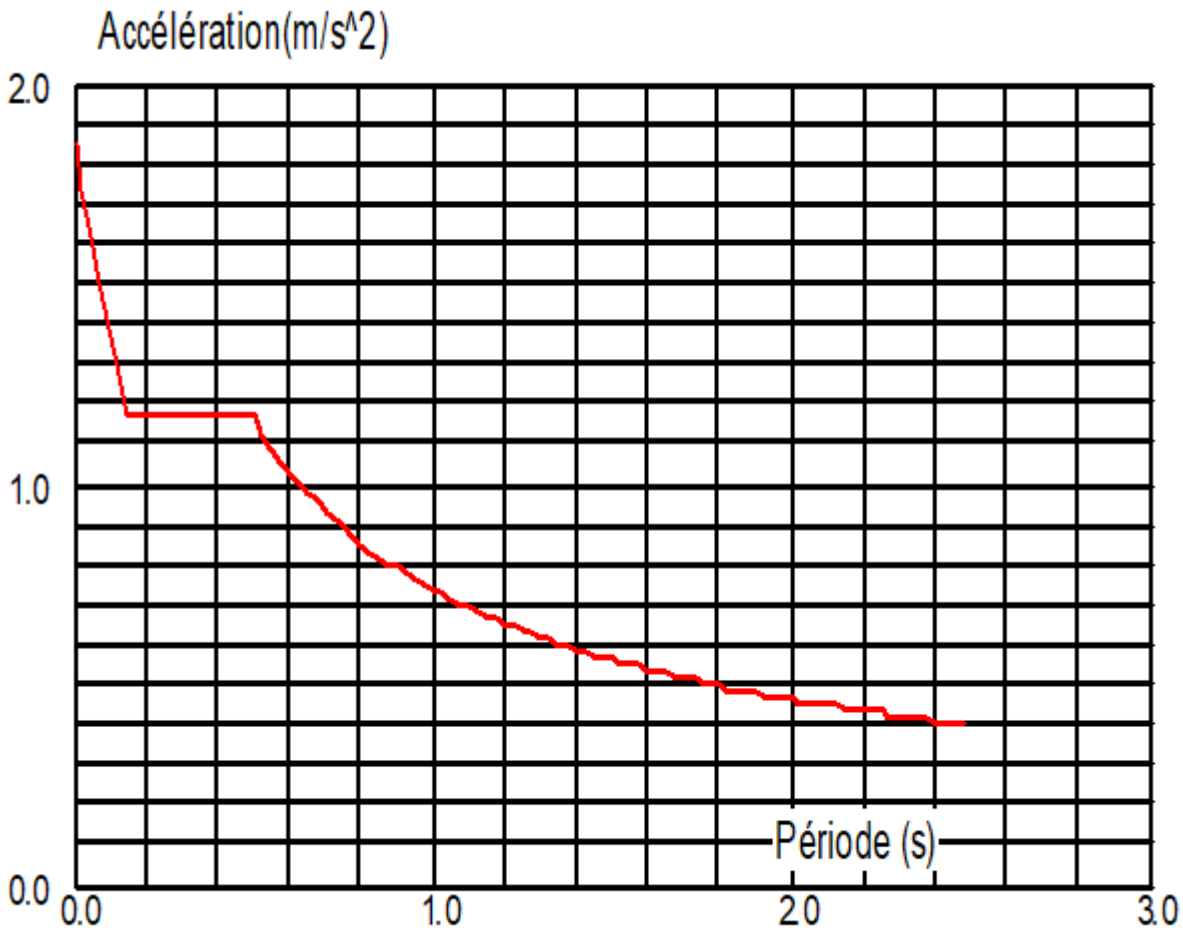


Figure IV.1. Le spectre de réponse sens x.

IV.5.1. Spectre de réponse Vy :

Cas 5 : VY
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 0.000
Y = 1.000
Z = 0.000

Données:
Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:
Correction de l'amortissement : h = [7/(2+x)]0,5
= 0.882
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500

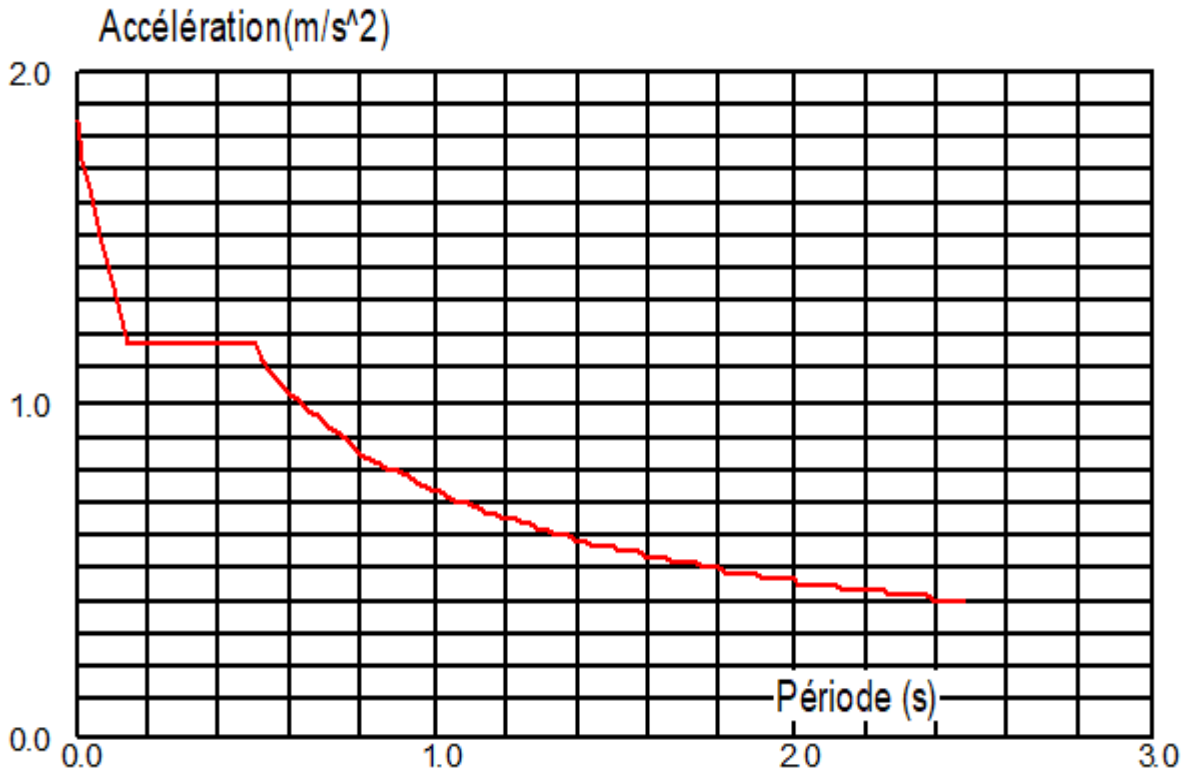


Figure IV.1. Le spectre de réponse sens y.

IV.5.2. Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts, normaux…etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot et nécessaire.

IV.5.2.1. Description du logiciel Robot structural analysis :

ROBOT est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI…etc**.). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau …etc.).

IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

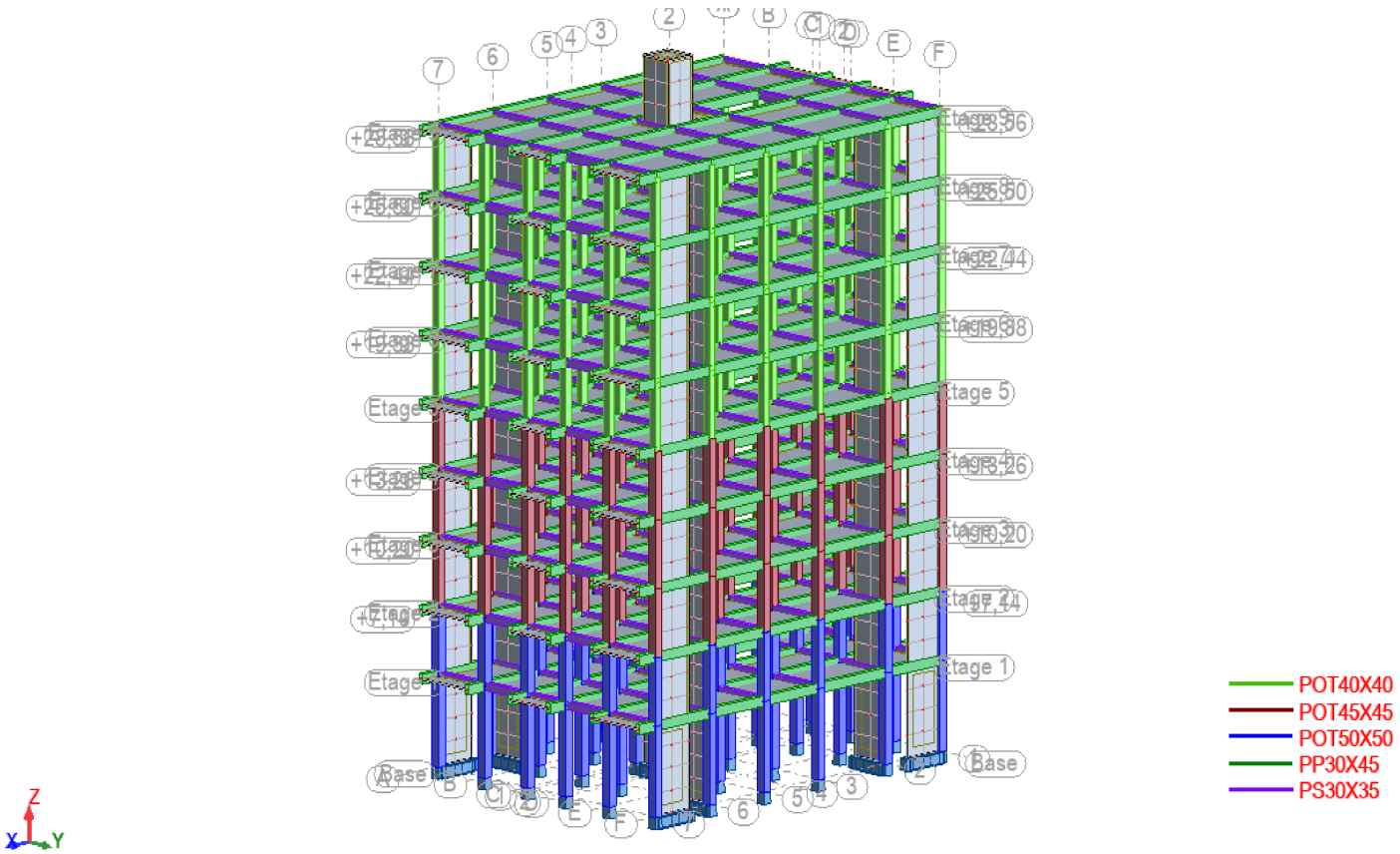


Figure IV.2. Modélisation de la structure par Robot.

IV.5.2.4. Modélisation de la masse :

La masse des planches est calculée de manière à inclure la quantité **Q** RPA99/Version 2003 (dans notre cas β=0.2) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2.5t/m3).

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003** (**article 4.3.4-a**) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6.Etape de modélisation :

La modélisation est effectuée comme suit :

- Définition des matériaux ;
- Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME ;
- Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planches et les zones flexibles ;
- Définition des sections ;
- Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ;
- Introduction du spectre de réponse à appliquer ;
- Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

ELU :$1.35G + 1.5Q$ **CBA93, A.3.3.2**

ELS : $G + Q$ **CBA93, A.3.3.2**

$G + Q \pm E_x$ **RPA 2003,5.2**

$G + Q \pm E_Y$ **RPA 2003,5.2**

$0{,}8 \times G \pm E_X$ **RPA 2003,5.2**

$0{,}8 \times G \pm E_Y$ **RPA 2003,5.2**

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;
- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en Évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

IV.7. La proposition de disposition des voiles :

Cas/Mode		Période [sec]	Fréquence [Hz]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/	1	0,78	1,28	0,00	69,14	0,00	69,14	3408374,44	3408374,44
3/	2	0,71	1,42	73,09	69,14	73,09	0,00	3408374,44	3408374,44
3/	3	0,70	1,43	73,10	72,14	0,01	3,00	3408374,44	3408374,44
3/	4	0,22	4,52	73,10	86,47	0,00	14,33	3408374,44	3408374,44
3/	5	0,21	4,84	87,90	86,47	14,80	0,00	3408374,44	3408374,44
3/	6	0,20	5,00	87,90	87,86	0,00	1,39	3408374,44	3408374,44
3/	7	0,10	9,54	87,90	92,99	0,00	5,13	3408374,44	3408374,44
3/	8	0,10	10,07	93,38	92,99	5,48	0,00	3408374,44	3408374,44
3/	9	0,09	10,61	93,38	93,49	0,00	0,50	3408374,44	3408374,44

D'après RPA99v2003 (Art 4.2.4. Page 53), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques Temp appropriées de plus de 30%.

- T= $1.3 \times T_{emp} = 0{,}80 \geq T_{dynm}$ 0.78**……(CV)**

1ere mode : (Translation suivant Y) :

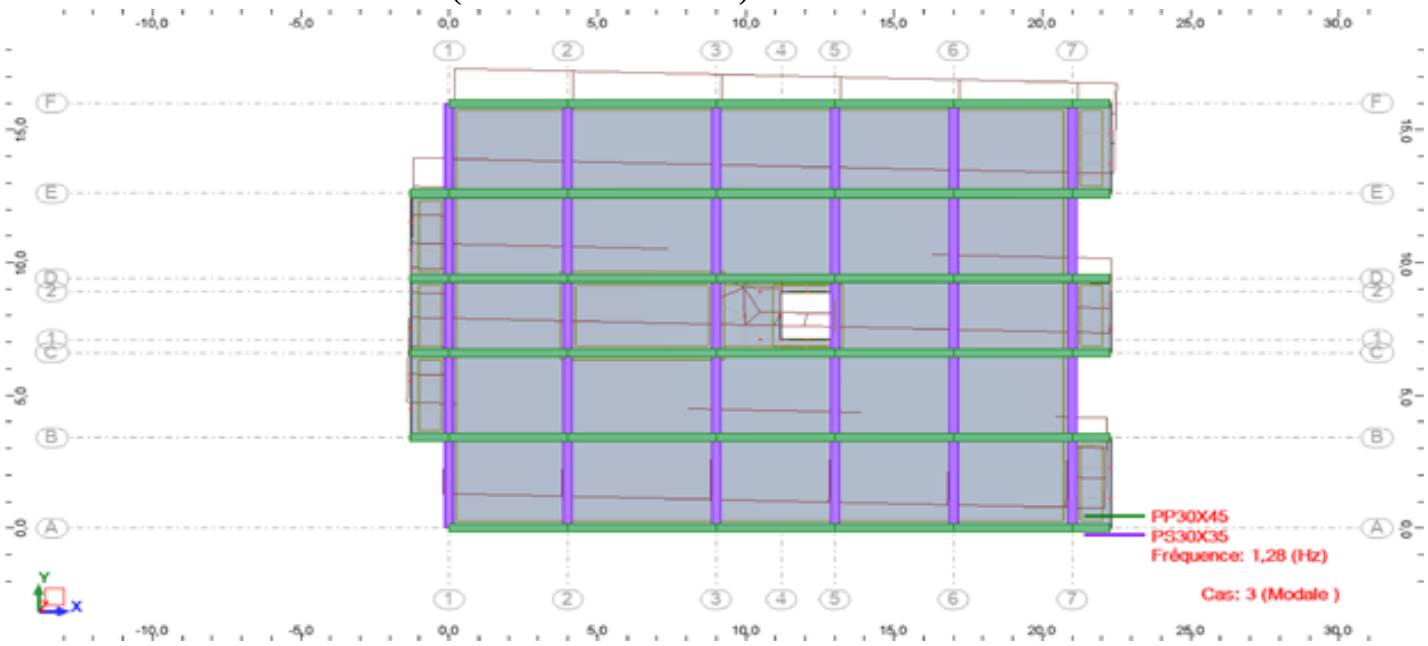


Figure.IV.6 : Mode 1 ; T= 0.78 sec

2eme mode : (Translation suivant X) :

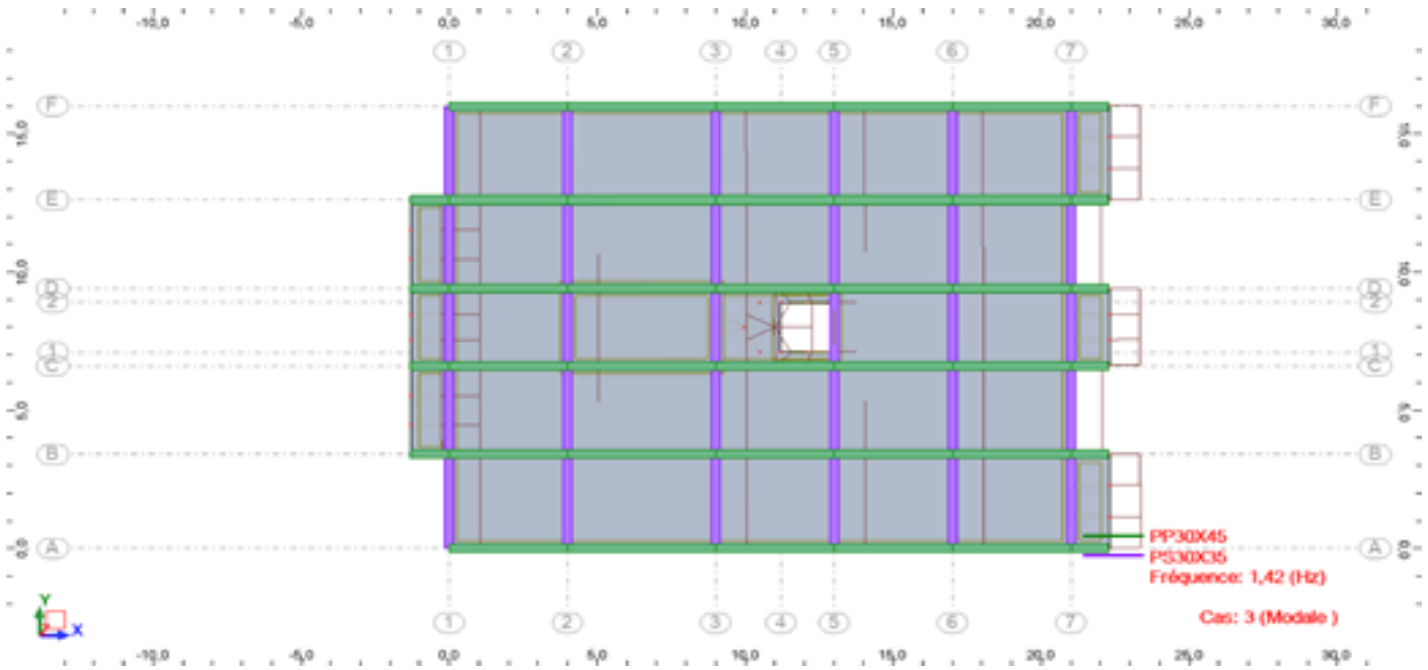


Figure.IV.7 : Mode 2 ; T= 0.71 sec.

3ème mode : Torsion :

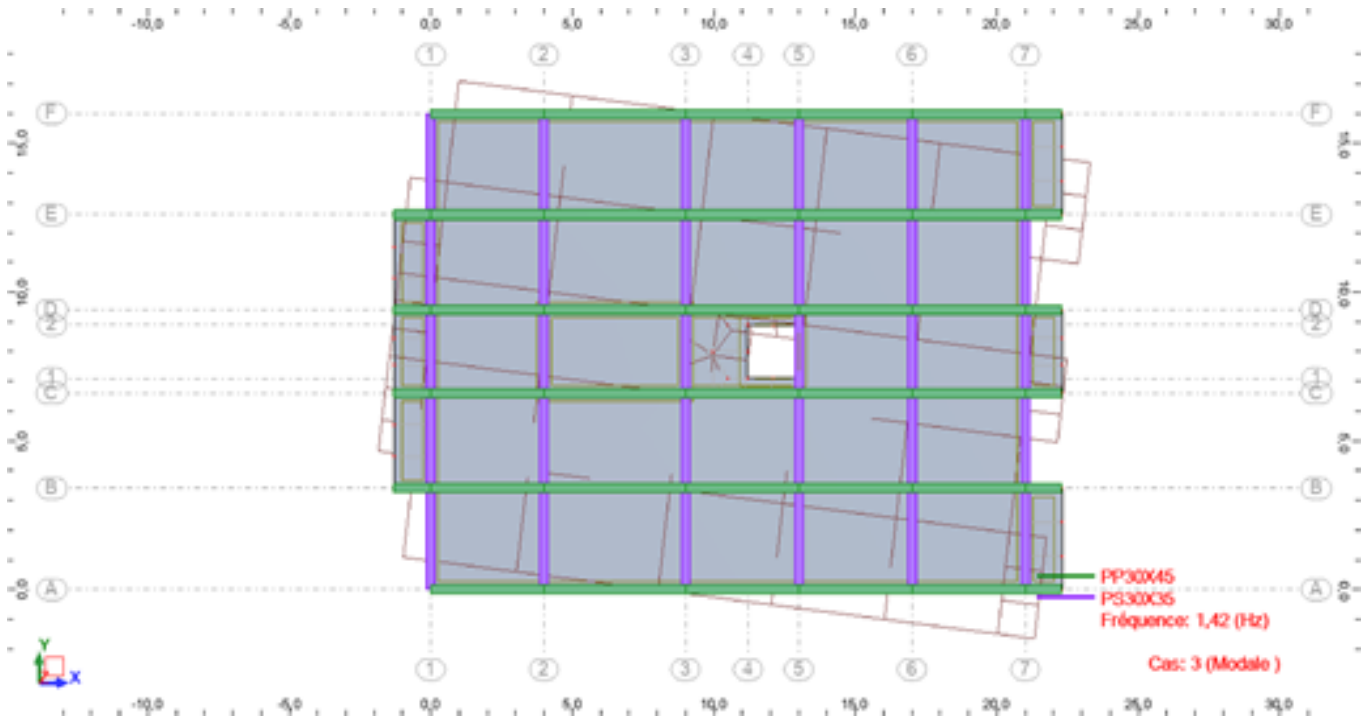


Figure.IV.8 : Mode 3 ; T= 0.70 sec

IV.8.Période fondamentale théorique :

a. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale corresponde à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min\left\{C_T H_N^{3/4} \quad ; \quad \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}}\right\}$$

- $\mathbf{H_N}$**:** Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- $\mathbf{C_T}$ **:** Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **Tableau (4.6) des RPA99/Version2003……Ct=0.05**
- **D :** la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	Ct	H_N(m)	D(m)	$C_T H_N^{3/4}$	$\frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}}$	T(sec)
Sens x	0,05	28,56	21,5	0,62	0,55	0,55
Sens y	0,05	28,56	16,5	0,62	0,63	0,62

Tableau.IV.9. Période fondamental de la structure.

IV.9.Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, on doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- ⇨ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ⇨ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ⇨ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

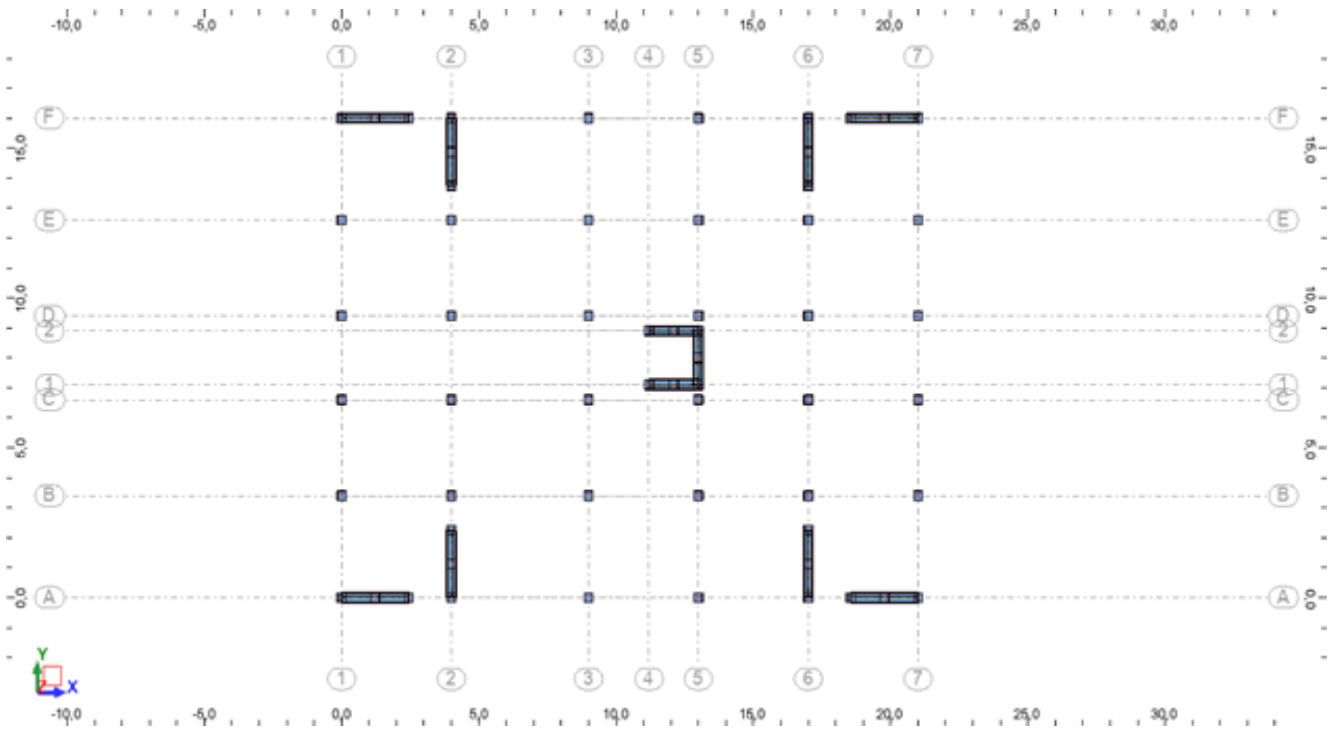


Figure.IV.9. Disposition des voiles.

IV.10. Poids total de la structure :

Le poids de la structure **W** est égal à la somme des poids **Wi** de chaque niveau (i).

$$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{W_i} \qquad \text{Avec :} \quad \mathbf{W_i} = \mathbf{W_{Gi}} + \boldsymbol{\beta}\mathbf{W_{Qi}}$$

- $\boldsymbol{W_{Gi}}$: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi}: Poids du au charges d'exploitation.
- β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ; il donné par le tableau 4.5 du R.P.A

  Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0,2$.

Niveau	Poids (KN)
8eme étage	3743,38
7eme étage	3532,43
6eme étage	3532,43
5eme étage	3532,43
4eme étage	3598,36
3eme étage	3647,27
2eme étage	3647,27
1er étage	3720,96
RDC	4470,21
Total	33424,74

Tableau.IV.10. Poids de chaque niveau.

Poids total de la structure : **W= 33424,74 KN**

IV.11.Vérifications réglementaires :

IV.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

- **Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application De la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.).

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

- **Centre de rigidité (centre de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \qquad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$\mathbf{e_x} = |X_{cr} - X_m| \mathbf{e_y} = |Y_{cr} - Y_m|$$

∗ **Calcul de l'excentricité** : (article 3.5.1 paragraphe a2 RPA99/V2003) : A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Sens X :** $e_x = 0{,}15 * L_x = 0{,}15 * 21.00 = 3.\mathbf{15}$ **m**.
- **Sens Y** : $e_y = 0{,}15 * L_y = 0{,}15 * 16.00 = 2.\mathbf{40}$ **m** .

Niveau	Centre des masses ROBOT		Centre des rigidités ROBOT		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X_{CM}[m]	Y_{CM}[m]	X_R[m]	Y_R [m]	e_x^{the}[m]	e_y^{the}[m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	10,63	8,00	10,77	8,00	**0,15**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 1	10,62	8,00	10,77	8,00	**0,16**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 2	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,16**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 3	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,16**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 4	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,16**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 5	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,17**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 6	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,17**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 7	10,61	8,00	10,78	8,00	**0,17**	**0,00**	**1,18**	**0,80**
Etage 8	10,66	8,00	10,78	8,00	**0,12**	**0,00**	**1,18**	**0,80**

Tableau IV. 7 Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité

Nota / Une excentricité additionnelle de 5% des centres de masses et centre de rigidités robot ci dessus a été prise en compte de part et d'autre du centre de torsion conformément a l'article **4.2.7 du R.P.A99/Version 2003.**

$$\begin{cases} e_{Xthé} = 0.17\ \text{m} < e_{Xacc} = 1.18\ \text{m} \\ e_{Ythé} = 0.00\ \text{m} < e_{Yacc} = 0.80\ \text{m} \end{cases}$$

IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

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

N_U (totale)	N_{voil}	N_{voil} (%)	Condition
163306,27	44211,00	27.07	/

Tableau.V.12. Le pourcentage de l'effort normal des voiles.

Remarque :

Au début de calcul, on a pris ***R*** = 4, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA, donc on a changé a valeur par ***R*** = 3.5 puisque la charge supportée par les voiles est : 27.07 % > 20%.

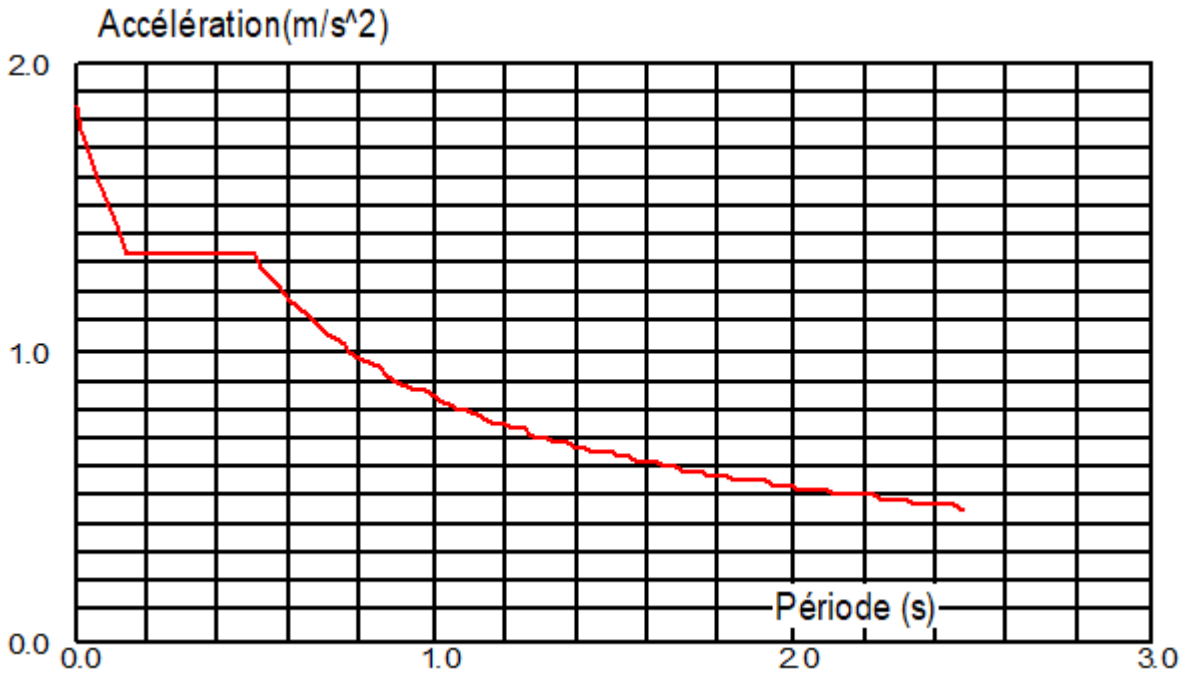
IV.5.1. Spectre de réponse Vx suite au changement de la valeur de R = 3.5 :

Cas 4 : VX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

Données:
Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:
Correction de l'amortissement : h = [7/(2+x)]0,5 = 0.882
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500

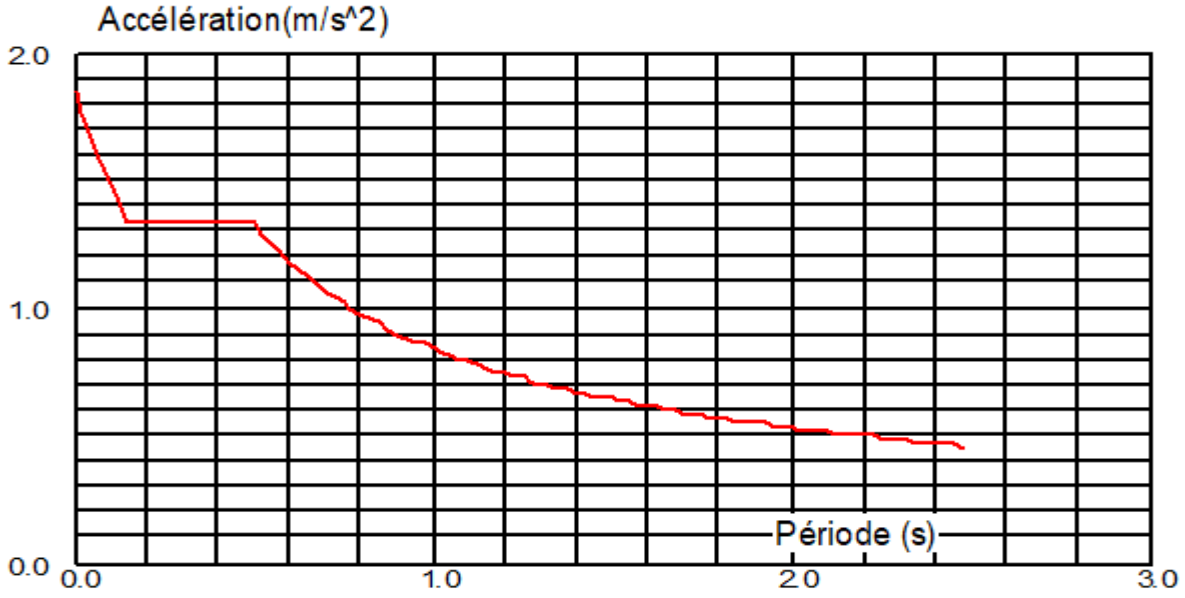


IV.5.1. Spectre de réponse Vy suite au changement de la valeur de R = 3.5 **:**

Cas 5 : VY
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Données:
Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:
Correction de l'amortissement : h = [7/(2+x)]0,5 = 0.882
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500



IV.13.Vérification de l'effort sismique :

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

R = 3.5

- **Le facteur de qualité de la structure Q :**

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$

Donc : Q = 1.15

- **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2 / T)^{2/3} & T2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2 / T)^{2/3}\,(3 / T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

⇨ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble** (**S3**)) :

- T1 = 0.15 sec.
- T2 = 0.50 sec.

Avec :

- **T2** : Période caractéristique associée à la catégorie du site (Tableau 4.7).
- **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Où :

- **ξ (%) :** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du **RPA99** Art **4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense **ξ = 7%.**

Alors :

$\eta = 0.882 > 0.7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_2 \le T_x \le 3\,s \rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.07$
- $T_2 \le T_y \le 3\,s \rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.91$

- **Calcul de la force sismiques totale « V » :**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- $V_x = \frac{0.15 \times 2.07 \times 1.15}{3.5} \times 33424{,}74 = 3410.04\text{KN}$
- $V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15}{3.5} \times 33424{,}74 = 3146.46\text{KN}$

*** Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base $\boldsymbol{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente ' pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$0.8V_{xs} = 2728.03\ KN$

$0.8V_{ys} = 2517.16\ KN$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$V_{tx} = 2738.31 > 0.8V_{xs} = 2728.03\ KN$.....CV

$V_{ty} = 2528.08 > 0.8V_{ys} = 2517.16\ KN$.....CV

IV.14.Modélisation :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planches sont considérées rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les système suivants :

IV.14.1. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure

selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

Avec :

$\mathbf{F_t}$: force concentrée au sommet de la structure.

$\mathbf{F_i}$: force horizontale au niveau i.

$F_t = 0.07T \times V$ Si $T > 0.7$sec.

$Ft = 0$ Si $T < 0.7$sec.

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

Notre cas :

Sens-X :

- $T_x = 0.52 < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_{tx} = 0$

Sens- Y :

- $T_y = 0.65 < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_{ty} = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression (art **4.11RPA**99/version2003).

$F_I = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$ Avec : $F_t = 0$

Donc : $F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$

Avec :

Fi : force horizontale au niveau i.

Hi : niveau du plancher.

Ft : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule : $V_k = F_i$ Avec $F_t = 0$

$V_k = \sum F_i$.

❖ **Distribution des forces suivant X :**

story	W_i (KN)	H_i (m)	$W_i * h_i$ (KN.m)	$\{W_i * H_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	F_{xi}
R+8	**3743,38**	28,56	106910.93	533810,42	2738.31	548,43
R+7	**3532,43**	25.50	90076.97	533810,42	2738.31	462,07
R+6	**3532,43**	22.44	79267.73	533810,42	2738.31	406,62
R+5	**3532,43**	19.38	68458.49	533810,42	2738.31	351,17
R+4	**3598,36**	16.32	58725.24	533810,42	2738.31	301,25
R+3	**3647,27**	13.26	48362.80	533810,42	2738.31	248,09
R+2	**3647,27**	10.20	37202.15	533810,42	2738.31	190,84
R+1	**3720,96**	7.14	26567.65	533810,42	2738.31	136,29
RDC	**4470,21**	4.08	18238.46	533810,42	2738.31	93,56
Totale	**33424,74**		533810,42			2738.31

Tableau.IV.14. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

❖ **Distribution des forces suivant Y :**

story	W_i (KN)	H_i (m)	W_i*h_i (KN.m)	$\{W_i*H_i$ (KN.m)	Vy - F_{ty}	Fy_i
R+8	**3743,38**	28,56	106910.93	533810,42	2528.08	506,32
R+7	**3532,43**	25.50	90076.97	533810,42	2528.08	426,60
R+6	**3532,43**	22.44	79267.73	533810,42	2528.08	375,41
R+5	**3532,43**	19.38	68458.49	533810,42	2528.08	324,21
R+4	**3598,36**	16.32	58725.24	533810,42	2528.08	278,12
R+3	**3647,27**	13.26	48362.80	533810,42	2528.08	229,04
R+2	**3647,27**	10.20	37202.15	533810,42	2528.08	176,19
R+1	**3720,96**	7.14	26567.65	533810,42	2528.08	125,82
RDC	**4470,21**	4.08	18238.46	533810,42	2528.08	86,38
Totale	**33424,74**		533810,42			2528.08

Tableau.IV.15. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

IV.14.2 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donnée par la formule :

$$V_k = \sum F_i$$

❖ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

plancher	W_i (KN)	h_i (m)	F_{xi} (KN)	V_{xi} (KN)
R+8	**3743,38**	28,56	548.43	548.43
R+7	**3532,43**	25.50	462.07	1010,50
R+6	**3532,43**	22.44	406,62	1417,12
R+5	**3532,43**	19.38	351,17	1768,29
R+4	**3598,36**	16.32	301,25	2069,54
R+3	**3647,27**	13.26	248,09	2317,63
R+2	**3647,27**	10.20	190,84	2508,47
R+1	**3720,96**	7.14	136,29	2644,76
RDC	**4470,21**	4.08	93,56	2738,31

Tableau.IV.16. La distribution de l'effort tranchant suivant X

❖ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

plancher	W_i (KN)	h_i (m)	Fy_i (KN)	Vy_i (KN)
R+8	**3743,38**	28,56	506,32	506,32
R+7	**3532,43**	25.50	426,60	932,92
R+6	**3532,43**	22.44	375,41	1308,33
R+5	**3532,43**	19.38	324,21	1632,54
R+4	**3598,36**	16.32	278,12	1910,66
R+3	**3647,27**	13.26	229,04	2139,70
R+2	**3647,27**	10.20	176,19	2315,89
R+1	**3720,96**	7.14	125,82	2441,71
RDC	**4470,21**	4.08	86,38	2528,08

Tableau.IV.17. La distribution de l'effort tranchant suivant Y

IV.15.Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\begin{cases} \Delta_x^k \\ \Delta_y^k \\ \Delta_{adm} = \frac{h_e}{100} \end{cases}$$

Δ_{adm} : le déplacement relatif admissible.

❖ **Calcul des déplacements :**

D'après RPA99 version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau « ***k*** » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

$\boldsymbol{\delta_k}$: Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « ***k*** » par rapport au niveau « ***K*** – **1** » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Niveaux	UX (cm)	UY(cm)	dr UX (cm)	dr UY(cm)	Δ (cm)	OB
Etage 1	0,480	0,00	0,480	0,00	4.08	CV
Etage 2	1,128	0,00	0,648	0,00	3.06	CV
Etage 3	1,918	0,00	0,790	0,00	3.06	CV
Etage 4	2,765	0,00	0,846	0,00	3.06	CV
Etage 5	3,613	0,001	0,849	0,00	3.06	CV
Etage 6	4,446	0,001	0,832	0,00	3.06	CV
Etage 7	5,214	0,001	0,768	0,00	3.06	CV
Etage 8	5,902	0,001	0,688	0,00	3.06	CV
Etage 9	6,513	0,001	0,611	0,00	3.06	CV

Tableau IV. 15 Vérification des déplacements dans le sens X .

Niveaux	UX (cm)	UY(cm)	dr UX (cm)	dr UY(cm)	Δ (cm)	OB
Etage 1	-0,00	0,511	-0,00	0,511	4.08	CV
Etage 2	-0,00	1,210	-0,00	0,699	3.06	CV
Etage 3	-0,00	2,072	-0,00	0,862	3.06	CV
Etage 4	-0,00	3,011	-0,00	0,939	3.06	CV
Etage 5	-0,00	3,970	-0,00	0,959	3.06	CV
Etage 6	-0,001	4,926	-0,00	0,956	3.06	CV
Etage 7	-0,001	5,825	-0,000	0,899	3.06	CV
Etage 8	-0,001	6,650	-0,000	0,825	3.06	CV
Etage 9	-0,001	7,395	-0,000	0,745	3.06	CV

Tableau IV. 16 Vérification des déplacements dans le sens Y .

IV.16.Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P - Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « **K** » , $P_k = \sum(W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « **K** » : $V_k = \sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « **K** » par rapport au niveau « K – 1 ».

h_k : hauteur de l'étage « **K** ».

Si$0.10 < \theta_k \leq 0.20$, 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 1º ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

❖ **Sens X-X :**

Niveaux	Pi(KN)	Δkx(cm)	Vxi (KN)	He (cm)	θx
Etage 1	33424,74	0,48	2738,31	408	0,014
Etage 2	28954,53	0,648	2644,76	306	0,023
Etage 3	25233,57	0,79	2508,47	306	0,026
Etage 4	21586,3	0,846	2317,63	306	0,026
Etage 5	17939,03	0,849	2069,54	306	0,024
Etage 6	14340,67	0,832	1768,29	306	0,022
Etage 7	10808,24	0,768	1417,12	306	0,019
Etage 8	7275,81	0,688	1010,5	306	0,016
Etage 9	3743,38	0,611	548,43	306	0,014

Tableau IV.19. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.

❖ **Sens-Y-Y :**

Niveaux	Pi(KN)	Δky(cm)	Vyi (KN)	He (cm)	θy
Etage 1	33424,74	0,511	2528,08	408	0,017
Etage 2	28954,53	0,699	2441,71	306	0,027
Etage 3	25233,57	0,862	2315,89	306	0,031
Etage 4	21586,30	0,939	2139,70	306	0,031
Etage 5	17939,03	0,959	1910,66	306	0,029
Etage 6	14340,67	0,956	1632,54	306	0,027
Etage 7	10808,24	0,899	1308,33	306	0,024
Etage 8	7275,81	0,825	932,92	306	0,021
Etage 9	3743,38	0,745	506,32	306	0,018

Tableau.IV.20. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y.

❖ **Remarque :**

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieur à 0.10 donc on est négligé l'effet $\mathbf{P-\Delta}$ dans tous les étages.

IV.17. Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = \frac{W \times l}{2}$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F_i : Force sismique au niveau i.

IV.17.1 Moment de renversement :

Hauteur (m)				
4.08	93,55	86,37	381,68	352,39
7.14	136,29	125,82	973,11	898,35
10.20	190,84	176,19	1946,57	1797,14
13.26	248,09	229,04	3289,67	3037,07
16.32	301,25	278,12	4916,40	4538,92
19.38	351,17	324,21	6805,67	6283,19
22.44	406,62	375,41	9124,55	8424,20
25.50	462,07	426,60	11782,79	10878,30
28.56	548,43	506,32	15663,16	14460,50
$\sum M_r$			54883,61	50670,06

Tableau IV. 13 calcul du moment de renversement

IV.17.2 Moment stabilisant :

Hauteur (m)	**Wi(KN)**	**Xg(m)**	**Yg(m)**	M **(KN.m)**	**(KN.m)**
4.08	4470,21	10.63	8,00	47518,33	35761,68
7.14	3720,96	10.62	8,00	39516,60	29767,68
10.20	3647,27	10.61	8.00	38697,53	29178,16
13.26	3647,27	10.61	8.00	38697,53	29178,16
16.32	3598,36	10.61	8.00	38178,60	28786,88
19.38	3532,43	10.61	8.00	37479,08	28259,44
22.44	3532,43	10.61	8.00	37479,08	28259,44
25.50	3532,43	10.61	8.00	37479,08	28259,44
28.56	3743,38	10.66	8.00	39904,43	29947,04
$\sum M$				**354950,27**	**267397,92**

Tableau IV. 14 calcul du moment de stabilité

Donc il faut vérifier $\frac{M_t}{M_r} \geq 1.5$

M_{tx}	M_{ty}	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M}{M_{rx}}$	$\frac{M_{ty}}{M}$	$\frac{M}{M_r} \geq 1.5$
354950,27	267397,92	54883,61	50670,06	6,47	5,28	**CV**

IV.18.Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :

On doit vérifier que :

$$V \leq 0.30 \qquad V = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}}$$

Poteaux	**50×50**	**45×45**	**40×40**
N_d **(KN)**	**1826,82**	1012,82	522,38
V	0.29	0.20	0.13
$V = \frac{N_d}{B_r \times f_{c\,28}}$	**CV**	**CV**	**CV**

Tableau.IV.22. Vérification de L'effort normal réduit.

IV.19.Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **Robot 2014**

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2. Ferraillage des portiques:

V.2.2. Ferraillage des poutres:

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

$\gamma_s = 1.15$ $\sigma_s = 348$ MPa $\gamma_b = 1.5$ $f_{bu} = 14.16$ MPa

- **Situation accidentelle :**

$\gamma_s = 1$ $\sigma_s = 400$ MPa $\gamma_b = 1.15$ $f_{bu} = 18.48$ MPa

V.2.2. Combinaisons des charges:

a. Etat limite ultime:

Le dépassement de ces états limites risqué d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

1,35 G + 1.5 Q Selon BAEL91

b. Etat limite de service:

Cet états et à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

G + Q Selon BAEL91

c. Etat limite accidentelle:

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

G + Q ± E Selon RPA2003

0,8 G ± E Selon RPA2003

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontale.

V.2.3. Calcul de ferraillage :

V.2.3.1. Ferraillage des poutres Longitudinales

: - Ferraillage en travée : ELU **(1.35G + 1.5 Q)**

- Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : **G + Q ± E**
- Ferraillage sur appui (nappe inferieure) : **0,8 G ± E**

Le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

≪ Poutre Transversale plus sollicité A-2 3≫

D'après les résultats de **Robot 2014**

M_{max}**(Travée)** = 41.53KN.m

M_{max}**(Appuis) :**

- **Nappe sup** = 103,53KN.m.
- **Nappe inf** = 103,07KN.m.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st\,u} = \frac{M_u}{\beta_u * d * f_{su}} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e} \; ; d = 0.9 \times h$$

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z	As (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	$A_{adp} cm^2$)
Travée	**41,53**	30	40.5	0.059	0.076	39.26	3.04	1.47	6.75	3HA14+3HA12=8,01
appui Sup	**103,53**	30	40.5	0.148	0.201	37.24	7,98	1.47	6.75	3HA14+3HA12=8,01
appui inf	**103.07**	30	40.5	0.147	0.199	37.28	7,94	1.47	6,75	3HA14+3HA12=8,01

Tableau.V.1. Calcul du ferraillage des poutres Longitudinales

➢ **La vérification du ferraillage :**

- **Section minimale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)** :

$\mathbf{A_{min\ RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 45 = \mathbf{6.75cm^2}$

- **Section maximale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003) :**

$\mathbf{A_{max\ RPA}} = 4\% \times b \times d = 4\% \times 30 \times 40.5 = \mathbf{48.6cm^2}$ → Zone courante.

$\mathbf{A_{max\ RPA}} = 6\% \times b \times d = 6\% \times 30 \times 40.5 = \mathbf{72.90cm^2}$→Zone de recouvrement.

➢ **La section d'armature sur appuis :**

$\boldsymbol{A_{S\ Sup}}$ =3HA14+3HA12=8,01 cm^2

$\boldsymbol{A_{S\ inf}}$ =3HA14+3HA12=8,01 cm^2

Donc :$\mathbf{A_s} = \boldsymbol{A_{S\ Sup}} + \boldsymbol{A_{S\ inf}} = 16{,}02$ cm^2

$\mathbf{A_s} = 16{,}02\text{cm}^2 < \mathbf{A_{max\ RPA}} = 48.6$ cm^2……CV

➢ **La Condition de non fragilité :**

$\mathbf{A_{min}} = \mathbf{1.47cm^2} \rightarrow A_s > A_{min}$.....CV

a. La vérification à l'état limite ultime (ELU) :

➢ **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

L'effort tranchant maximal est :

$\mathbf{T_{max}} = 104{,}83$ **KN.**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{104{,}83 \times 10^{3}}{300 \times 405} = 0.86\text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33$ ……CV.

b. Calcul de la section des armatures transversales :

Les armatures transversales :

➢ **Choix du diamètre :**

On a :

$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) \rightarrow \phi_1 \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 14\right) \leq 12.86\ mm$

On prendre T8 [HA→f_e 400 MPA].

➢ **Espacement entre les cadres :**

$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \leq 36.45$ cm

$\frac{A_{t \times f_e}}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{ MPa}\right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 36{,}45}{400} \rightarrow A_t \geq 1{,}09\ ^2\text{cm}$

Soit : $\boldsymbol{A_t}$ **= 4HA8 = 2.01cm^2**

- **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1{,}35\ cm^2$

$A_{tcal} = 2.01\ cm^2 > A_{tmin} = 1.35\ cm^2$.....**CV**

- **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale :$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) \rightarrow S_t \leq 11.25\ cm$

En zone courante :$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \rightarrow S_t \leq 22.5cm$

Donc on adopte :

S_t = 10 cm ……En zone nodale.

S_t= 15 cm ……En zone courante.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de L'appui de l'encastrement.

c. Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

- **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_{S\ inf}$ =3HA14+3HA12=8,01 cm^2

Calcul de σ_b :

$b \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$

$30\times y^2 + 120{,}15\times y - 9732{,}15 = 0$

La résolution de cette équation on à trouver : **y = 15.88 cm**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 112873{,}54\ cm^4$$

La poutre la plus sollicitée :M_{ser} **=28KN.m**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{28 \times 10^6}{112873{,}54 \times 10^4} \times 15.88 \times 10 = 3.94\ MPa$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa \rightarrow \sigma_b = 3.94 MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$……**CV**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times 15}{I}(d-y) = \frac{28 \times 10^6}{112873{,}54 \times 10^4} \times 15 \times (405 - 158.8) = 91{,}61\ MPa$$

$\sigma_{st} = 91{,}61 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201.6\ MPa$……**CV**

- **Vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec :$\begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times G_{plancher} \\ Q = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} G = 25 \times 0.30 \times 0.45 + \left(\frac{5}{2} + \frac{4}{2}\right) \times 5.16 = 26.59\text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{5}{2} + \frac{4}{2} + 0.3\right) \times 1.5 = 7.2\text{KN/ml} \end{cases}$

$$M_0 = \frac{(26.59 + 7.2) \times 5.0^2}{8} = 105{,}6 \text{ KN.m}$$

En travée :*As*= 3HA14+3HA12 = 8,01cm2

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 \geq 0.062 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq 0.026 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0066 \leq 0.0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{5} : \text{si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit : 1.00m} \\ \frac{L_{max}}{4} : \text{si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1.25m} \end{cases}$

V.2.3.2. Schéma de ferraillage:

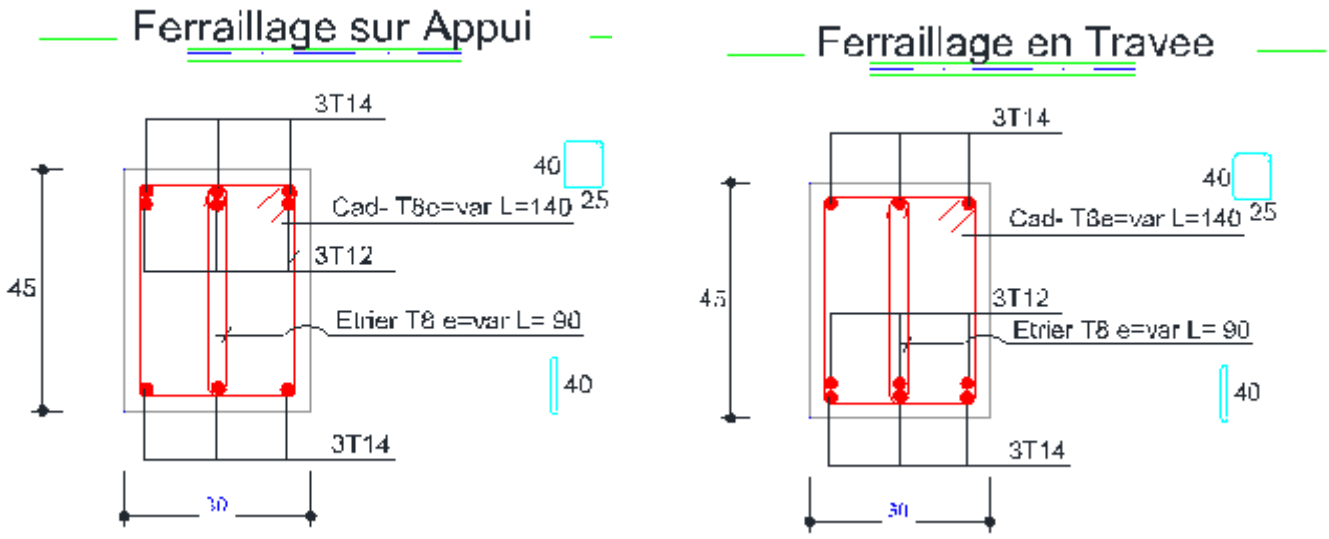


Figure.V.1 : Schéma de ferraillage des poutres Longitudinales .

V.2.3.4. Ferraillage des poutres transversales :

- Ferraillage en travée : ELU **(1.35G + 1.5 Q)**
- Ferraillage sur appui (nappe supérieure) : **G + Q ± E**
- Ferraillage sur appui (nappe inferieure) : **0,8 G ± E**

≪ Poutre transversales la plus sollicité B-1,2≫

D'après les résultats de **Robot 2014**

$\mathbf{M_{max}}$**(Travée)** = 41,43 KN.m

$\mathbf{M_{max}}$**(Appuis) :**

- **Nappe sup**= 103,07KN.m.
- **Nappe inf** = 100,90KN.m.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st\,u} = \frac{M_u}{\beta_u * d * f_{su}} \quad ; \quad A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z	As (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	**41,43**	30	31.5	0,098	0,129	29,87	3,98	1.47	5,25	3HA14+2HA12=6.88
Appui Sup	**73,50**	30	31.5	0,174	0,240	28,48	7,41	1.47	5,25	3HA14+3HA12=8,01
appui inf	**68,42**	30	31.5	0,162	0,222	28,70	6,85	1.47	5,25	3HA14+3HA12= 8,01

Tableau.V.2. Calcul du ferraillage des poutres transversales.

- **Vérification du ferraillage :**
  - **Section minimale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)** :

$\mathbf{A_{min\,RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 35 =$ **5,25cm** ^{2}

  - **Section maximale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003) :**

$\mathbf{A_{max\,RPA}} = 4\% \times b \times d = 4\% \times 30 \times 31{,}5 =$ **37.80cm^2** → Zone courante.

$\mathbf{A_{max\,RPA}} = 6\% \times b \times d = 6\% \times 30 \times 31{,}5 =$ **56. 70cm** ^{2}→Zone de recouvrement.

- **La section d'armature sur appuis :**

$A_{S\ Sup}$ =3HA14 +3HA12=8,01 cm^2

$A_{S\ inf}$ =3HA14 +3HA12=8,01 cm^2

Donc : $\mathbf{A_s = A_{S\ Sup} + A_{S\ inf} = 16{,}02}$ cm²

$\mathbf{A_s} = 16{,}0\text{cm}^2 < \mathbf{A_{max\ RPA}} = \mathbf{37{,}8}\ \text{cm}^2$……CV

- **La Condition de non fragilité :**

$\mathbf{A_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.36cm^2} \rightarrow A_s > A_{min}$.....CV

d. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est :

$\mathbf{T_{max}} = 54{,}65$ **KN.**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{54.65 \times 10^{\ 3}}{300 \times 315} = 0.58\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{CV}$$

e. Calcul de la section des armatures transversales :

Les armatures transversales :

- **Choix du diamètre :**

On a :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) \rightarrow \phi_1 \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) \rightarrow \phi_1 \leq 10.00\ mm$$

On prendre T8[HA→f_e 400 MPA]

- **Espacement entre les cadres :**

$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 28.35$ cm

$$\frac{A_{t \times f_e}}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\ \text{MPa}\right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 28.35}{400} \rightarrow A_t \geq 0{,}85\ \text{cm}^2$$

Soit : $\boldsymbol{A_t}$ **= 4HA8 = 2.01cm²**

- **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\ \text{cm}^2$

$A_{tcal} = 2.01\ \text{cm}^2 > A_{tmin} = 1{,}35\text{cm}^2$ CV

- **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale :$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) \rightarrow S_t \leq 8{,}75$ cm

En zone courante :$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq .5$cm

Donc on adopte :

St = 10 cm ……En zone nodale.

St = 15 cm ……En zone courante.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de L'appui de l'encastrement.

f. Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

- **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $\boldsymbol{A_{S\ inf}}$ =3HA14+2HA12=6.88 cm^2

Calcul de σ_b :

$b \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$

$30\times y^2 + 103.2\times y - 6501{,}6 = 0$

La résolution de cette équation on à trouver : **y = 14.69 cm**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 60862{,}30 \text{ cm}^4$$

La poutre la plus sollicitée :$\mathbf{M_{ser}}$ **=27.91KN.m**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{27.91 \times 10^6}{60862{,}30\times 10^4} \times 14{,}69\times 10 = 6.74 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa \rightarrow \sigma_b = 6.74MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$……**CV**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times 15}{I}(d-y) = \frac{27.91 \times 10^6}{60862{,}30 \times 10^4} \times 15 \times (315 - 146.9) = 115.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 115.63MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201.6\ MPa$……**CV**

- **Vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

$$\text{Avec :}\begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times G_{plancher} \\ Q = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q \end{cases}$$

$$\text{Avec :}\begin{cases} G = 25 \times 0.30 \times 0.35 + \left(\frac{3.4}{2} + \frac{3.20}{2}\right) \times 5.16 = 19{,}65\ \text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{3.4}{2} + \frac{3.20}{2} + 0.3\right) \times 1.5 = 5.40\text{KN/ml} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_0} = \frac{(19.65 + 5.40) \times 3.40^2}{8} = 36.19\ \text{KN.m}$$

En travée :*As*= 3HA14+2HA12 = 6.88cm2

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.103 \geq 0.062 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \Rightarrow 0.103 \geq 0.077 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0073 \leq 0.0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cv} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B :les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :$\begin{cases} \frac{L_{max}}{5} : \text{si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit : } 0.70\text{m} \\ \frac{L_{max}}{4} : \text{si l' appui appartient à une travée de rive soit : } 0.85\text{m} \end{cases}$

V.2.3.4. Schéma de ferraillage :

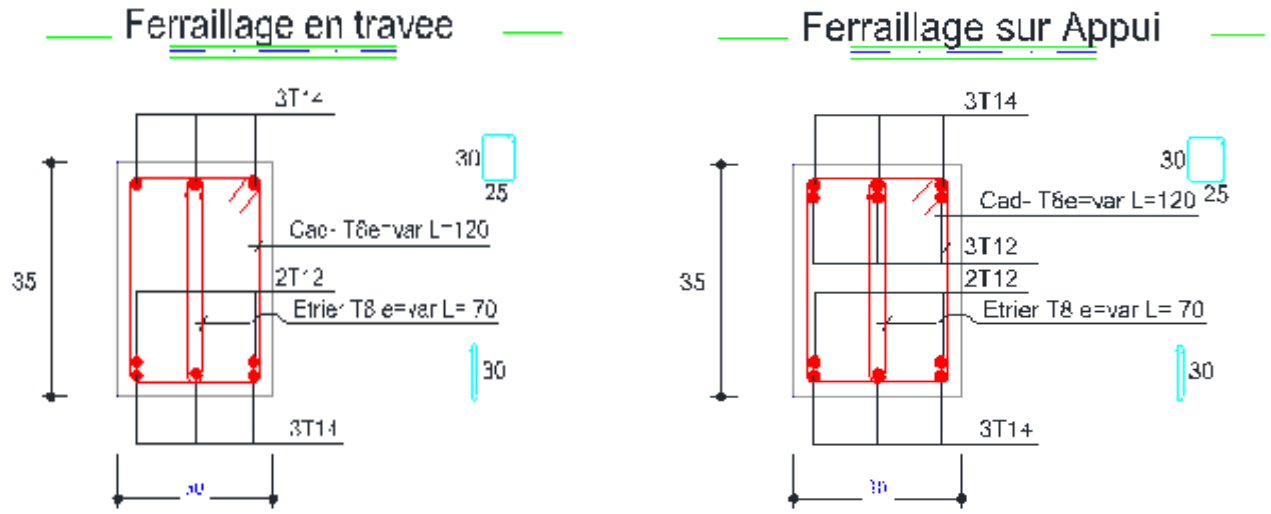


Figure.V.2 : Schéma de ferraillage des poutres transversales .

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion« M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

- Selon BAEL 91 : **Situation durable**

1.35 G +1.5 Q ……pour obtenir l'effort normal.

- Selon le R.P.A 99 : **Situation accidentelle (article 5.2)**

G +Q ±E ……Pour obtenir les moments fléchissant.

0.8G±E…….. Pour obtenir les moments fléchissant.

Avec :

G : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

N max ⟶ **M correspondant (1.35G+1.5Q)**

M max ⟶ **N correspondant (G+Q±E)**

N min ⟶ **M correspondant (0.8G±E)**

V.3.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2. Page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :

- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$ En zone recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0.8\% \times b \times h \rightarrow$ (**zoneIIa**)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ_L

Les Efforts internes :

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « Robot ».

- Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

V.3.3. Calcul de ferraillage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel **Robot**.Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

≪ Poteaux plus sollicité 2C≫

$\gamma_b = 1.15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_e = 400$ Mpa ; $C = 3$ cm (enrobage)

Poteaux	**50×50**	**45×45**	**40×40**
Combinaison	**E.L.U**	**E.L.U**	**E.L.U**
M_{corr} KN.m)	32.13	24,96	33,60
Nmax	1826,82	1012,82	522,38
Combinaison	**G+Q±E**	**G+Q±E**	**G+Q±E**
M_{max} (KN.m)	65.35	67,76	55.97
Ncorr(KN)	1482,96	1076,98	427,23
Combinaison	**0.8G±E**	**0.8G±E**	**0.8G±E**
Mcor (KN.m)	53,61	58.97	39,53
N_{min} (KN)	741,62	144.33	52,59

Tableau.V.4. Les sollicitations dues aux poteaux.

$A_{s\,min\,RPA} = 0.8\% \times b \times a.$ **(En ZoneIIa)→RPA (Art 7.4.2.1 P61)**

$A_{s\,min\,BAEL} = \min\left[4\frac{cm^2}{m} \times u\,; 0.2 \times \frac{B}{100}\right]$.**BAEL91**

u : Périmètre du poteau.

Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel «Robot » :

Poteaux	**M (KN.m)**	**N (KN.m)**	**$A_{s\,cal}$ (cm^2)**	**$A_{s\,min\,BAEL}$ (cm^2)**	**$A_{s\,min\,RPA}$ (cm^2)**	**$A_{s\,adp}$ (cm^2)**
50×50	65.35	1482,96	0	5	20	4HA12+8HA16=20.60
45×45	67,76	1076,98	0	4.05	16.20	4HA12+8HA14=16.84
40×40	55.97	427,23	0	3.2	12.80	12HA12=13.57

Tableau.V.5. Le ferraillage des poteaux.

V.3.4. Vérification de ferraillage :

❖ **Les armatures longitudinales :**

➢ **Suivant le RPA :**

- **La section minimale :**

La section minimale est de **:** $\mathbf{A_{min} = 0.8\% \times b \times h}$

- **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

➢ **Suivant les règles BAEL91 :**

- **La section minimale :** $\mathbf{A_{min} = 0.2\% \times b \times h}$
- **La section maximale :** $\mathbf{A_{max} = 5\% \times b \times h}$

Section	$A_{s\,min\,BAEL}$ (cm^2)	$A_{s\,min\,RPA}$ (cm^2)	$A_{s\,max\,BAEL}$ $5\% \times b \times h$	$A_{s\,max\,RPA}$ $4\% \times b \times h$	$A_{s\,max\,RPA}$ $6\% \times b \times h$	$A_{s\,adp}$ (cm^2)	O.B
50×50	5	20	125	100	150	24.89	C.V
45×45	4.05	16.20	101.25	81	121.5	24.89	C.V
40×40	3.2	12.80	80	64	96	13.57	C.V

Tableau V.6. Vérification de ferraillage des poteaux.

V.3.5. Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➢ **D'après le BAEL :**

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left[0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right] = 3.33\text{MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est :$\mathbf{T_{max} = 51.56\ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b×h	T_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
50×50	27,78	0.111	3.33	C.V
45×45	39,64	0.196	3.33	C.V
40×40	46,27	0.289	3.33	C.V

Tableau V.7.Vérification des efforts tranchants des poteaux selon BAEL

- **Vérification selon le RPA:**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ **Avec :** $\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \rho d \times fc28$

- $\rho_d = 0{,}075 \rightarrow$ si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0{,}04 \rightarrow$ si : $\lambda_g < 5$

$\boldsymbol{\lambda_g}$: L'élancement géométrique $\boldsymbol{\lambda_g = \frac{L_f}{a}}$

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.26$ m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b×h	L_f	λ_g	ρ_d	τ_u	$\overline{\tau_u}$	O.B
50×50	2.856	5,712	0.075	0.111	1,875	C.V
45×45	2.142	4.760	0.04	0.196	1	C.V
40×40	2.142	5.355	0.075	0.289	1.875	C.V

Tableau.V.8.Vérification des efforts tranchant des poteaux selon RPA

V.3.6. Calcul des armatures transversales :

- **Choix de diamètre :**

On a:$\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_l \rightarrow$ donc : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 \rightarrow \phi_t \geq 6.66$ mm $\rightarrow \phi_t = 8\,mm$

On adopte des cadres : **T8**

- **Espacement entre les cadres :**

$S_t \leq \text{Min}(15\phi_l; 40\text{cm}; a + 10\text{cm})$

$S_t \leq \text{Min}(15 \times 1.2; 40\text{cm}; a + 10\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 18 \rightarrow$ Soit : $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

- **Espacement des cadres d'après le RPA :**
  - **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$; En Zone IIa → **R. P. A [7.4.2.2,]**

$S_t \leq 12$

Donc : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

  - **Dans la zone courante :**

$S_t \leq 15\phi_l$ Zone I et IIa

Donc : $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

- **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u: l'effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t: est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$**R. P. A [7.4.2.2]**

- $\rho_a = 2{,}5$ ..... Si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3{,}75$ .....Si : $\lambda_g < 5$

Dans la zone nodale :$S_t \leq 15\ cm \rightarrow\ Zone$ II $\rightarrow$ soit $S_t = 10$ cm

Dans la zone courante ::$S_t \leq (15\phi_l) \rightarrow$ soit $S_t = 15$ cm

La quantité d'armatures transversales minimale A't/St*b en % est donnée comme suit :

- : $\lambda_g \geq 5$
- : $\lambda_g < 5$
  - Si $\lambda_g \geq 5$.....0.3%
  - Si $\lambda_g < 5$.....0.8%
  - Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$.....interpoler entre les valeurs limite précédentes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b×h	T_{max} (KN)	h_i	λ_g	ρ_a	$A_t\ (cm^2)$	$A_{t\ adp}(cm^2)$
50×50	27,78	0.50	5,712	2,5	0.81	2T8=1.01
45×45	39,64	0.45	4.760	3.75	1.21	4T8=2.01
40×40	46,27	0.40	5.355	2.5	0.80	2T8=1.01

Tableau V.9. Les armatures transversales des poteaux

V.3.7. Calcul de la zone de recouvrement :

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est : $40\emptyset \rightarrow$ En zone II

Poteaux	**50×50**	**45×45**	**40×40**
ϕ_{max} **(mm)**	16	14	12
40ϕ (m)	0.64	0.56	0.48

Tableau.V.10. Longueur de recouvrement poteaux.

V.3.8. Vérification de la contrainte à l'E.L. S :

La vérification est faite à l'aide de logiciel Robot.

- **Contrainte admissible de béton :**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6fc28 = 15\ Mpa.$

- **Contrainte admissible d'acier :**

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e\ ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\} = 201.63\ MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

b×h	M_{ser}**(KN.m)**	N_{ser} **(KN)**	$A_S(\mathbf{cm}^2)$	σ_{bc}**(MPa)**	$\sigma_{bc} < 15$	σ_{st}**(MPa)**	$\sigma_{st} < 201.63$
50×50	32,13	1318,65	27,05	5,14	C.V	77,05	C.V
45×45	17,28	973,80	14.54	2,75	C.V	41,22	C.V
40×40	19,49	545,28	16.41	3,13	C.V	46,92	C.V

Tableau.V.11. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.

V.3.9. Schéma de ferraillage des poteaux:

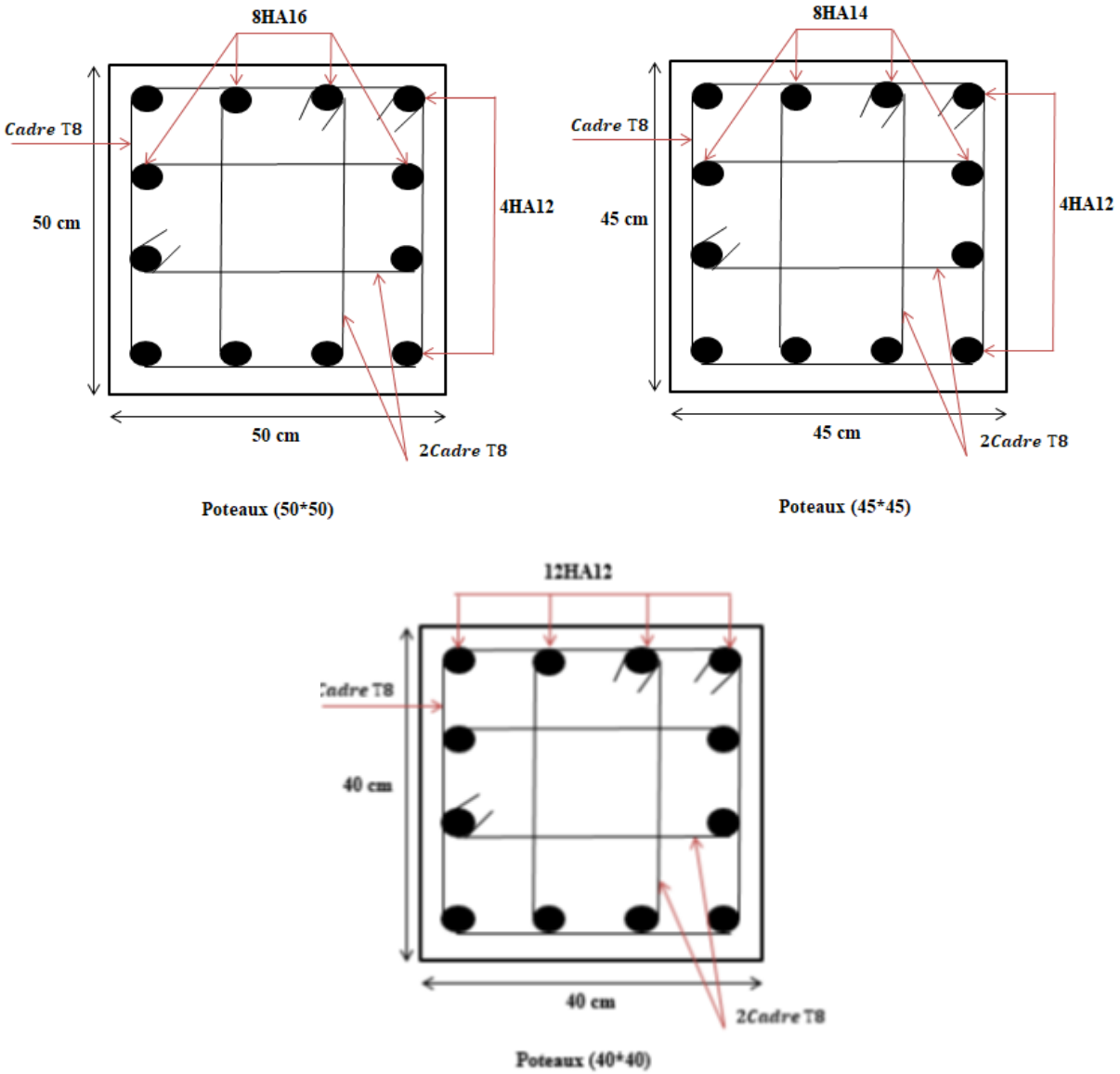


Figure.V.5 : Schéma de ferraillage des poteaux.

V.4. Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendre, le moment fléchissant et l'effort normale déterminée selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismique le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale dubétontendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doiventrespecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

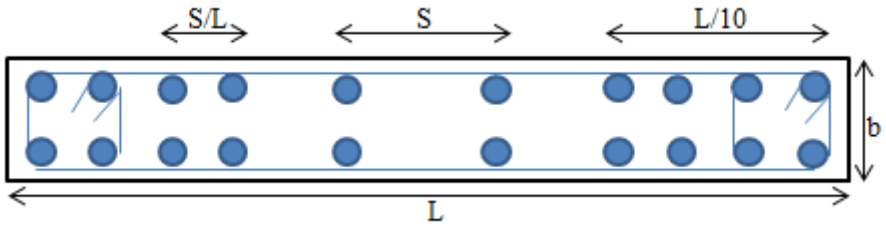


Figure.V.6 : Section transversale de voile.

b. Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.

- ✓ En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petitedes deuxvaleurs suivantes :**S ≤ min (1.5×e ; 30 cm)**

Avec :

e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- ✓ Φ_t = 6 mm → lorsque $\Phi v \leq 20$ mm.
- ✓ Φ_t = 8 mm lorsque $\Phi v > 20$ mm.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le reversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.4.2. Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2\times l'}{3}\right)$.

Avec :

L' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.4.3. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- ➢ Section entièrement comprimée. SEC.
- ➢ Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ».

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

Avec :

A : Surface.

I : moment d'inertie.

M : moment de flexion.

- **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

Si :

$M > 0$…….$\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$

Pour connaitre la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' **Lt**' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{Tan}\,\alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par :

$$A_{cal} = T \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Si :

$M < 0$…….$\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

$$\text{Tan}\,\alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_B + \sigma_A}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0.5 \times \sigma_A \times L_t \times b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

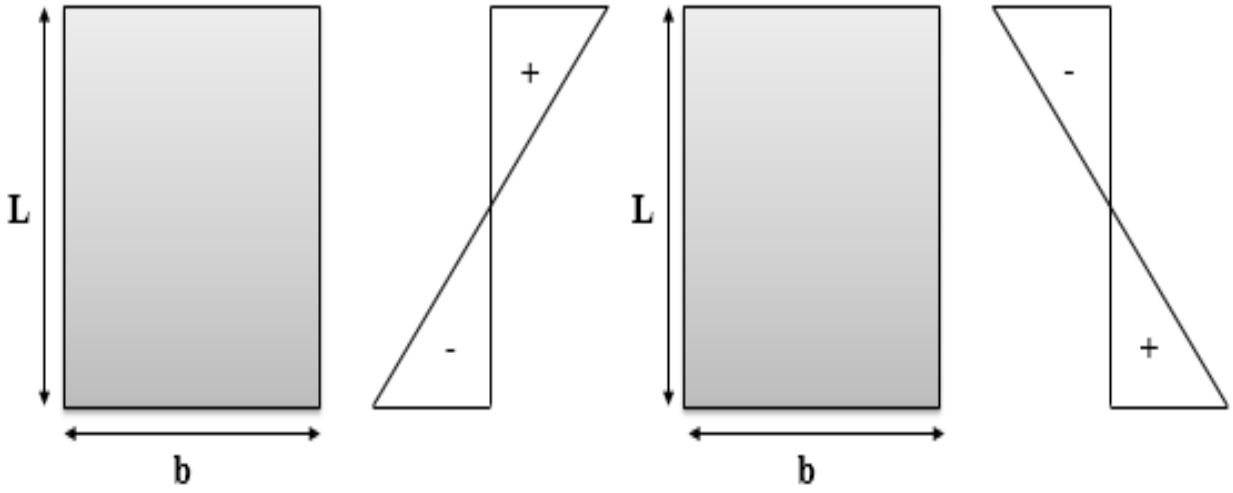


Figure.V.7 : Section partiellement comprimée SPC.

- **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ($\boldsymbol{\sigma_{max}}$, $\boldsymbol{\sigma_{min}}$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0{,}0015 \times L \times b$$

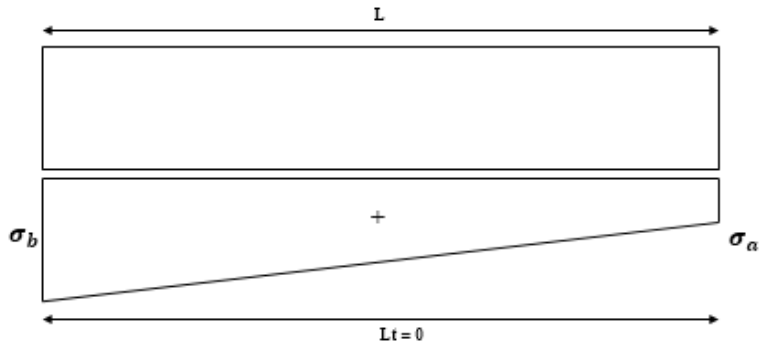


Figure.V.8. Section entièrement comprimée SEC.

- **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ($\boldsymbol{\sigma_A}$, $\boldsymbol{\sigma_B}$) :

- La longueur tendue est égale à « L » → $L=L_T$.
- L'effort de traction est donné par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times \frac{L \times b}{2}$

- La section d'armatures nécessaire est donnée par :$A_{cal} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

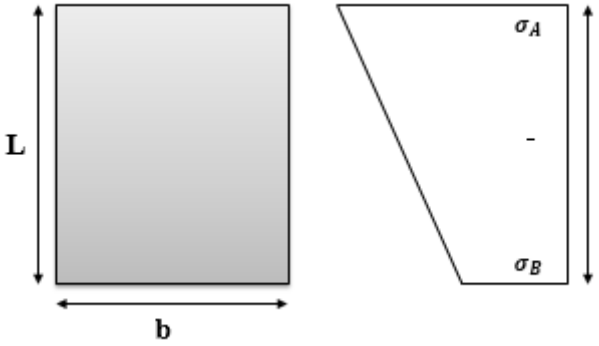


Figure.V.9. Section entièrement tendue SET

V.4.4. Ferraillage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- **G + Q ± E**
- **0.8G ± E**

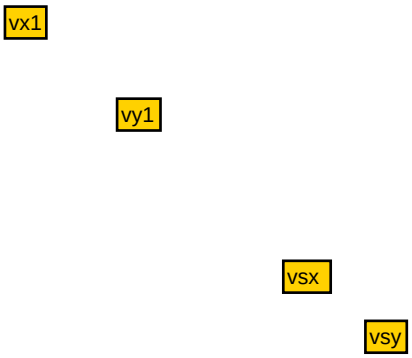
V.4.4.1. Calcul de ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ →Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% \times b \times L$ →Dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :



FigtureV.10. La disposition des voiles choisie.

V.4.4.2. Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Exemple de calcul (voile Vx) :**
  - **Sens XX**

Les données utilisées sont les suivantes :

- Dimension :

  L = 2,45 m

  b = 0.20 m

- Caractéristique géométrique :

$$I = \frac{0.20 \times 2{,}45^3}{12} = 0.1000^4 \text{ m}$$

$$S = 2{,}45 \times 0.2 = 0{,}49\ m2$$

$$Y = \frac{L}{2} = 1{,}225\ m$$

- Les sollicitations sont :

M = 3958,34KN.m

N = 16832.01 KN

- Les contraintes :

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} = 82840{,}70 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I} = -14138{,}62 \text{ KN/m}^2$$

Les deux contraintes de signes opposés, alors SPC.

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0{,}357\text{m}.$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 504{,}75\text{KN}.$$

$$A_{Cal} = \frac{T \times \gamma_S}{f_e} = 14{,}51\text{cm}^2$$

- **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version 2003(Art7.7.4.1) :

$\mathbf{A_{RPA} = 0.2\% \times b \times L_t}$.

b: Epaisseur du voile.

$\boldsymbol{L_t}$: Longueur de la section tendue. Notre cas $Lt = 0{,}357m$.

Alors :

$A_{RPA} = 0.2\% \times b \times L_t = 1{,}43\text{cm}^2$.

$$A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 20 \times 400 = 7{,}35\text{cm}^2$$

$A_{min(ml/face)} = A_{min}/(2 \times L) = 1.5\ \text{cm}^2/\text{ml/face}$.

$\mathbf{A_{adopté} = Max\ (A_{Cal}\ ;\ A_{min}\ ;\ A_{RPA})} = 14{,}51\mathbf{cm^2}$

$A_{s\ Adopté}$ **= 15HA12=16.96**

- **Espacement :**
  - **En zone courante :**

$S_t \leq \min(1.5e\ ;\ 30) = 30$ cm on choisier: St = **20 cm**

  - **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$$

- **Sens X-X:**

Voile	**Vx**
M (KN,m)	**3958,34**
N (KN)	**16832,01**
L (m)	2,45
b (m)	0,2
I (m4)	0,1000
S (m2)	0,490
Y (m)	1,255
σ_A**(KN/m²)**	**82840,70**
σ_B **(KN/m²)**	-14138,62
Nature de section	SPC
L_t**(m)**	0,357
T (KN)	699,85
$A_{s\ cal}$ **(cm2)**	17,50
$A_{s\ RPA}$ **(cm2)**	**1**,43
$A_{s\ min\ RPA}$ **(cm2)**	**7**,35
$A_{s\ max}$**=**	14,51
Zone Tendue	**2HA12=2,26**
Zone Courant	**2*6HA14 =18.47**
$S_{t\ courant}$ **(cm)**	**20**
$S_{t\ About}$ **(cm)**	10

Tableau.V.12. Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile transversal.

- **Sens-Y-Y :**

Voile	**Vy1**	**Vy1**
M (KN,m)	**2768,62**	**2768,62**
N (KN)	16832,01	16832,01
L (m)	**2,25**	**2,25**
b (m)	0,2	0,2
I (m4)	**0**.1898	0.1898
S (m2)	0.45	0.45

Y (m)	1,125	1,125
σ_A **(KN/m²)**	53815,09	53815,09
$_B$**(KN/m²)**	-20994,05	-20994,05
Nature de section	SPC	SPC
L_t **(m)**	**0**.63	0,63
T (KN)	1322,62	1322,62
$A_{s\,cal}$ **(cm2)**	38.02	38.02
$A_{s\,RPA}$**(cm2)**	2.52	2.52
$_{s\,min\,RPA}$ **(cm2)**	6,75	6,75
A_s = **Max** (A_c; A_{RPA}; A_{min})	38,02	38,02
Zone Tendue	**2HA10=1.57**	**2HA10=1.57**
Zone Courant($A_{Adopté}$)	**12HA16+12HA14 =42.6**	**12HA16+12HA14 =42.6**
$S_{t\,courant}$ **(cm)**	20	20
$S_{t\,About}$ **(cm)**	10	10

Tableau.V.13. Résumé des résultats de ferraillage vertical de voile longitudinal.

- **Les voiles d'ascenseur :**

Voile	V_{SX}	V_{SY}
M (KN,m)	1280,80	576.16
N (KN)	480.60	615.39
L (m)	1,80	1,80
e (m)	0,2	0,2
I (m4)	0,01	0,01
S (m2)	0,36	0,36
Y (m)	0,90	0,90
σ_A**(KN/m²)**	27960,7	27960,7
σ_B**(KN/m²)**	-16625,7	-16625,7
Nature de section	SPC	SPC
L_t **(m)**	0,52	0,52

T (KN)	893,36	893,36
$A_{s\ cal}$ **(cm2)**	28.31	28.31
$A_{s\ RPA}$ **(cm2)**	**6**.48	6.48
$A_{s\ min\ RPA}$ **(cm2)**	5,4	5,4
A_s = **Max** (A_c; A_{RPA}; A_{min}	27,01	27,01
Zone Tendue	**2HA12=2.26**	**2HA12=2.26**
Zone Courant ($A_{s\ Adopté}$)	**2×12HA12=27.14**	**2×12HA12=27.14**
$S_{t\ courant}$ **(cm)**	15	15
$S_{t\ About}$ **(cm)**	10	10

Tableau.V.14.Résumé des résultats de ferraillage de voile ascenseur.

a. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99)

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}\ ; 5\ MPa) = 3.25\ \ MPA$$

V : effort tranchant.

b : épaisseur du voile.

L : langueur du voile.

Il faut vérifier :

$\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens X-X :**

Voile	**V (KN)**	**b (m)**	**d (m)**	**τ (Mpa)**	**τ_{adm}(Mpa)**	**$\tau \leq \tau_{adm}$**
Vx1	**699,85**	0,2	2,45	2,22	5	CV
Vsx	**893,36**	0,2	1.80	3.86	5	CV

Tableau.V.15.Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

- **Sens-Y-Y :**

Voile	V (KN)	b (m)	d (m)	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
Vy1	1322,62	0,2	2,25	4,57	5	CV
Vsy	893,36	0,2	1.80	3.86	5	CV

Tableau.V.16.Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.

b. Calcul de ferraillage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambementde celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

- **Selon le BAEL :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0) \times b}{0{,}9 \times \left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right] \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Où :

- $\mathbf{K} = 0$: Cas de reprise de bétonnage.
- $\boldsymbol{\alpha} \leq 90°$
- $\mathbf{S_t} \leq \min[1.5 \times e \ ; \ 30\ cm] = 30\ cm$
- $\boldsymbol{\tau_0} = 0.3\ f_{tj} \times k$

Donc on adopte : $\mathbf{S_t = 20cm.}$

- **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent êtred'un treillisd'armatures en double nappes et donnés par **:**

Pour : $\tau \leq 0{,}025 \times f_{c28} = 0{,}625MPa \rightarrow A_t = 0{,}0015 \times b \times L$

Pour : $\tau > 0{,}025 \times f_{c28} = 0{,}625MPa \rightarrow A_t = 0{,}0025 \times b \times L$

La section adoptée est :

$$A_t = \max[A_{t\,RPA} \ ; \ A_{t\,BAEL}]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Exemple d'application :**

- **Sens X-X :**

Voile VX :

Pas de reprise de bétonnage α = 90° → K = 0.

$S_t \leq \min(1.5 \times e \ ; \ 30\ cm)$→ (Art 7.7.4.3 RPA99)

S_t = 20 cm

V = 699,85 KN

$\tau = 1.555$ MPA ≤ 3.25 MPA.

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0{,}9 \times \left(\frac{fe}{\gamma s}\right)} \frac{(1.555 \times 200) \times 200}{0{,}9 \times \left(\frac{400}{1}\right)} = 1.72\ cm^2$$

$A_t \geq 1.72\ cm^2$

Ferraillage minimal de RPA :

$\tau = 1.555 > 0.015 \times f_{c28} = 0.625\ MPA$ a $A_t = 0.0025 \times b \times L$

$A_{RPA} = 0.15\% \times 20 \times 2{,}45 = 7.35\ cm^2$

$A_t = max(12{,}25\ ; 7.35) = 12.25\ cm^2$

$A_t(ml/face) = \frac{12.25}{2 \times 2.45} = 2.5 \frac{cm^2}{ml}$/face

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens X-X :**

Voile	τ (Mpa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm2)
Vx1	2,22	0,2	0,2	2,45	1,72	14,51	2,15	**5HA8=2.51**
Vsx	3.86	0,2	0,2	1.80	3.01	6,48	2,15	**5HA8=2.51**

Tableau.V.17.Résultats de ferraillage horizontal sens X-X.

- **SensY-Y :**

Voile	τ (Mpa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2/ml)	Aadop (cm2)
Vy1	4,57	0,2	0,2	2,25	5,07	6,75	2,15	**5HA8=2.51**
Vsy	3,86	0,2	0,2	1,80	4,28	5,40	2,15	**5HA8=2.51**

Tableau.V.18. Résultats de ferraillage horizontal sens Y-Y.

V.4.4.3. Schémas de ferraillage des voiles :

- **Sens X-X**
  - **Voile (Vx1) :**

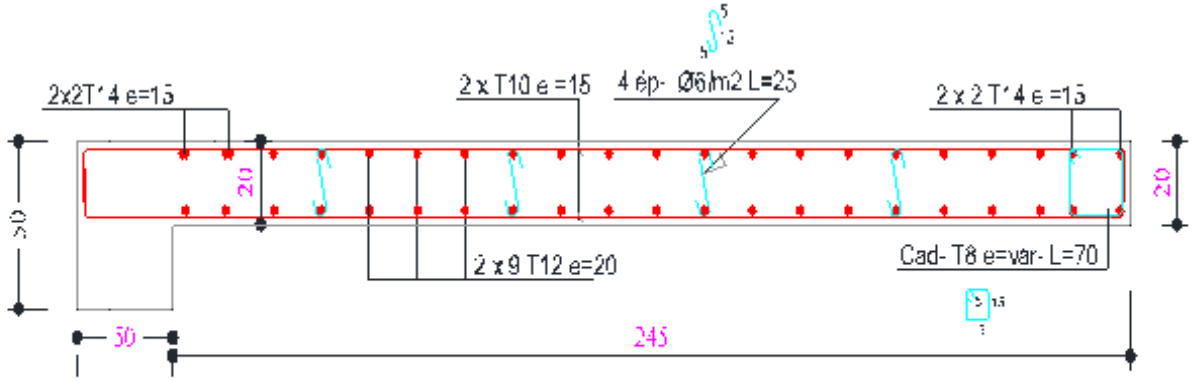


Figure.V.11. Ferraillage du voile (Vx1).

- **Sens Y-Y :**
  - **Voile (Vy1) :**

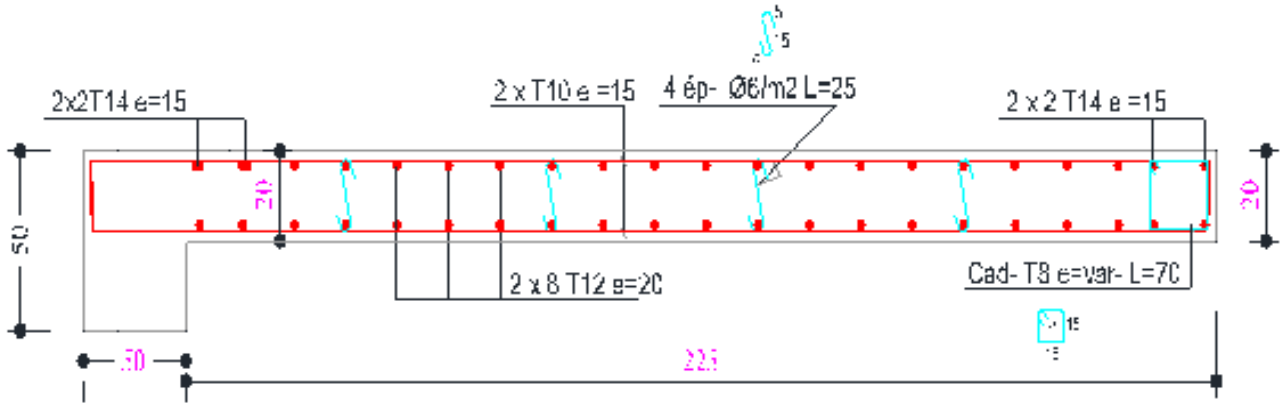


Figure.V.12. Ferraillage du voile(Vy1).

V.4.4.4. Schémas de ferraillage des voiles de l'ascenseur :

- **Sens X-X :**

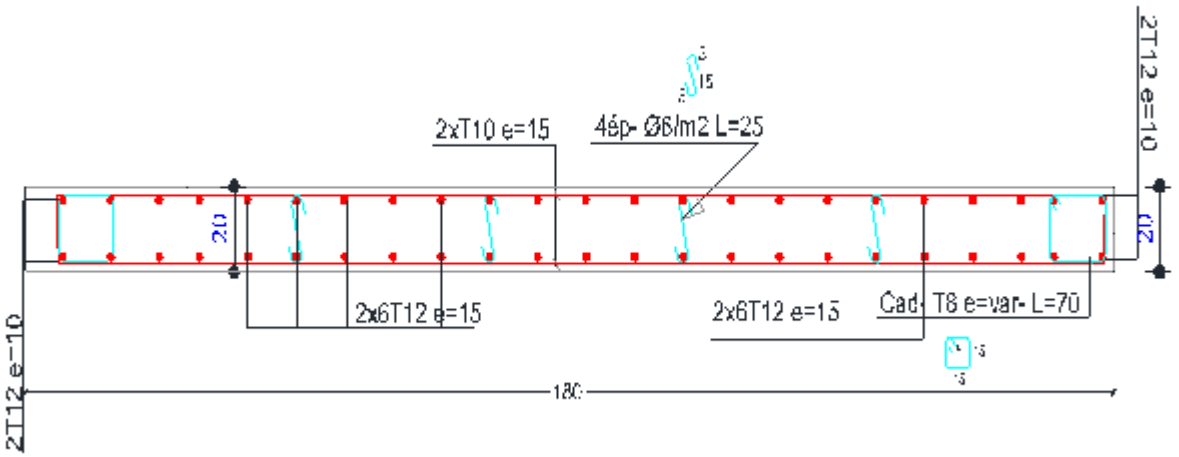


Figure.V.13. Ferraillage voile d'ascenseurVsx.

- **Sens Y-Y :**

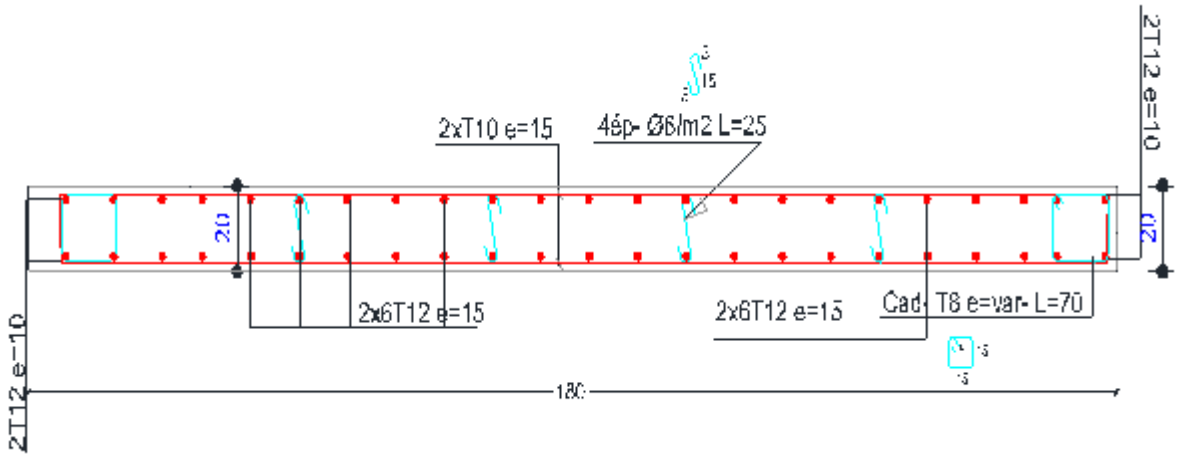


Figure.V.14. Ferraillage voile d'ascenseurVsx.



CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la super structure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (Les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.3. Choix du type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VI.3.1. La semelle isolée :

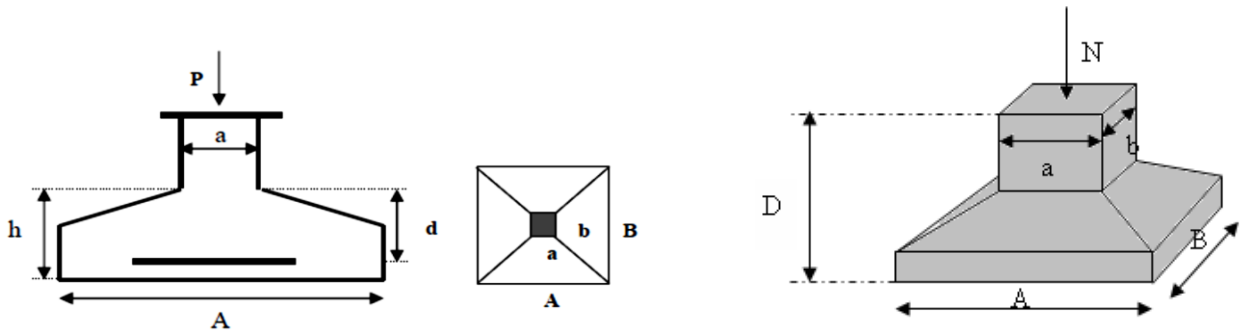
⇒ Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux.

⟹ La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{(S_{semelles})}{(S_{bâtiment})} < 50\ \%.$$

⇒ La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$



Figures VI.1: schéma de semelle isolée

Avec :

$N_{ser} = G + Q$

$\sigma_{sol} = 2\ bar = 200\ KN/m^2$

VI.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

S_{bat} **:** Surface total du bâtiment = 354,75**m²**

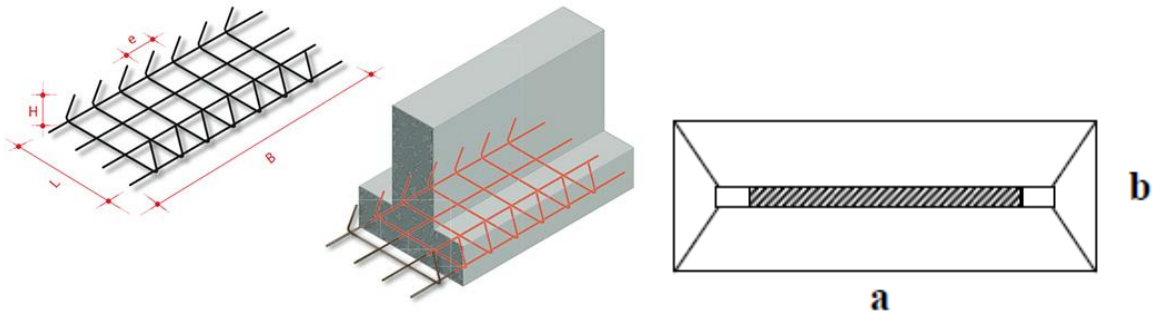
Les surfaces des semelles : **d'après Robot.**

N poteau	N (KN)		S (m)
1	368,27	200	1,84
2	821,84	200	4,11
3	976,15	200	4,88
4	976,16	200	4,88
5	821,86	200	4,11
6	368,51	200	1,84
7	526,48	200	2,63
8	710,84	200	3,55
9	1089,95	200	5,45
10	1089,93	200	5,45
11	710,55	200	3,55
12	526,57	200	2,63
13	781,49	200	3,91
14	1138,85	200	5,69
15	1050,44	200	5,25
16	1050,35	200	5,25
17	1138,81	200	5,69
18	781,63	200	3,91
19	716,31	200	3,58
20	1012,37	200	5,06

21	643,83	200	3,22
22	644,08	200	3,22
23	1012,37	200	5,06
24	716,50	200	3,58
25	511,31	200	2,56
26	669,86	200	3,35
27	942,45	200	4,71
28	942,51	200	4,71
29	669,51	200	3,35
30	511,61	200	2,56
31	414,85	200	2,07
32	803,61	200	4,02
33	831,72	200	4,16
34	831,76	200	4,16
35	803,50	200	4,02
36	414,96	200	2,07
Total			140,11

Tableau VI. 1 Charge vertical sur les semelles

VI.3.1.2. La surface des semelles filantes des d'après Robot :



Figures VI.2: schéma de semelle filante.

On a : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{a*b}$

Avec :

- σ_{sol} : Capacité portante du sol

- ***a***: La langueur de la semelle.

- ***b***: La largeur de la semelle.

- les surfaces des semelles filantes des voiles : d'après ROBOT

N voile	N (KN)		S (m^2)
V1	914,22	200	4,57
V2	907,25	200	4.54
V3	907,02	200	4,54
V4	970,13	200	4,85
V5	942,11	200	4,71
V6	942,28	200	4,71
V7	970,06	200	4,85
V8	737,39	200	3,69
V9	737,77	200	3,69
V10	825,13	200	4,13
V11	825,46	200	4,13
Total			48,39

$\boldsymbol{S_{total}}$ **=140.11 + 48.39 = 188.50** $\boldsymbol{m^2}$

$$\frac{S_{total}}{S_{bâtiment}} = \frac{188.50}{336.00} \times 100 = \mathbf{56.10}\ \% > \mathbf{50}\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement des contraintes au niveau des semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

VI.4. Le radier :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmise par les poteaux sont très élevée, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux. Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans les deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- ✓ Le radier dalle (peu utilisé).
- ✓ Le radier nervuré (le plus courant).
- ✓ Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- ✓ Le radier voute (rarement utilisé).

On choisit un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :

VI.4.1.1. L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ **Condition forfaitaire :**

La hauteur du radier doit respecter la condition suivante :$\boldsymbol{40cm \leq h_r \leq 100cm}$.

Avec :$\boldsymbol{h_r \geq \frac{L_{max}}{20}}$

$\boldsymbol{L_{max}}$: La longueur maximale entre axes des poteaux.

Telle que : $\boldsymbol{L_x = 5.0\ m}$ Donc :$\mathbf{h_r \geq 25\ cm}$

On prend :$\boldsymbol{h_r = 60\ cm}$

VI.4.1.2. Nervure :

- ➢ **La hauteur de la nervure :**
  - **Condition forfaitaire :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : La langueur maximale entre axes des poteaux.

Telle que : $\boldsymbol{L_x = 5.0\ m}$ Donc :$\mathbf{h_n \geq 50\ cm}$

Il faut respecter la condition suivante : 0.5 m ≤ $\boldsymbol{h_n}$ ≤1.5 m

- **Condition de la longueur élastique :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $\boldsymbol{L_{max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2} \rightarrow L_e \leq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}}$

Avec : $\boldsymbol{L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}}$

- I : Inertie de la section transversale du radier : $I = \frac{bi}{1}$
- b : Largeur de radier
- L_e : la longueur élastique, qui permet de détermin flexible).
- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,21 \times 10^7$
- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K$

En fonction de la nature du sol, le coefficient **K** prend les valeu

- $K = 0{,}5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4\ [kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

$\mathbf{K = 4kg/cm^3 \rightarrow K = 40000Kg/m^3}$ Pour un sol de densit

$$\mathbf{h_n} \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = 72 \text{ cm}$$

$0.3 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \rightarrow 22 \leq b \leq 50$

Notre radier est de h_n **=1.20 m** et b **=50 cm**….. **CV**

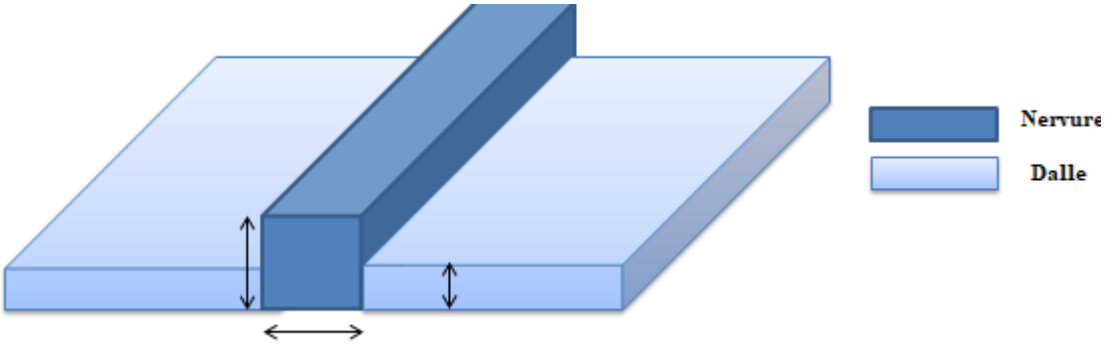


Figure.VI.3. Dimension du radier.

- **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après la pratique BAEL 91 Art 3.2.1, la contrainte de cisaillement du radier d

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq min\left[0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ Mpa\right] = 2,5\ Mpa$$

Avec :

- $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$: est la valeur de l'effort tranchant calculée à l'ELU
- $N_{..}$: L'effort normal ultime à la base. $N_{..} = 51505{,}96$ **KN**

D'où :

- $q_u = \frac{N_u \times 1ml}{S_{bat}} \quad \rightarrow \quad q_u = \frac{51505.96}{336.00} = \mathbf{153.29}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$
- $V_u = \frac{153.29 \times 5.0}{2} = \mathbf{383.22}\ \boldsymbol{KN}$

$$\rightarrow\ \boldsymbol{\tau_u} = \frac{383.22 \times 10^3}{500 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.70\ Mpa \leq \tau_{adm} = 2.5 Mpa$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

- **La surface minimale du radier :**

Selon le règlement du « ***RPA 99 VERSION 2003*** », on doit m admissible du sol par coefficient de sécurité égale1.5.

$$\frac{\mathbf{N_u}}{\mathbf{S_{rad}}} \leq \mathbf{1.5\ \sigma_{sol\ adm}}.$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{sol\ adm}}$: La capacité portante de sol.

Donc : $S_{rad} > \frac{N_u}{1{,}5 \times \sigma_{sol\ adm}} = \frac{51505.96}{1{,}5 \times 200} = 168.35\ \mathbf{m^2} < \mathbf{S_{bat} = 336.00 m}$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du ra avons prévu un débordement (**D**).

VI.4.1.3. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \max\left[\frac{h_r}{2}, 30cm\right] = 30\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Soit : } D = 40\ cm$$

D'où :

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times \left[2 \times (L_x + L_y)\right] = 336.00 + 0.4 \times 2 \times (21.00 + 16.00) = \mathbf{365.60\ m}$$

Alors la surface du radier est : $\mathbf{S_{rad} = 365.60\ m^2}$

VI.4.1.4. Vérification du poinçonnement :

- **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$ **CBA (Art A5.2.4.2)**

Avec :

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau **N = 1563,45KN**.

h : L'épaisseur totale de la dalle.

μ_c **:** Périmètre du contour cisaillé : → μc = 2(a + b + 2 × h) = 6.80 m.

$\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 1.2) = 6.80\ m.$

Donc :

$$\frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 6.80 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6120\ \text{KN} \rightarrow N_u = 1563.45\text{KN} < 6300\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots (\text{CV})$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonn

- **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 1.80 m et **Nu = 1251,48KN**.

Pour une bande de 1 ml: $\frac{N_u}{ml} = \frac{1251.48}{1.80} = 695.26\text{KN/ml}.$

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$ **CBA (Art A5.2.4.2)**

Avec :

$a = 408\ cm \Rightarrow A = a + hn = 408 + 120 = 528\ cm$

$b = 20\ cm \Rightarrow B = b + hn = 20 + 120 = 140 cm$

$\mu_c = 2(A + B) = \mathbf{13}.36\ \mathbf{m}$

Donc :

$$\frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 13.36 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 12024\ \text{KN} \rightarrow N_u = 1251.48\ \text{KN} < 12024\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots (\text{CV})$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.6.Caractéristiques géométriques du radier :

Inerties du radier :

- Les inerties/X : I_{xx} =21500.93 Í⁴
- Les inerties/Y : I_{yy} =**26712.00** Í ⁴

Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 9.04$ m
- $Y_g = 9.10$ m

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après **ROBOT :**

- $X_{gm} = 8.45$ m
- $Y_{gm} = 8.49$ m

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0.59$ m
- $e_y = 0.61$ m

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.7 Vérification de la stabilité du radier :

VI.7.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$

$N_t = N_{str} + N_{rad} = G_{str} + G_{rad}$

N_{str} est tiré de robot .

$N_{rad} = S_{rad} \times h_r \times \rho_{béton}$

(bars)	S [m²]	N [KN]	N_{rad} [KN]	N [KN]	condition
2	363.79	50835.44	4092.63	54928.07	$N \leq 200$ KPa
On a : $N = 150.98 \leq 200$ ... CV					

Tableau VI.4: *Vérification du sol sous charges verticales.*

VI.7.2 Vérification de la stabilité (poussée hydrostatique) :

Condition à vérifier :

$$P = N_{ser} \geq F \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$F = 1.5$ est le coefficient de sécurité.

H $= \frac{h_{str}}{10}$ est la hauteur d'ancrage du bâtiment.

S_{rad}: surface totale du radier.

γ_w : poids volumique de l'eau pris égal à 10 KN/m³.

P [KN]	h				[KN/m²]	Condition
50835.44	34	3.40	363.79	1.5	10	P > 18553.29
On a : $P = 50835.44 \geq 18553.29$ ... CV						

Tableau VI.5: Vérification de la poussée hydrostatique.

VI.7.3 Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de reversement,sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

$\boldsymbol{0.8G \pm E}$ **:** Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

$\boldsymbol{G + Q \pm E}$ **:** Pour les contraintes maximales de compression.

VI.7.3.1 Vérification de la stabilité au soul¯vement :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

combinaison	$\boldsymbol{N(KN)}$	$\boldsymbol{M(KN.m)}$	$\boldsymbol{e(m)}$	$\boldsymbol{L/4\ (m)}$	$\boldsymbol{OB}$
$\boldsymbol{0.8G \pm E}$	37558.26	337398.17	8.98	12.05	**CV**
$\boldsymbol{0.8G \pm E}$	37485.92	327838.55	8.74	9.00	**CV**

Tableau VI. 3 Vérification d e la stabilité du radier au soulèvement

Nota/ La stabilité du radier est vérifiée au phénomène du non soulèvement dans les deux sens.

∗ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

.

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3*\sigma_1+\sigma_2}{4}$

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_x} * y_G$
- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_y} * x_G$
- I_{xx}=21500.93m^4
- I_{yy} =26712.00m^4

	Sens X	Sens Y
M(KN.m)	337398.17	327838.55
N(KN)	37558.26	37485.92
σ	260.48	232.89
σ	- 54.00	-26.80
σ	181.86	167.96

Tableau VI. 4 Calcul des contraintes.

$\sigma_m < \bar{\sigma} = 200KN/m^2$; Donc le phénomène de non renversement est vérifié dans les deux sens.

VI.7.3.2 Vérification de la compression sous G + Q ± E :

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1.5 * \bar{\sigma}$.

Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	(Kpa)	adm	OB
G + Q ± E_x	55623.16	492871.41	/	382.59	-76.80	267.74	300	CV
G + Q ± E_y	55550.82	/	485751.35	345.09	-39.69	248.89	300	CV

Tableau VI. 5 Vérification de la compression sous G+Q±E

La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens

VI.8.Ferraillage du radier :

Le radier se calcul comme un plancher **renversé** appuyé sur les poteaux et les voiles.on a utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode de Pigeaud proposée par le règlement **B.A.E.L.91.**

La fissuration est considérée très préjudiciable, les panneaux sont calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargés par la contrainte du sol.

VI.8.1Dalle de radier :

- **Ferraillage de panneau le plus sollicité :**

On considère le panneau le plus sollicité : $L_x = 5.05$ m , $L_y = 3.60$ m

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1.40 > 0.40$ → La dalle porte dans les deux sens.

Selon le ROBOT, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens X :

Combinaisons	ELU		ELS		ACC	
Niveaux	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Moments	-249.34	286.07	-180.10	208.73	-231.23	242.23

Tableau VI.4. Les sollicitations de Radier sens X

Sens Y :

Combinaisons	ELU		ELS		ACC	
Niveaux	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Moments	-305.86	217.01	-222.07	158.30	-286.43	223.07

Tableau VI.5. Les sollicitations de Radier sens Y

- **Calcul des sections d'armatures :**

	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M (KN, m)	-249.34	286.07	-305.86	217.01
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	45	45	45	45
d (cm)	40	40	40	40
μ_{bu}	0,110	0,126	0,135	0,095
α	0,146	0,168	0,181	0,197
F_{su}(Mpa)	348	348	348	348
F (Mpa)	14,16	14.16	14,16	14,16
Z (m)	37.66	37.31	37.10	36.84
A_s (cm^2)	19.02	22.03	23.69	16.92
(A cm^2)	4.83	4.83	4.83	4.83
Choix des barres	7T14+7T14	8T14+8T14	8T14+8T14	6T14+6T14
A_{sadop} (cm^2)	21.55	24.63	24.63	18.47

Tableau VI.6. Calcul de ferraillage de la dalle radier à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\,min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \qquad \textbf{BAEL}$$

∗ Espacement maximal :

En travée :

$$S_{t(x)} \leq min(3 * h\,; 33cm) = 33cm$$

$$S_{t(y)} \leq min(4 * h\,; 33cm) = 33cm$$

On opte un espacement de : $S_t = 15cm$

Sur appui :

$$S_{t(x)} \leq min(3 * h\,; 33cm) = 33cm$$

On opte un espacement de : : $S_t = 15cm$.

∗ Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa$

$\bar{\sigma}_{st} = inf\left\{\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 164.97Mpa$ … Fissuration trés préjudiciable

Position de l'axe neutre :

$b\,y^2 + 30.A_s.y - 30.d.A_s = 0$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2]$$

Contrainte du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I}.y$$

Vérification des contraintes des armatures tendues:

$$\sigma_{st} = \eta \times K(d-y)$$

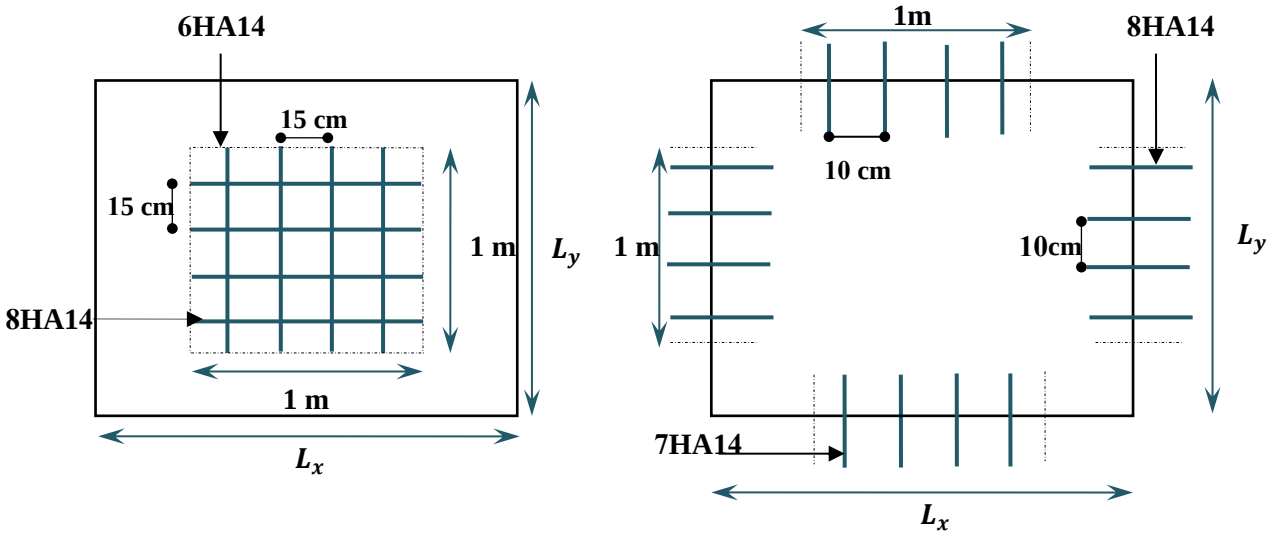
Avec : $\eta = 15$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN. m)	-180.10	208.73	-222.07	185.30
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	45	45	45	45
d (cm)	40	40	40	40
y (cm)	36.43	36.85	37.03	35.70
I(cm^4)	1611596.29	1670124.73	1694581.29	1520165.44
K (N/mm^3)	0.0117	0.0124	0.0131	0.0121
$\sigma_{s\,tadm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{b\,cadm}$ (MPa)	15	15 σ	15	15
σ_{bc} (MPa)	4.07	4.60	4.85	4.35
σ_{st} (MPa)	6.26	5.85	5.83	7.80
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st\,adm}$	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

VI.5.1.5. Schéma de ferraillage de radier :



En travée **Sur appui**

Figures VI.5. Schéma de ferraillage du radier.

VI.8.2Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L = 45 cm , le calcul du ferraillage sera pour une bande de 1 mètre avec h = 0.45m et d = 40 cm.

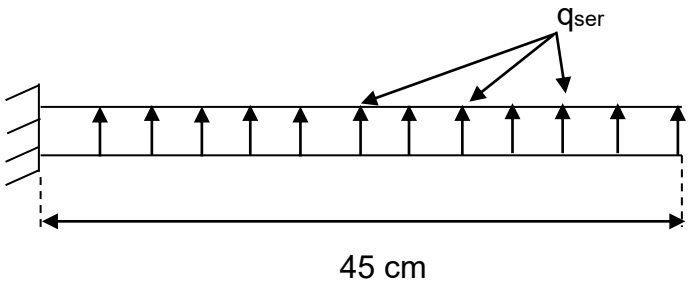


Figure VI 4 Schéma du débord du radier

Le moment de flexion à la section la plus sollicitée est : $\boldsymbol{M_{max}} = \frac{q \times l^2}{2}$

- **Calcul à l'ELS :**

Le cas de la fissuration est très préjudiciable, alors l'état le plus ı
limite de service.

Selon **ROBOT**: $M_{max} = 116.20$ KN.m

$\sigma_{st\,adm} = 164.97$ MPa et $\sigma_{bc\,adm} = 15$ Mpa

Ferraillage à la flexion simple :

- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_{st\,adm}}$
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \mathbf{32.32\ cm}$
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc\,adm}}{15 \times \sigma_{bc\,adm} + \sigma_{st\,adm}} = \mathbf{0.576}$
- $M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{bc\,adm} = \mathbf{558.48\ KN.m}$

$M_{ser} < M_{rb}$ → Section simplement armée.

Donc : $\mathbf{A_{ser} = 21.79\ cm^2}$

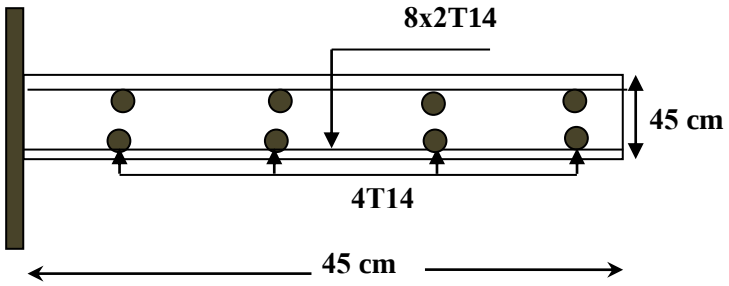
➢ **Condition de non fragilité :**

- $A_{s\,min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f} = \mathbf{4.83\ cm^2}$
- $A_s = \max [A_{ser}\ ;\ A_{s\,min}] \rightarrow A = 8.65\ cm^2$

On adopte : **8T14+8T14 = 24.63 cm²**

- **L'armature de répartition :**
  - $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 5.44\ cm^2 \longrightarrow 4T14 = 5.44\ cm^2$
  - $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 5.44\ cm^2 \longrightarrow 4T14 = 5.44\ cm^2$

Schéma de ferraillage :



Figures VI.5. Schéma de ferraillage débord radier

VI.9.Calcul des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres disposées sur les dalles. La largeur et la hauteur de la nervure sont 50 cm et 90 cm respectivement. Le ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées .

L'analyse se fera par le logiciel **ROBOT** pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

- **Ferraillage à l'ELU :**

Sens X et Y :

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{..}$ (KN, m)	411.49	-1270.52	652.07	-1045.65
b (cm)	50	50	50	50
h (cm)	90	90	90	90
d (cm)	85	85	85	85
F_{su}(Mpa)	348	348	348	348
F_{bu}(Mpa)	14,16	14,16	14,16	14,16
A- (cm^2)	14.51	50.22	23.65	39.95
A_{smin} (cm^2)	5.13	5.13	5.13	5.13
Choix des barres	**8T16**	**16T20**	**8T20**	**14T20**
A_{sadop} (cm^2)	16.08	50.27	25.13	43.98

TableauVI.9 Le ferraillage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

- **Vérification à ELS :**

	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN. m)	299.91	-927.18	473.80	-761.74
b (cm)	50	50	50	50
h (cm)	90	90	90	90
d (cm)	85	85	85	85
y (cm)	20.15	32.97	24.67	30.31
I(cm)	794940.71	2012059.36	1168538.24	1720313.00
K (N/mm)	0.3772	0.4608	0.4054	0.4427
$\sigma_{s\,tadm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{b\,cadm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	7.60	14.73	10.00	13.41
σ (MPa)	366.92	359.63	366.86	363.16
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**
$_{st} \leq \sigma_{st\,adm}$	**CNV**	**CNV**	**CNV**	**CNV**

TableauVI.10 Vérification à l'ELS

- **Calcul des armatures nécessaires à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d\bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

M_{ser}(KN.m)	μ_s	β	A_{ser} (cm²)	K	$\sigma = \sigma_{st}$	$\sigma_{bc} < \sigma$		S_t (cm)
M_{ax}= 299.91	0.0050	0.8883	24.07	29.77	5.54	Vérifiée	**8T20 = 25.13**	10
M_{tx} = 927.18	0.0155	0.8267	79.98	13.86	11.90	Vérifiée	**12T25+8T20=84.04**	10
M_{ay}= 473.80	0.0079	0.8653	39.04	22.13	7.45	Vérifiée	**8T25=39.27**	10
M_{ty}= 761.74	0.0127	0.8386	64.77	15.98	10.32	Vérifiée	**16T25= 78.54**	10

Tableau VI.8. Ferraillage à l'ELS

VI.9.1.3 Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = min\left[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4Mpa\right].$$ Fissuration très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{252.08 * 10^3}{500 * 850} = 0.59\ Mpa \leq 2.5Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

VI.9.1.4 Les armatures de peau :

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0.1\%\ b \text{ x } h$$

$$A_p = \frac{0.1 \text{ x } 50 \text{ x } 90}{100} = 4.50cm^2$$

On adopte au milieu de la section de nervure : $\mathbf{4HA14 = 6.15cm^2}$.

* Les armatures transversales :

Espacement :

D'après **L'RPA** les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t = min\left(\frac{h}{4}\ ; 12\emptyset\right)$$

* **Section des armatures transversal :**

a) C.B.A :

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \; ; \; A_t = \frac{0.4 \text{ x } 50 \text{ x } 10}{400} = 0.5cm^2$$

b) RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 * S_t * b$$

$$A_t = 0.003 * 10 * 50 = 1.5cm^2$$

Donc on adopte **4 cadres de T8** .

Donc on choisit :

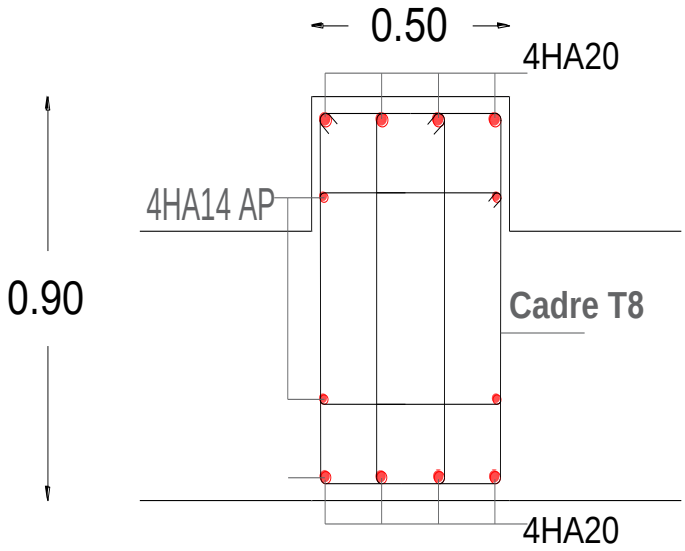
Dans les zones courantes : $S_t = 15cm.$

Dans les zones nodales : $S_t = 10cm.$

* **Schéma de ferraillage**

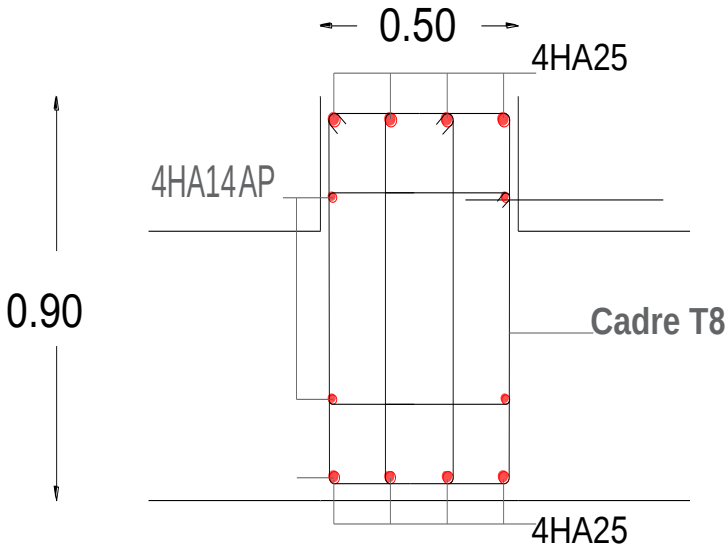
Sens X-X

Sur appui.

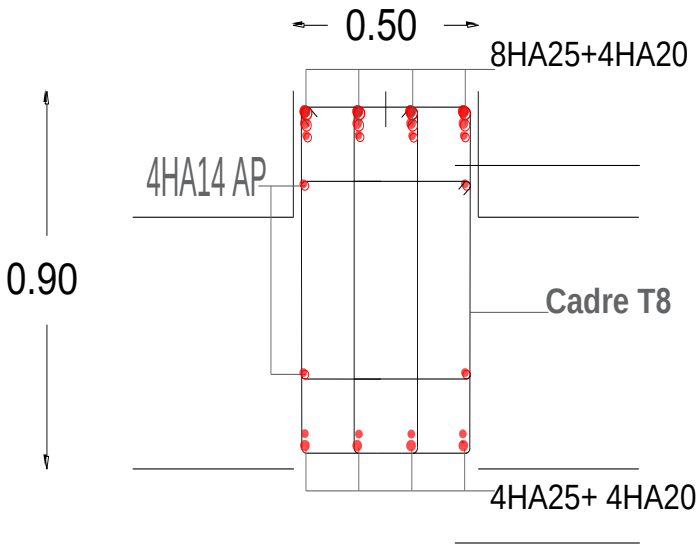


Sens Y-Y

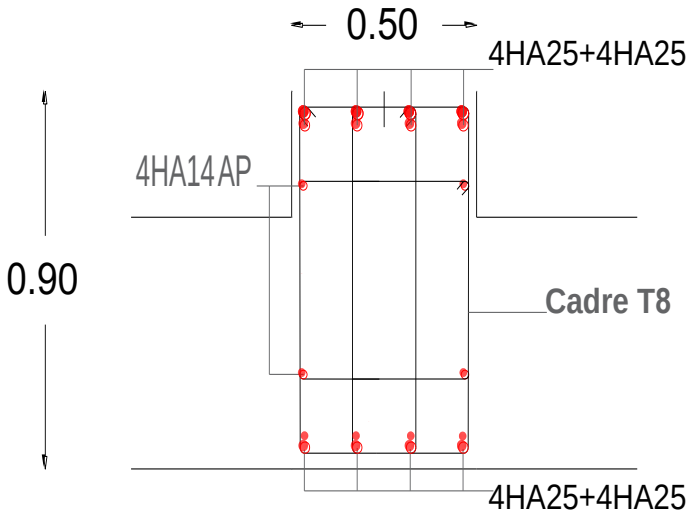
Sur appui.



En travée



En travée



VI.5. Conclusion :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferraillage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La bonne conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Dans l'étude de ce projet on à utiliser les logiciels **ROBOT**, **AUTOCAD**.

…etc., Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le **RPA 99**/version 2003RPA 2003, **BAEL 91** modifié99, **CBA 93, DTR BC 2.2, D.T. R C2-4.7**.

D'après le calcul 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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique règlementaire des charges permanentes e
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé,
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Régalement Neige et Vent **RNV99.**

Livre :

- **Formulaire de béton armé" de "Victor Davidovici"**
- **Conception et calcul des structures en béton armé "Henry T**

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia
- Mémoires de fin d'études, université de Annaba

Logiciels :

- ROBOT
- ROBOT EXPERT
- AUTOCAD 2011
- WORD 2016
- EXCEL 2016

Annexes

SECTION RÉELLES D'ARMATURES.

Section 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.

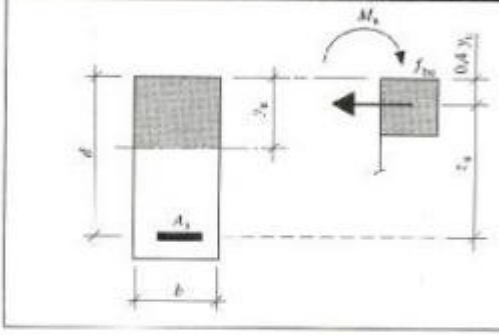
$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$	ELU υ=0		ELS υ=0,2		$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$	ELU υ=0		ELS υ=0,2	
	μx	μy	μx	μy		μx	μy	μx	μy
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	**0,71**	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	**0,72**	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	**0,73**	0,0646	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

Annexe

4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels: fe E 400 ⟶ ❶
  fe E 500 ⟶ ❷
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié

Notations



Contraintes de calcul

Béton

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

$$\gamma_b = 1,5$$

Acier

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Paramètres

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b\, d^2\, f_{bu}}$$

$$\alpha_u = \frac{y_u}{d}$$

$$\beta_u = \frac{z_b}{d}$$

ε_{st} : allongement armature A_u

p_u : pourcentage mécanique

$$p_u = \frac{A_u}{b\, d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$$

μ_{bu}	α_u	β_u	ε_{st}	p_u ❶	p_u ❷
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.033	0.033
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.035	0.035
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.037	0.037
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.039	0.039
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.096	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.086
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

μ_{su}	α_u	β_1	ε_{st}	p_u ❶	p_u ❷
0.100	0.132	0.9472	10.000	0.106	0.106
0.102	0.135	0.9461	10.000	0.108	0.108
0.104	0.138	0.9450	10.000	0.110	0.110
0.106	0.140	0.9438	10.000	0.112	0.112
0.108	0.143	0.9427	10.000	0.115	0.115
0.110	0.146	0.9416	10.000	0.117	0.117
0.112	0.149	0.9405	10.000	0.119	0.119
0.114	0.152	0.9393	10.000	0.121	0.121
0.116	0.155	0.9382	10.000	0.124	0.124
0.118	0.157	0.9370	10.000	0.126	0.126
0.120	0.160	0.9359	10.000	0.128	0.128
0.122	0.163	0.9347	10.000	0.131	0.131
0.124	0.166	0.9336	10.000	0.133	0.133
0.126	0.169	0.9324	10.000	0.135	0.135
0.128	0.172	0.9313	10.000	0.137	0.137
0.130	0.175	0.9301	10.000	0.140	0.140
0.132	0.178	0.9290	10.000	0.142	0.142
0.134	0.181	0.9278	10.000	0.144	0.144
0.136	0.183	0.9266	10.000	0.147	0.147
0.138	0.186	0.9254	10.000	0.149	0.149
0.140	0.189	0.9243	10.000	0.151	0.151
0.142	0.192	0.9231	10.000	0.154	0.154
0.144	0.195	0.9219	10.000	0.156	0.156
0.146	0.198	0.9207	10.000	0.159	0.159
0.148	0.201	0.9195	10.000	0.161	0.161
0.150	0.204	0.9183	10.000	0.163	0.163
0.152	0.207	0.9171	10.000	0.166	0.166
0.154	0.210	0.9159	10.000	0.168	0.168
0.156	0.213	0.9147	10.000	0.171	0.171
0.158	0.216	0.9135	10.000	0.173	0.173
0.160	0.219	0.9123	10.000	0.175	0.175
0.162	0.222	0.9111	10.000	0.178	0.178
0.164	0.225	0.9099	10.000	0.180	0.180
0.166	0.228	0.9087	10.000	0.183	0.183
0.168	0.231	0.9074	10.000	0.185	0.185
0.170	0.234	0.9062	10.000	0.188	0.188
0.172	0.238	0.9050	10.000	0.190	0.190
0.174	0.241	0.9037	10.000	0.193	0.193
0.176	0.244	0.9025	10.000	0.195	0.195
0.178	0.247	0.9012	10.000	0.198	0.198
0.180	0.250	0.9000	10.000	0.200	0.200
0.182	0.253	0.8987	10.000	0.203	0.203
0.184	0.256	0.8975	10.000	0.205	0.205
0.186	0.259	0.8962	9.992	0.208	0.208
0.188	0.263	0.8950	9.829	0.210	0.210
0.190	0.266	0.8937	9.670	0.213	0.213
0.192	0.269	0.8924	9.515	0.215	0.215
0.194	0.272	0.8912	9.362	0.218	0.218
0.196	0.275	0.8899	9.212	0.220	0.220
0.198	0.279	0.8886	9.066	0.223	0.223

μ_{su}	α_u	β_1	ε_{st}	p_u ❶	p_u ❷
0.200	0.282	0.8873	8.922	0.225	0.225
0.202	0.285	0.8860	8.781	0.228	0.228
0.204	0.288	0.8847	8.643	0.231	0.231
0.206	0.291	0.8834	8.507	0.233	0.233
0.208	0.295	0.8821	8.374	0.236	0.236
0.210	0.298	0.8808	8.244	0.238	0.238
0.212	0.301	0.8795	8.116	0.241	0.241
0.214	0.305	0.8782	7.990	0.244	0.244
0.216	0.308	0.8768	7.866	0.246	0.246
0.218	0.311	0.8755	7.745	0.249	0.249
0.220	0.315	0.8742	7.626	0.252	0.252
0.222	0.318	0.8728	7.509	0.254	0.254
0.224	0.321	0.8715	7.394	0.257	0.257
0.226	0.325	0.8701	7.280	0.260	0.260
0.228	0.328	0.8688	7.169	0.262	0.262
0.230	0.331	0.8674	7.060	0.265	0.265
0.232	0.335	0.8661	6.952	0.268	0.268
0.234	0.338	0.8647	6.847	0.271	0.271
0.236	0.342	0.8633	6.743	0.273	0.273
0.238	0.345	0.8619	6.640	0.276	0.276
0.240	0.349	0.8606	6.540	0.279	0.279
0.242	0.352	0.8592	6.441	0.282	0.282
0.244	0.356	0.8578	6.343	0.284	0.284
0.246	0.359	0.8564	6.247	0.287	0.287
0.248	0.363	0.8550	6.153	0.290	0.290
0.250	0.366	0.8536	6.060	0.293	0.293
0.252	0.370	0.8521	5.968	0.296	0.296
0.254	0.373	0.8507	5.878	0.299	0.299
0.256	0.377	0.8493	5.789	0.301	0.301
0.258	0.380	0.8479	5.701	0.304	0.304
0.260	0.384	0.8464	5.615	0.307	0.307
0.262	0.388	0.8450	5.530	0.310	0.310
0.264	0.391	0.8435	5.446	0.313	0.313
0.266	0.395	0.8421	5.364	0.316	0.316
0.268	0.399	0.8406	5.282	0.319	0.319
0.270	0.402	0.8391	5.202	0.322	0.322
0.272	0.406	0.8376	5.123	0.325	0.325
0.274	0.410	0.8362	5.045	0.328	0.328
0.276	0.413	0.8347	4.968	0.331	0.331
0.278	0.417	0.8332	4.892	0.334	0.334
0.280	0.421	0.8317	4.817	0.337	0.337
0.282	0.425	0.8302	4.743	0.340	0.340
0.284	0.429	0.8286	4.670	0.343	0.343
0.286	0.432	0.8271	4.598	0.346	0.346
0.288	0.436	0.8256	4.526	0.349	0.349
0.290	0.440	0.8240	4.456	0.352	0.352
0.292	0.444	0.8225	4.387	0.355	0.355
0.294	0.448	0.8209	4.318	0.358	0.358
0.296	0.452	0.8194	4.251	0.361	0.361
0.298	0.455	0.8178	4.184	0.364	0.364

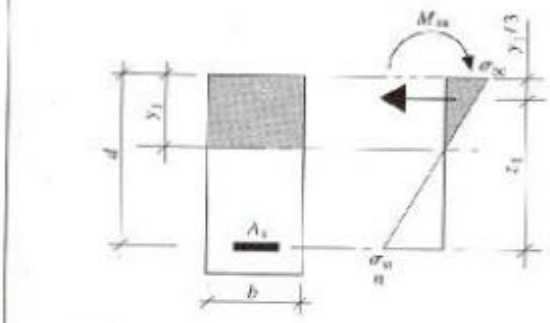
μ_{su}	α_u	β_1	ε_{st}	p_u ❶	p_u ❷
0.300	0.459	0.8162	4.118	0.368	0.368
0.302	0.463	0.8146	4.053	0.371	0.371
0.304	0.467	0.8130	3.989	0.374	0.374
0.306	0.471	0.8114	3.925	0.377	0.377
0.308	0.475	0.8098	3.862	0.380	0.380
0.310	0.479	0.8082	3.800	0.384	0.384
0.312	0.484	0.8066	3.739	0.387	0.387
0.314	0.488	0.8050	3.678	0.390	0.390
0.316	0.492	0.8033	3.618	0.393	0.393
0.318	0.496	0.8017	3.559	0.397	0.397
0.320	0.500	0.8000	3.500	0.400	0.400
0.322	0.504	0.7983	3.442	0.403	0.403
0.324	0.508	0.7966	3.385	0.407	0.407
0.326	0.513	0.7950	3.328	0.410	0.410
0.328	0.517	0.7933	3.272	0.413	0.413
0.330	0.521	0.7915	3.216	0.417	0.417
0.332	0.525	0.7898	3.161	0.420	0.420
0.334	0.530	0.7881	3.107	0.424	0.424
0.336	0.534	0.7864	3.053	0.427	0.427
0.338	0.538	0.7846	3.000	0.431	0.431
0.340	0.543	0.7828	2.947	0.434	0.434
0.342	0.547	0.7811	2.895	0.438	0.438
0.344	0.552	0.7793	2.843	0.441	0.441
0.346	0.556	0.7775	2.792	0.445	0.445
0.348	0.561	0.7757	2.741	0.449	0.449
0.350	0.565	0.7739	2.691	0.452	0.452
0.352	0.570	0.7720	2.641	0.456	0.456
0.354	0.575	0.7702	2.592	0.460	0.460
0.356	0.579	0.7683	2.543	0.463	0.463
0.358	0.584	0.7665	2.495	0.467	0.467
0.360	0.589	0.7646	2.447	0.471	0.471
0.362	0.593	0.7627	2.399	0.475	0.475
0.364	0.598	0.7608	2.352	0.478	0.478
0.366	0.603	0.7588	2.305	0.482	0.482
0.368	0.608	0.7569	2.259	0.486	0.486
0.370	0.613	0.7550	2.213	0.490	0.490
0.372	0.618	0.7530	2.168	0.494	0.494
0.374	0.623	0.7510	2.122	0.498	0.510
0.376	0.628	0.7490	2.078	0.502	0.525
0.378	0.633	0.7470	2.033	0.506	0.541
0.380	0.638	0.7449	1.989	0.510	0.558
0.382	0.643	0.7429	1.945	0.514	0.575
0.384	0.648	0.7408	1.902	0.519	0.592
0.386	0.653	0.7387	1.859	0.523	0.611
0.388	0.658	0.7366	1.816	0.527	0.631
0.390	0.664	0.7345	1.773	0.531	0.651
0.392	0.669	0.7324	1.731	0.536	0.672
0.394	0.674	0.7302	1.689	0.555	0.694
0.396	0.680	0.7280	1.648	0.574	0.718
0.398	0.685	0.7258	1.606	0.594	0.742
0.400	0.691	0.7236	1.565	0.614	0.768
0.420	0.750	0.7000	1.167	0.894	1.118
0.440	0.817	0.6732	0.794	1.450	1.812
0.460	0.896	0.6414	0.404	3.085	3.856
0.480	1.000	0.6000	0.000	0.000	0.000

Annexe 5 Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers
- Béton

} domaine élastique $n = 15$

Notations



Contraintes de calcul

Béton

σ_{bc}

Limite réglementaire

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{cj}$

Acier

σ_{st}

Limite réglementaire

$\overline{\sigma_{st}}$ (cf. BAEL)

Paramètres

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b\, d^2\, \sigma_{st}}$$

$$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b\, d^2\, \sigma_{bc}}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = \frac{z_1}{d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\, d}$$



μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	$100\,\rho$
0.0000	0.00	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.83	0.0268	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9648	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9573	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9511	0.084
0.0010	77.06	0.0771	0.163	0.9457	0.106
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.9409	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.9365	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.9325	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.9287	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.9253	0.216
0.0022	49.07	0.1079	0.234	0.9220	0.239
0.0024	46.61	0.1119	0.243	0.9188	0.261
0.0026	44.45	0.1155	0.252	0.9159	0.284
0.0028	42.53	0.1190	0.261	0.9131	0.307
0.0030	40.79	0.1224	0.269	0.9104	0.330
0.0032	39.23	0.1256	0.277	0.9078	0.353
0.0034	37.82	0.1286	0.284	0.9053	0.376
0.0036	36.51	0.1315	0.291	0.9029	0.399
0.0038	35.32	0.1342	0.298	0.9006	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.8984	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.8963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.8942	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.8922	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.8902	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.8883	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.8865	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.8846	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.8829	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.8812	0.658
0.0060	26.49	0.1590	0.362	0.8795	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.8779	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.8763	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.8747	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.8732	0.779
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.8717	0.803
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.8702	0.827
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.8688	0.852
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.8674	0.876
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.8660	0.901
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.8647	0.925
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.8633	0.950
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.8620	0.975
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.8607	0.999
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.8595	1.024
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.8583	1.049
0.0092	19.98	0.1838	0.429	0.8570	1.073
0.0094	19.69	0.1851	0.432	0.8559	1.098
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.8547	1.123
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.8535	1.148

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100ρ
0.0100	18.87	0.1887	0.443	0.8524	1.173
0.0102	18.62	0.1899	0.446	0.8513	1.198
0.0104	18.37	0.1911	0.449	0.8502	1.223
0.0106	18.13	0.1922	0.453	0.8491	1.248
0.0108	17.90	0.1933	0.456	0.8480	1.274
0.0110	17.67	0.1944	0.459	0.8470	1.299
0.0112	17.45	0.1955	0.462	0.8459	1.324
0.0114	17.24	0.1965	0.465	0.8449	1.349
0.0116	17.03	0.1976	0.468	0.8439	1.375
0.0118	16.83	0.1986	0.471	0.8429	1.400
0.0120	16.63	0.1996	0.474	0.8419	1.425
0.0122	16.44	0.2006	0.477	0.8410	1.451
0.0124	16.26	0.2016	0.480	0.8400	1.476
0.0126	16.07	0.2025	0.483	0.8391	1.502
0.0128	15.90	0.2035	0.486	0.8382	1.527
0.0130	15.72	0.2044	0.489	0.8372	1.553
0.0132	15.55	0.2053	0.491	0.8364	1.578
0.0134	15.39	0.2062	0.494	0.8355	1.604
0.0136	15.23	0.2071	0.496	0.8346	1.630
0.0138	15.07	0.2080	0.499	0.8337	1.655
0.0140	14.91	0.2088	0.501	0.8329	1.681
0.0142	14.76	0.2097	0.504	0.8320	1.707
0.0144	14.62	0.2105	0.506	0.8312	1.732
0.0146	14.47	0.2113	0.509	0.8304	1.758
0.0148	14.33	0.2121	0.511	0.8295	1.784
0.0150	14.19	0.2129	0.514	0.8287	1.810
0.0152	14.06	0.2137	0.516	0.8279	1.836
0.0154	13.93	0.2145	0.519	0.8271	1.862
0.0156	13.80	0.2152	0.521	0.8264	1.888
0.0158	13.67	0.2160	0.523	0.8256	1.914
0.0160	13.55	0.2167	0.525	0.8248	1.940
0.0162	13.42	0.2175	0.528	0.8241	1.966
0.0164	13.30	0.2182	0.530	0.8233	1.992
0.0166	13.19	0.2189	0.532	0.8226	2.018
0.0168	13.07	0.2196	0.534	0.8219	2.044
0.0170	12.96	0.2203	0.537	0.8212	2.070
0.0172	12.85	0.2210	0.539	0.8204	2.097
0.0174	12.74	0.2216	0.541	0.8197	2.123
0.0176	12.63	0.2223	0.543	0.8190	2.149
0.0178	12.53	0.2230	0.545	0.8184	2.175
0.0180	12.42	0.2236	0.547	0.8177	2.201
0.0182	12.32	0.2243	0.549	0.8170	2.228
0.0184	12.22	0.2249	0.551	0.8163	2.254
0.0186	12.13	0.2255	0.553	0.8157	2.280
0.0188	12.03	0.2262	0.555	0.8150	2.307
0.0190	11.93	0.2268	0.557	0.8144	2.333
0.0192	11.84	0.2274	0.559	0.8137	2.359
0.0194	11.75	0.2280	0.561	0.8131	2.386
0.0196	11.66	0.2286	0.563	0.8125	2.412
0.0198	11.57	0.2291	0.564	0.8118	2.439

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100ρ
0.0200	11.49	0.2297	0.566	0.8112	2.465
0.0202	11.40	0.2303	0.568	0.8106	2.492
0.0204	11.32	0.2308	0.570	0.8100	2.518
0.0206	11.23	0.2314	0.572	0.8094	2.545
0.0208	11.15	0.2320	0.574	0.8088	2.572
0.0210	11.07	0.2325	0.575	0.8082	2.598
0.0212	10.99	0.2330	0.577	0.8076	2.625
0.0214	10.91	0.2336	0.579	0.8071	2.652
0.0216	10.84	0.2341	0.581	0.8065	2.678
0.0218	10.76	0.2346	0.582	0.8059	2.705
0.0220	10.69	0.2351	0.584	0.8054	2.732
0.0222	10.61	0.2356	0.586	0.8048	2.758
0.0224	10.54	0.2361	0.587	0.8043	2.785
0.0226	10.47	0.2366	0.589	0.8037	2.812
0.0228	10.40	0.2371	0.591	0.8032	2.839
0.0230	10.33	0.2376	0.592	0.8026	2.865
0.0232	10.26	0.2381	0.594	0.8021	2.892
0.0234	10.20	0.2386	0.595	0.8016	2.919
0.0236	10.13	0.2391	0.597	0.8010	2.946
0.0238	10.06	0.2395	0.598	0.8005	2.973
0.0240	10.00	0.2400	0.600	0.8000	3.000
0.0242	9.94	0.2405	0.602	0.7995	3.027
0.0244	9.87	0.2409	0.603	0.7990	3.054
0.0246	9.81	0.2414	0.605	0.7985	3.081
0.0248	9.75	0.2418	0.606	0.7980	3.108
0.0250	9.69	0.2422	0.608	0.7975	3.135
0.0252	9.63	0.2427	0.609	0.7970	3.162
0.0254	9.57	0.2431	0.610	0.7965	3.189
0.0256	9.51	0.2435	0.612	0.7960	3.216
0.0258	9.46	0.2440	0.613	0.7956	3.243
0.0260	9.40	0.2444	0.615	0.7951	3.270
0.0262	9.34	0.2448	0.616	0.7946	3.297
0.0264	9.29	0.2452	0.618	0.7941	3.324
0.0266	9.23	0.2456	0.619	0.7937	3.351
0.0268	9.18	0.2460	0.620	0.7932	3.379
0.0270	9.13	0.2464	0.622	0.7928	3.406
0.0272	9.07	0.2468	0.623	0.7923	3.433
0.0274	9.02	0.2472	0.624	0.7919	3.460
0.0276	8.97	0.2476	0.626	0.7914	3.487
0.0278	8.92	0.2480	0.627	0.7910	3.515
0.0280	8.87	0.2484	0.628	0.7905	3.542
0.0282	8.82	0.2488	0.630	0.7901	3.569
0.0284	8.77	0.2491	0.631	0.7897	3.596
0.0286	8.72	0.2495	0.632	0.7892	3.624
0.0288	8.68	0.2499	0.634	0.7888	3.651
0.0290	8.63	0.2502	0.635	0.7884	3.678
0.0292	8.58	0.2506	0.636	0.7880	3.706
0.0294	8.54	0.2510	0.637	0.7876	3.733
0.0296	8.49	0.2513	0.639	0.7872	3.760
0.0298	8.45	0.2517	0.640	0.7867	3.788

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100ρ
0.0300	8.40	0.2520	0.641	0.7863	3.815
0.0302	8.36	0.2524	0.642	0.7859	3.842
0.0304	8.31	0.2527	0.643	0.7855	3.870
0.0306	8.27	0.2531	0.645	0.7851	3.897
0.0308	8.23	0.2534	0.646	0.7847	3.925
0.0310	8.18	0.2537	0.647	0.7843	3.952
0.0312	8.14	0.2541	0.648	0.7840	3.980
0.0314	8.10	0.2544	0.649	0.7836	4.007
0.0316	8.06	0.2547	0.650	0.7832	4.035
0.0318	8.02	0.2550	0.652	0.7828	4.062
0.0320	7.98	0.2554	0.653	0.7824	4.090
0.0322	7.94	0.2557	0.654	0.7820	4.117
0.0324	7.90	0.2560	0.655	0.7817	4.145
0.0326	7.86	0.2563	0.656	0.7813	4.173
0.0328	7.82	0.2566	0.657	0.7809	4.200
0.0330	7.79	0.2569	0.658	0.7806	4.228
0.0332	7.75	0.2572	0.659	0.7802	4.255
0.0334	7.71	0.2575	0.660	0.7798	4.283
0.0336	7.67	0.2578	0.662	0.7795	4.311
0.0338	7.64	0.2581	0.663	0.7791	4.338
0.0340	7.60	0.2584	0.664	0.7788	4.366
0.0342	7.56	0.2587	0.665	0.7784	4.394
0.0344	7.53	0.2590	0.666	0.7781	4.421
0.0346	7.49	0.2593	0.667	0.7777	4.449
0.0348	7.46	0.2596	0.668	0.7774	4.476
0.0350	7.43	0.2599	0.669	0.7770	4.504
0.0352	7.39	0.2602	0.670	0.7767	4.532
0.0354	7.36	0.2604	0.671	0.7764	4.560
0.0356	7.32	0.2607	0.672	0.7760	4.588
0.0358	7.29	0.2610	0.673	0.7757	4.615
0.0360	7.26	0.2613	0.674	0.7754	4.643
0.0362	7.22	0.2615	0.675	0.7750	4.671
0.0364	7.19	0.2618	0.676	0.7747	4.699
0.0366	7.16	0.2621	0.677	0.7744	4.726
0.0368	7.13	0.2623	0.678	0.7741	4.754
0.0370	7.10	0.2626	0.679	0.7737	4.782
0.0372	7.07	0.2629	0.680	0.7734	4.810
0.0374	7.04	0.2631	0.681	0.7731	4.838
0.0376	7.00	0.2634	0.682	0.7728	4.866
0.0378	6.97	0.2636	0.683	0.7725	4.893
0.0380	6.94	0.2639	0.684	0.7722	4.921
0.0382	6.91	0.2642	0.684	0.7718	4.949
0.0384	6.89	0.2644	0.685	0.7715	4.977
0.0386	6.86	0.2646	0.686	0.7712	5.005
0.0388	6.83	0.2649	0.687	0.7709	5.033
0.0390	6.80	0.2651	0.688	0.7706	5.061
0.0392	6.77	0.2654	0.689	0.7703	5.089
0.0394	6.74	0.2656	0.690	0.7700	5.117
0.0396	6.71	0.2659	0.691	0.7697	5.145
0.0398	6.69	0.2661	0.692	0.7694	5.173