République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Département de Génie de Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction et Matériaux

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+6) à usage multiple en zone III

Réalisé par :

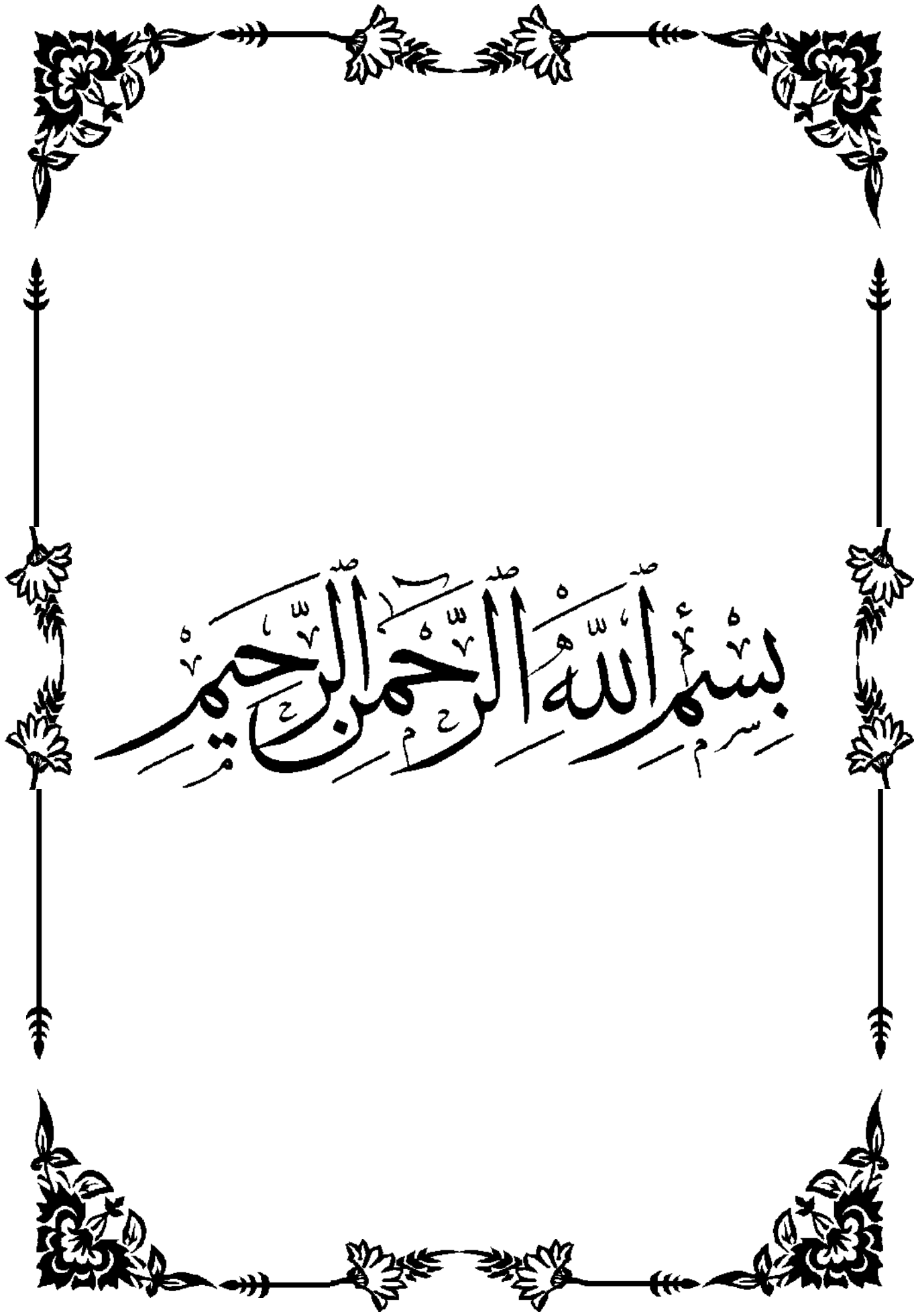
CHABLAOUI Amel

TERCHI Anfal

Dirigé par :

Mme. LACHENANI Amina

Promotion: juin 2017


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAHpour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme.**LACHNANI Amina** pour l'encadrement de ce mémoire poursonaide, sa patience et la confiance qu'elle nous a accordée.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

*Nous remercions également monsieur **KHELLADI.M.**et monsieur*

***ABDELLAH ELHADJ.A** pour les diverses discussions et conseils enrichissants.*

*Encore des remerciements aux ingénieures de bureau d'étude **EL-FETH** sans exception surtout **BEN KORTEBI Salim**.*

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères: ***Abdelkader,Abdelhak, Adel*** *et* ***Abdenoor.***

A mes sœurs : ***Gania, Hafida*** *et* ***Akila.***

A mes neveux : ***Mohamed, Monsif, Abdelmalek Abderahim*** *et****Abdeljalil***

A mes nièces : ***Inesse, Wiam,*** *et* ***Arwa***

A toute la famille : ***OUHAL, MOKDACHE, DJEMAI*** *et* ***CHAYROD.***

Je remercie mon amie et binôme ***Anfal*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes Amis :Khadidja, Safia, Imene.M, Imene.A, Soade, Amina, Somia, Meriam, , Nassira, ,Zwina ,Bchira, Imene.D, Imene. CH Ibtissam et Fatiha.

A toute la promotion de G.C 2017.



CHAPITRE I : Description de l'ouvrage

I. Introduction ……..……..... 02
I.1.présentation de l'ouvrage..... 02
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……..... 02
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment..... 02
I.2.2. Système de contreventement…….. 02
I 2.3. Planchers..... 03
I.2.4. Maçonnerie..... 03
I.2.5. L'acrotère..... 03
I.2.6. Les escaliers..... 03
I.2.7. Infrastructure..... 03
I.2.8. Revêtements..... 04
I.2.9. Les Balcons..... 04
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 04
I.3.1. Béton..... 04
I.3.1.1. Caractéristique du Béton..... 04
I.3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression..... 04
I.3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction …….... 05
I.3.1.2. Module d'élasticité..... 05
I.3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale ……..... 05
I. 3.1.2.b) Module d'élasticité transversale 05
I.3.1.3. Contraintes limites..... 05
I. 3.1.3.a) Contrainte de cisaillement..... 05
I. 3.1.3.b) contrainte-déformation…… 06
I.3.2.Les aciers ……..... 06
I. 3.2 1. Types d'acier..... 06
I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……..... 07
I.3.2.3. Contraintes limites..... 07
I.3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations..... 08

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges..... 13
II.1. Introduction..... 13
II.2. Pré dimensionnement des plancher..... 13
II.2.1. Plancher à corps creux..... 13
II.2.2. Les dalles pleines..... 14
II.3. Evaluation des charges et surcharges..... 15
II.3.1. Dalle pleine..... 15
*II.3.2.*plancher terrasse..... 17
II.3.2.a. Charges permanentes..... 17
II.3.2.b. Charges d'exploitations ……..... 17
II.3.3. Plancher courant..... 18
II.3.3.a. Charges permanentes..... 18
II.3.3.b. Surcharges d'exploitation..... 18
II.3.4. Escaliers ……..... 19
II.3.4.a. Charges permanentes..... 19
II.3.4.b. Charges d'exploitations ……..... 20
II.3.5. Maçonnerie..... 20
II.3.5.a) Murs intérieurs (simple cloison)..... 20
II.3.5.b) Murs extérieurs (double cloison)..... 21
II.4. Pré dimensionnement des poutres..... 22
II.5. Pré dimensionnement des poteaux..... 24
II .5.1.Étapes de Pré dimensionnement..... 24
II .5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf..... 25
II .5.3. Calcul de l'effort Nu..... 26
II .5.4. La surface reprise par le poteau plus sollicité..... 26
II. 5.5. Descente des charges..... 27
II. 5.5.a. Charges d'exploitation..... 27
II .5.5. b. Charges permanentes et Nu 28
II.6. Pré dimensionnement des voiles..... 31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE..... 33
III.1.1. Charges et surcharges..... 34
III.1.2. Détermination des efforts..... 34
III.1.3. Calcul du ferraillage …..... 34
III.1.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service…… 36
III.1.5.Vérification de l'effort tranchant..... 39
III.1.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton..... 39
III.1.7.Vérification de l'acrotère au séisme..... 39
III.2.Plancher corps creux..... 41
III.2.1. La dalle de compression..... 41
III.2.2.Les poutrelles..... 43
III.3. les escaliers..... 61
III.3.1. Introduction..... 61
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier..... 61
III.3.3.Dimensionnement..... 62
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges..... 64
III.3.4.a. Charges permanents..... 64
III.3.4.b. Surcharge d'exploitation..... 65
III.3.5. Détermination des sollicitations..... 65
III.3.6. Détermination des efforts..... 66
III.3.7. Calcul du ferraillage..... 68
III.3.7.1. Condition de non fragilité..... 68
III.3.7.2. Les armatures de répartition..... 68
III.3.7.3.Vérification de l'effort tranchant 69
III.3.7.4.Vérification à l'E.L.S..... 69
III.3.7.5. Vérification de la flèche..... 70
III.3.8. Calcul de la poutre palière..... 70
III.3.8.1. Pré dimensionnement..... 71
III.3.8.2. Charges revenants à la poutre..... 71
III.3.8.3. Calcul des efforts..... 71
III.3.8.4. Ferraillage de la poutre palière..... 72
III.3.8.5. Vérifications..... 72

III.4. Les dalles pleines..... 75
III.4.1. Introduction..... 75
III.4.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture..... 75
III.4.3.a. Calcul des dalles triangulaires 77
III.4. 3.a.1.Calcul du ferraillage à l'ELU..... 78
III.4. 3.a.2. Vérification à l'ELS 79

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction..... 81
IV.1.1. Choix de la méthode de calcul..... 81
IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale..... 81
IV.1.2.1. Principe..... 81
IV.1.2.2 Modélisation 81
IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul..... 82
IV.1.3. proposition les différentes dispositions des voiles …….. 85
IV.1.4.Calcul d'excentricité..... 89
IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique..... 92
IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes 93
IV.2.2. vérification de participation massique..... 94
IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 95
IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement..... 97
IV.2.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..... 98
IV.2.4.2 Moment de renversement..... 98
IV.2.4.3 Moment stabilisant..... 98
IV.2.5. Vérification des déplacements en tête..... 99
IV.2.6. Vérification des déplacements 100
IV.2.7 Vérification de cisaillement des éléments..... 101
IV.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base..... 102
IV.2.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ..... 103
IV.3 Conclusion..... 104

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Calcul des poutres 105
V.1.1. Introduction 105
V.1.2.Recommandation des règlements 106
V.1.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 107
V.1.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 107
V.1.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA..... 108
V.1.6. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants..... 109
V.1.7. Calcul des armatures transversales..... 110
V.1.8. Vérification de la flèche..... 111
V.2. calcul des poteaux..... 112
V.2.1 Introduction..... 112
V.2.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003..... 113
V.2.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage..... 113
V.2.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme 114
V.2.5. Détermination des sections d'acier 114
V.2.6. Vérification à l'Etat Limite Service 115
V.2.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant..... 117
V.2.8. Armatures transversales 118
V.2.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale……..... 119
V.3. Ferraillage des voiles..... 120
V.3.1.Introduction..... 120
V.3.2. Les voiles pleins..... 121
V.3.3.Voiles avec files d'ouvertures 121
V.3.3.1. Les trumeaux 121
V.3.3.2. Les linteaux 121
V.3.4. Méthode de calcul 121
V.3.4.1. Recommandations des régalements..... 121
V.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 123
V.3.5.Ferraillage des voiles pleins 124

V.3.5.1.Armatures verticales..... 124
V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux..... 127
V.3.5.3. Armatures transversales..... 128
V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture..... 129
V.3.6.1.les trumeaux..... 129
V.3.6.2. les linteaux 130

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction..... 135
VI.2. Type de la fondation..... 135
VI.3. Connaissance du site et du sol..... 136
VI.4. Choix du type de fondation 136
VI.4.1. Vérification des contraintes sous les semelles 138
VI.4.1.1. Semelles isolées..... 138
VI.4.1.2. Vérification au chauvechement..... 141
. VI.4.2. Semelles filantes 141
VI.4.2.1. Dimensionnement..... 142
VI.4.2.2.Calcul du ferraillage 143
VI.4.2.3.Calcul des moments 146
VI.4.2.4. Armatures longitudinales..... 147
V I.4.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS..... 147
VI.4.2.6.Armatures de peau 148
VI.4.2.7.Armatures transversales..... 148
VI.5.Ferraillage des longrines..... 149
VI.5.1.Recommandation des règlements..... 149
VI.5.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 150
VI.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 150
VI.5.4.Calcul des armatures transversales..... 151
Conclusion

CHAPITRE I : Description de l'ouvrage

Figure. I.1. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU 6
Figure. I.2. Diagramme contrainte déformation d'acier 8
Figure. I.3. Façade principale..... 9
Figure. I.4.. Coupe longitudinale A-A..... 10
Figure. I.5. Plan de R.D.C..... 11
Figure. I.6. Plan d'étage courant..... 12

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure. II.1. Coupe du plancher à corps creux..... 14
Figure. II.2. Constituant d'un plancher à dalle plaine..... 16
Figure. II.3. Constituant d'une planche terrasse 17
Figure. II.4. Constituant d'un plancher étage courant 18
Figure. II.5. Constituant d'un paillasse..... 19
Figure. II.6. Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droit*e)*..... 21
Figure. II.7. Dimensionnement de la poutre 22
Figure. II.8. Schéma des poutres 23
Figure. II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité..... 26
Figure. II.10. Schéma des voiles 32

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1. L'acrotère..... 33
Figure III.2. Section de béton armée à l'ELU..... 35
Figure.III.3.ferraillage de l'acrotère..... 40
Figure.III.4.Schéma statique de la coupe du plancher..... 41
Figure.III.5.. Disposition des armatures de la table de compression 42
Figure.III.6. Dimensionnement de la poutrelle 43
Figure.III.7. Choix de disposition des étaiements..... 45
Figure.III.8. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages..... 53
Figure.III.9. Ferraillage des poutrelles..... 60
Figure.III.10. Représentation d'un escalier..... 62
Figure.III.11. Dimensions de l'escalier..... 63
Figure.III.12: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU..... 65
Figure.III.13. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U..... 66
Figure.III.14.diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS..... 66

Figure.III.15. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U..... 67
Figure.III.16. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U …..... 71
Figure.III.17. Ferraillage de la poutre palière……. 75
Figure.III.18.Déplacement des zones…… 76
Figure.III.19. Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1ml…… 80

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Figure. IV.1.Spectre de réponse(X et Y) 84
Figure. IV.2. 1 ^{er} disposition des voiles en 3D……... 85
Figure. IV.3.2 ^{eme} disposition des voiles en 3D..... 86
Figure. IV.4. 3 ^{eme} disposition des voiles en 3D..... 87
Figure. IV.5. disposition des voiles en plan..... 88
Figure. IV.6.disposition des voiles en 3D……..... 88
Figure. IV.7. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)……. 93
Figure. IV.8. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)…….. 93
Figure. IV.9.comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)..... 94
Figure. IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……... 97

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure.V.1. la section des poutres principales et poutres secondaire …… 107
Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres ……..... 108
Figure.V.3. Ferraillages des poutres principales (30*40)..... 111
Figure.V.4. Ferraillages des poutres secondaires(30*30) ……..... 112
Figure.V.5. Disposition constructive des armatures de poteau …..... 120
Figure.V.6. Disposition des armatures verticales dans les voiles…….. 124
Figure.V.7. Ferraillage des voiles type V_3 .....……..... 129
Figure.V.8 Moments et efforts tranchants dans les linteaux…….. 132
Figure.V.9. Armatures du linteau selon le RPA 99…… 133

CHAPITRE VI: Calcul des fondations

Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau..... 139
Figure.VI.2. Les bulles de pression..... 141
Figure.VI.4. Schéma d'une Semelle filante sous poteaux..... 142
Figure.VI.5. Schéma d'une semelle filante sous voile..... 142
Figure.VI.6. Ferraillage des longrines..... 152

CHAPITRE I: Description de l'ouvrage

Tableau.I.1. dimensions du bâtiment……..... 02
Tableau.I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances..... 07

CHAPITRE II*:* Pré dimensionnement des éléments

Tableau.II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)..... 15
Tableau.II.2. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……..... 15
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 17
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant..... 18
Tableau.II.5. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier……..... 19
Tableau.II.6. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier 20
Tableau.II.7. Charge permanente des murs intérieurs 20
Tableau.II.8. Charge permanente des murs extérieurs..... 21
Tableau.II.9. pré dimensionnement des poutres 23
Tableau.II.10. Calcul de Nu du Bloc..... 26
Tableau.II.11. Détermination des charges d'exploitations 27
Tableau.II.12. Détermination des charges permanentes..... 29
Tableau.II.13. Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)..... 30
Tableau.II.14. Vérification de coffrage des poteaux..... 30

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. *Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS*……..... 34
Tableau.III.2. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 34
Tableau.III.3. Les charges de la poutrelle avant coulage……..... 43
Tableau.III.4. Calcul des moments..... 44
Tableau.III.5. Détermination le nombre des étaiements..... 44
Tableau.III.6. Vérification de la flèche 45
Tableau.III.7. méthode CAQUOT……..... 47
Tableau.III.8. Actions de calcul des poutrelles après coulage……..... 47
Tableau.III.9. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U 48
Tableau.III.10. Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S……..... 48
Tableau.III.11. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U..... 48
Tableau.III.12. Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S..... 49
Tableau.III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 49
Tableau.III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)..... 50
Tableau.III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)..... 50

Tableau.III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)..... 50
Tableau.III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 51
Tableau.III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 51
Tableau.III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 52
Tableau.III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 52
Tableau.III.21. Récapitulations des efforts internes..... 53
Tableau.III.22. Calcul des armatures..... 54
Tableau.III.23. Vérification des armatures……..... 57
Tableau.III.24. Récapitulation des résultats de la flèche..... 59
Tableau.III.25. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier..... 64
Tableau.III.26. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier..... 65
Tableau.III.27. Combinaison des charges de l'escalier……..... 65
Tableau.III.28. Récapitulation des résultats..... 68
Tableau.III.29. les résultats de la flexion……..... 68
Tableau.III.30. vérification de l'espacement..... 69
Tableau.III.31. Vérification de l'effort tranchant En travées 70
Tableau.III.32. Vérification de l'effort tranchant En appuis..... 70
Tableau.III.33. Les Efforts de la poutre palière..... 71
Tableau.III.34. Ferraillage de la poutre palière..... 72
Tableau.III.35. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 73
Tableau.III.36. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière..... 73
Tableau.III.37. Ferraillage de la dalle pleine..... 79
Tableau.III.38. Vérification a l'ELS..... 79
Tableau.III.39. Vérification au cisaillement..... 80
Tableau.III.40. Vérification de la flèche..... 80

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Tableau.IV.1. Coefficient d'accélération de zone A 82
Tableau.IV.2. détermination du facteur de qualité..... 83
Tableau.IV.3. Le comportement des trois premiers modes..... 85
Tableau.IV.4. Le comportement des trois premiers modes..... 86
Tableau.IV.5. Le comportement des trois premiers modes 87
Tableau.IV.6. Le comportement des trois premiers modes 89
Tableau.IV.7. Calcul de centre de masse et centre d'inertie…..... 89
Tableau IV.8. Calcul d'excentricité..... 90
Tableau.IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant X..... 90
Tableau.IV.10. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage..... 91

Tableau.IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant Y..... 91
Tableau.IV.12. Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage..... 92
Tableau.IV.13. Le comportement des trois premiers modes..... 93
Tableau.IV.14. vérification de participation massique..... 94
Tableau.IV.15. Calcul de la force sismique..... 96
Tableau.IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 96
Tableau.IV.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)..... 98
Tableau.IV.18. Calcul du moment de renversement..... 98
Tableau IV.19. Calcul du moment stabilisant……..... 98
Tableau. IV.20. Vérification de stabilisation..... 99
Tableau. IV.21. Vérification des déplacements en tête..... 99
Tableau. IV.22. Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 100
Tableau. IV.23. Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 100
Tableau. IV.24. Vérification de cisaillement des poutres..... 101
Tableau. IV.25. Vérification de cisaillement des poteaux sens X..... 102
Tableau. IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y..... 102
Tableau. IV.27. Vérification de l'effort normal réduit à la base……..... 103
Tableau. IV.28. Vérification l'effet P-Δ sens X..... 104
Tableau. IV.29. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 104

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau. V.1. Ferraillage longitudinal des poutres à l'ELU..... 107
Tableau.V.2. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres..... 108
Tableau.V.3. vérification des poutres selon la condition RPA..... 108
Tableau.V.4. vérification des poutres selon la condition CBA..... 109
Tableau.V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres..... 109
Tableau.V.6. calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres..... 110
Tableau.V.7. Vérification de la flèche des poutres..... 111
Tableau.V.8. Les Armatures longitudinaux des poteaux..... 115
Tableau.V.9. Valeurs des contraintes à l'E.L.S..... 116
Tableau.V.10. Valeurs des contraintes limites de cisaillement..... 118
Tableau.V.11. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés..... 119
Tableau.V.12. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux..... 119
Tableau.V.13. Les données de calcul..... 124
Tableau.V.14. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins..... 125
Tableau.V.15. vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..... 126
Tableau.V.16. Vérification des armatures a ELS des voiles plains..... 127

Tableau.V.17. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins 127
Tableau.V.18. Diamètre des armateurs transversaux..... 128
Tableau.V.19. Calcul des armateurs verticaux des trumeaux..... 129
Tableau.V.20. Vérification des armatures a ELS des trumeaux..... 130
Tableau.V.21. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux…….. 130
Tableau.V.22. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux..... 133
Tableau.V.23 Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux..... 134

CHAPITRE VI: Calcul des fondations

Tableau.VI.1. Vérification des contraintes sous les semelles..... 138
Tableau.VI.2. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées..... 140
Tableau.VI.3. dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS..... 143
Tableau.VI.4. Armatures principales des semelles filantes..... 144
Tableau.VI.5. Armatures de répartition de la semelle..... 144
Tableau.VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage..... 145
Tableau.VI.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 146
Tableau.VI.8. Détermination des moments de la poutre de libage..... 147
Tableau.VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 147
Tableau.VI.10 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 148
Tableau.VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS..... 148
Tableau.VI.12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 148
Tableau.VI.13. Ferraillage longitudinal des longrines..... 150
Tableau.VI.14. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines..... 151
Tableau.VI.15. calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines..... 152

CHAPITRE I

Tableau.I.1. dimensions du bâtiment..... 02
Tableau.I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances..... 07

CHAPITRE II

Tableau.II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)..... 15
Tableau.II.2. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)..... 15
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 17
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant..... 18
Tableau.II.5. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier..... 19
Tableau.II.6. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier 20
Tableau.II.7. Charge permanente des murs intérieurs 20
Tableau.II.8. Charge permanente des murs extérieurs..... 21
Tableau.II.9. pré dimensionnement des poutres 23
Tableau.II.10. Calcul de Nu du Bloc..... 26
Tableau.II.11. Détermination des charges d'exploitations 27
Tableau.II.12. Détermination des charges permanentes..... 29
Tableau.II.13. Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)..... 30
Tableau.II.14. Vérification de coffrage des poteaux..... 30

CHAPITRE III

Tableau.III.1. *Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS*..... 34
Tableau.III.2. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 34
Tableau.III.3. Les charges de la poutrelle avant coulage..... 43
Tableau.III.4. Calcul des moments..... 44
Tableau.III.5. Détermination le nombre des étaiements..... 44
Tableau.III.6. Vérification de la flèche 45
Tableau.III.7. méthode CAQUOT..... 47
Tableau.III.8. Actions de calcul des poutrelles après coulage..... 47
Tableau.III.9. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U 48
Tableau.III.10. Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S..... 48
Tableau.III.11. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U..... 48
Tableau.III.12. Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S..... 49
Tableau.III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 49
Tableau.III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)..... 50
Tableau.III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)..... 50
Tableau.III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)..... 50
Tableau.III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 51

Tableau.III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 51
Tableau.III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 52
Tableau.III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)..... 52
Tableau.III.21. Récapitulations des efforts internes..... 53
Tableau.III.22. Calcul des armatures..... 54
Tableau.III.23. Vérification des armatures……..... 57
Tableau.III.24. Récapitulation des résultats de la flèche..... 59
Tableau.III.25. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier..... 64
Tableau.III.26. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier..... 65
Tableau.III.27. Combinaison des charges de l'escalier……..... 65
Tableau.III.28. Récapitulation des résultats..... 68
Tableau.III.29. les résultats de la flexion……..... 68
Tableau.III.30. vérification de l'espacement..... 69
Tableau.III.31. Vérification de l'effort tranchant En travées 70
Tableau.III.32. Vérification de l'effort tranchant En appuis..... 70
Tableau.III.33. Les Efforts de la poutre palière..... 71
Tableau.III.34. Ferraillage de la poutre palière..... 72
Tableau.III.35. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 73
Tableau.III.36. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière..... 73
Tableau.III.37. Ferraillage de la dalle pleine..... 79
Tableau.III.38. Vérification a l'ELS..... 79
Tableau.III.39. Vérification au cisaillement..... 80
Tableau.III.40. Vérification de la flèche..... 80

CHAPITRE IV

Tableau.IV.1. Coefficient d'accélération de zone A 82
Tableau.IV.2. détermination du facteur de qualité..... 83
Tableau.IV.3. Le comportement des trois premiers modes..... 85
Tableau.IV.4. Le comportement des trois premiers modes..... 86
Tableau.IV.5. Le comportement des trois premiers modes 87
Tableau.IV.6. Le comportement des trois premiers modes 89
Tableau.IV.7. Calcul de centre de masse et centre d'inertie…..... 89
Tableau IV.8. Calcul d'excentricité..... 90
Tableau.IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant X..... 90
Tableau.IV.10. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage..... 91
Tableau.IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant Y..... 91
Tableau.IV.12. Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage..... 92

Tableau.IV.13. Le comportement des trois premiers modes..... 93
Tableau.IV.14. vérification de participation massique..... 94
Tableau.IV.15. Calcul de la force sismique..... 96
Tableau.IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 96
Tableau.IV.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)..... 98
Tableau.IV.18. Calcul du moment de renversement..... 98
Tableau IV.19. Calcul du moment stabilisant……..... 98
Tableau. IV.20. Vérification de stabilisation..... 99
Tableau. IV.21. Vérification des déplacements en tête..... 99
Tableau. IV.22. Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 100
Tableau. IV.23. Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 100
Tableau. IV.24. Vérification de cisaillement des poutres..... 101
Tableau. IV.25. Vérification de cisaillement des poteaux sens X..... 102
Tableau. IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y..... 102
Tableau. IV.27. Vérification de l'effort normal réduit à la base……..... 103
Tableau. IV.28. Vérification l'effet P-Δ sens X..... 104
Tableau. IV.29. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 104

CHAPITRE V

Tableau. V.1. Ferraillage longitudinal des poutres à l'ELU..... 107
Tableau.V.2. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres..... 108
Tableau.V.3. vérification des poutres selon la condition RPA..... 108
Tableau.V.4. vérification des poutres selon la condition CBA..... 109
Tableau.V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres..... 109
Tableau.V.6. calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres..... 110
Tableau.V.7. Vérification de la flèche des poutres..... 111
Tableau.V.8. Les Armatures longitudinaux des poteaux..... 115
Tableau.V.9. Valeurs des contraintes à l'E.L.S..... 116
Tableau.V.10. Valeurs des contraintes limites de cisaillement..... 118
Tableau.V.11. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés..... 119
Tableau.V.12. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux..... 119
Tableau.V.13. Les données de calcul..... 124
Tableau.V.14. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins..... 125
Tableau.V.15. vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..... 126
Tableau.V.16. Vérification des armatures a ELS des voiles plains..... 127
Tableau.V.17. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins 127
Tableau.V.18. Diamètre des armateurs transversaux..... 128

Tableau.V.19. Calcul des armateurs verticaux des trumeaux..... 129
Tableau.V.20. Vérification des armatures a ELS des trumeaux..... 130
Tableau.V.21. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux…….. 130
Tableau.V.22. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux..... 133
Tableau.V.23 Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux..... 134

CHAPITRE VI

Tableau.VI.1. Vérification des contraintes sous les semelles..... 138
Tableau.VI.2. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées..... 140
Tableau.VI.3. dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS..... 143
Tableau.VI.4. Armatures principales des semelles filantes..... 144
Tableau.VI.5. Armatures de répartition de la semelle..... 144
Tableau.VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage..... 145
Tableau.VI.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 146
Tableau.VI.8. Détermination des moments de la poutre de libage..... 147
Tableau.VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 147
Tableau.VI.10 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 148
Tableau.VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS..... 148
Tableau.VI.12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 148
Tableau.VI.13. Ferraillage longitudinal des longrines..... 150
Tableau.VI.14. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines..... 151
Tableau.VI.15. calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines..... 152

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية مكونة من (طابق أرضي + ستة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها في إطار إنشاء **668** مسكن بالدار البيضاء ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة(عارضات و أعمدة + جدران خراسانية مسلحة)

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.

* قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج

«SAP2000 version 17» لحساب الهياكل.

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment comprenant un RDC et 6 étages à usage d'habitation dans le cadre de la construction de 668 logements à **Dar El Beïda** Wilaya d'Alger, cette région est classée comme une zone de sismicité élevée (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par voile et des portiques.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA99 version 2003** et le **CBA93)**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 17 »**.

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The aim of this project is a study of a building consisting of ground floor and a six-storey for residential use as a part of a creation of 668 homes **in Dar El Beïda** Wilaya d'Alger, the region is classified as a high seismicity zone (zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind-bracing (frames + shells).

The design and the calculation of the reinforcement of all elements resistant of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian rules (RPA 99 version 2003 and CBA93).

The seismic study was conducted by the numerical method based on the finite element method through the **« SAP2000 version 17 »** software.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Chapitre I

Description de l'ouvrage

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VI

Calcul des fondations

Introduction générale :

L'étude caractéristique et distinctive des structures est une étape significative et une voie obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse d'un bloc situé à «DAR EL BEIDA» wilaya d'ALGER, à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 6 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traitele calcul de pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 version 17 », on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments de résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre. En fin, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

I. INTRODUCTION:

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales EL-FETH consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation avec un contreventement mixte.

L'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99) version2003 comme une zone de haute sismicité (zone III) Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93 et RPA99 version2003.

I.2. *Caractéristique géométriques de l'ouvrage :*

Le projet en question est composé de (07) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et (06) étages courants avec terrasse inaccessible.

I.2.1. *Dimensions en plan du bâtiment:*

Tableau I -1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	**Dimensions en élévation**
Longueur totale du bâtiment : Lx=18.755*m* Largeur totale du bâtiment : Ly=18.755*m*	Hauteur totale du bâtiment: H=23.12 *m* Hauteur de l'étage courant: h =3.23*m* Hauteur de RDC:……. hr=3.74*m*

I.2.2. *Système de contreventement:*

Notre bâtiment comporte une hauteur de 23.12 m, alors le règlement parasismique Algérien **(**RPA99 version 2003 **Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1])** préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles, et on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

I.2.3. *Les planchers :*

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

On distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.2.4. *Maçonnerie:*

On a deux types:

- ***Murs extérieurs (double cloison):*** sont composés de :
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ***Murs intérieurs (simple cloison)*** : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.2.5. *L'acrotère :*

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile en béton armée de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. *Les escaliers:*

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées.

I.2.7. *L'infrastructure :*

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol **σsol =1.00 bar,** ce sont des fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.2.8. *Revêtement :*

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

I.2.9. *Les Balcons:*

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.3. *Caractéristique mécanique des matériaux :*

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA 93.

I.3.1. *Le béton :*

Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.3.1.1. *Caractéristique du Béton :*

· Facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.

· Bonne résistance aux actions climatiques.

· Bonne résistance à la compression.

I.3.1.1.a) *Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄*

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93

$$f_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad Pour \quad f_{c28} \le 40Mpa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0{,}95\,j} \times f_{c28} \qquad Pour \quad f_{c28} > 40Mpa$$

I.3.1.1.b) *Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄*

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f_{tj}= 0.6 + 0.06 f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

I.3.1.2. *Module d'élasticité:*

I.3.1.2.a) *Module d'élasticité longitudinale:*

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa) E_{i28}=32164,195 MPa. ►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa) E_{v28}=10721,40 MPa. ►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄

I. 3.1.2.b) *Module d'élasticité transversale:*

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

I.3.1.3. *Contraintes limites :*

I. 3.1.3.a) *Contrainte de cisaillement :*

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0.1 fc28, 3 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 2.5 MPa

Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0.13 fc28, 4 MPa). Pour : fc28 = 25 MPa : τu = 3.25 MPa.

I. 3.1.3.b) *contrainte-déformation: [2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄*

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

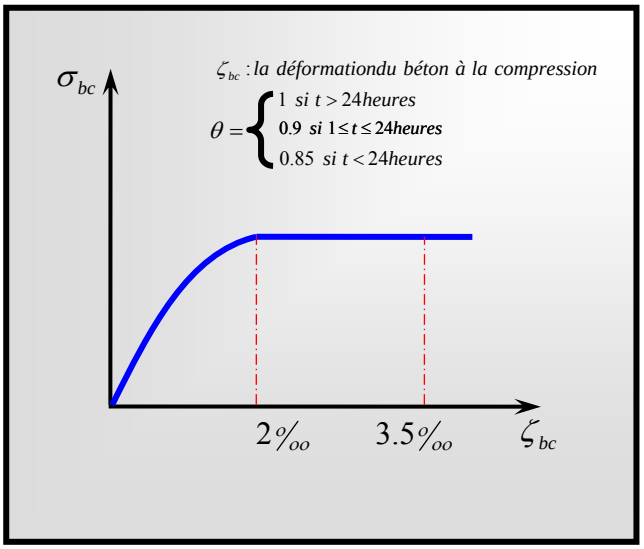


Figure I -1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1,5 Pour une combinaison fondamentale.

γ_b = 1,15 Pour une combinaison accidentelle.

θ = 1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures

θ = 0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

θ = 0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.3.2.*Acier:*

I. 3.2 1. *Type d'acier:*

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau I.2.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	400	$\phi 8 et \phi 10$	400
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$\phi 6$	520

I.3.2. 2. *Module d'élasticité longitudinale de l'acier ►► Art [A.2.2.1] ◄◄*

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

$Es = 2 \times 10^5 Mpa$

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.2.3. *Contraintes limites :*

Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$
- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

I.3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄

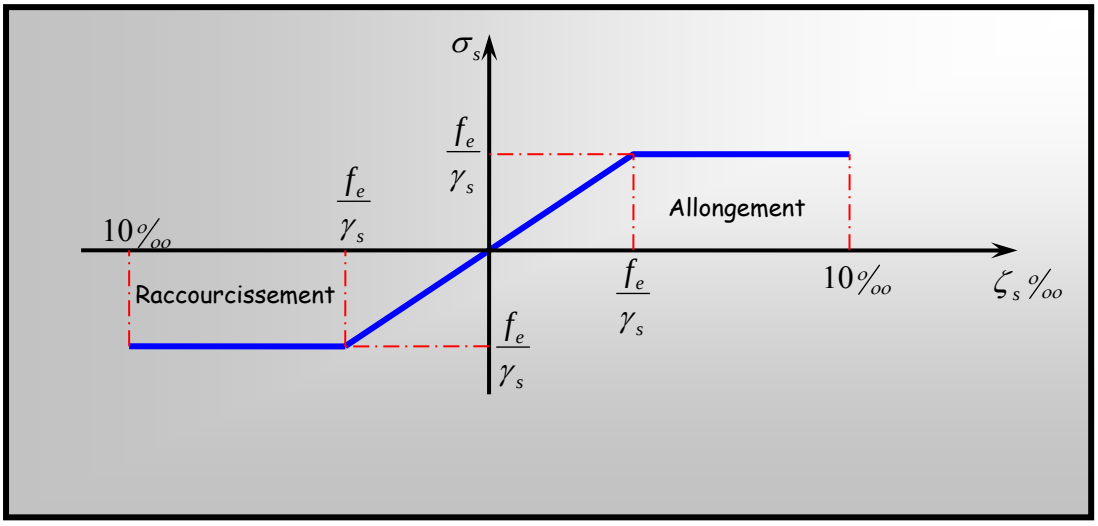


Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

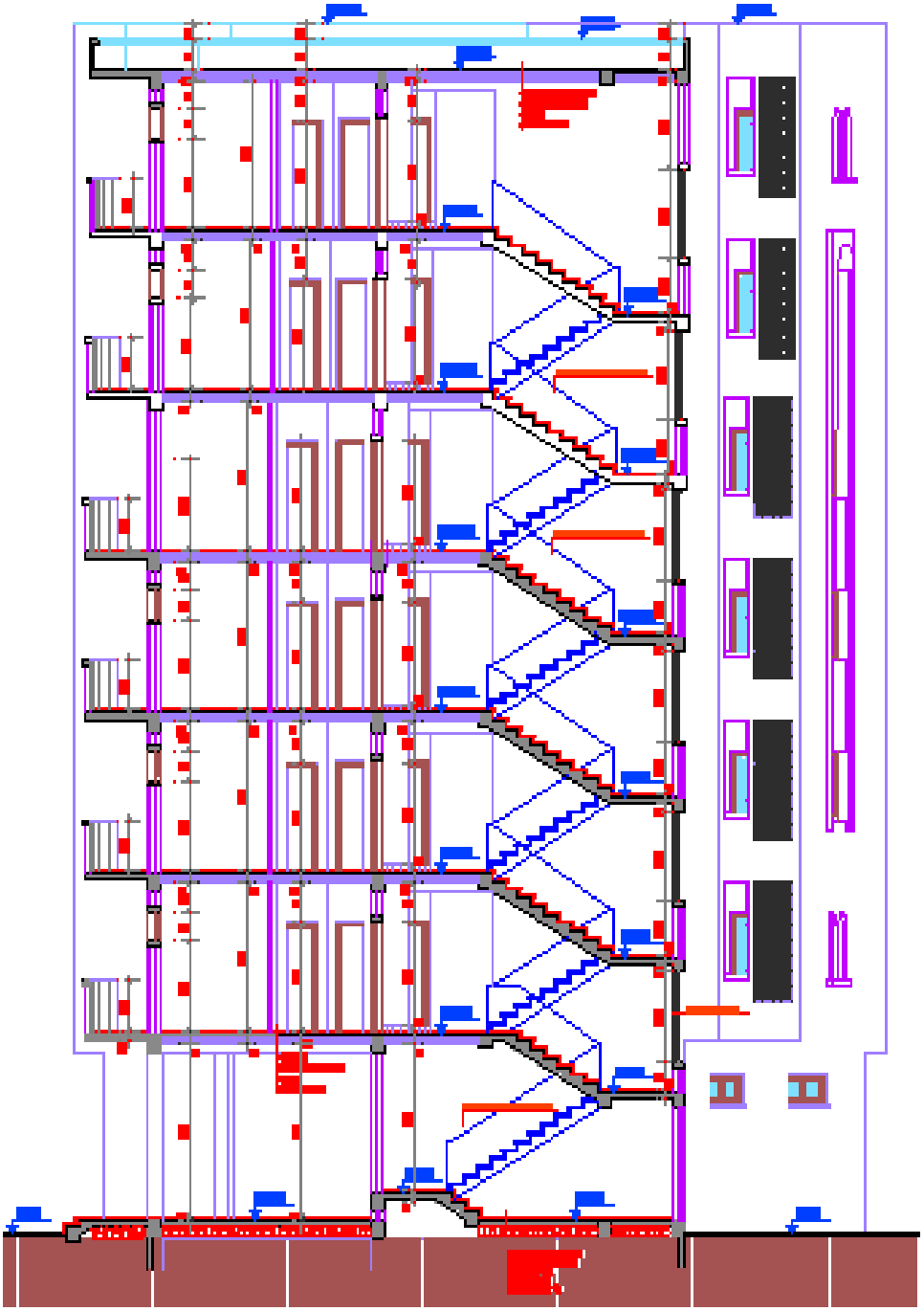
Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

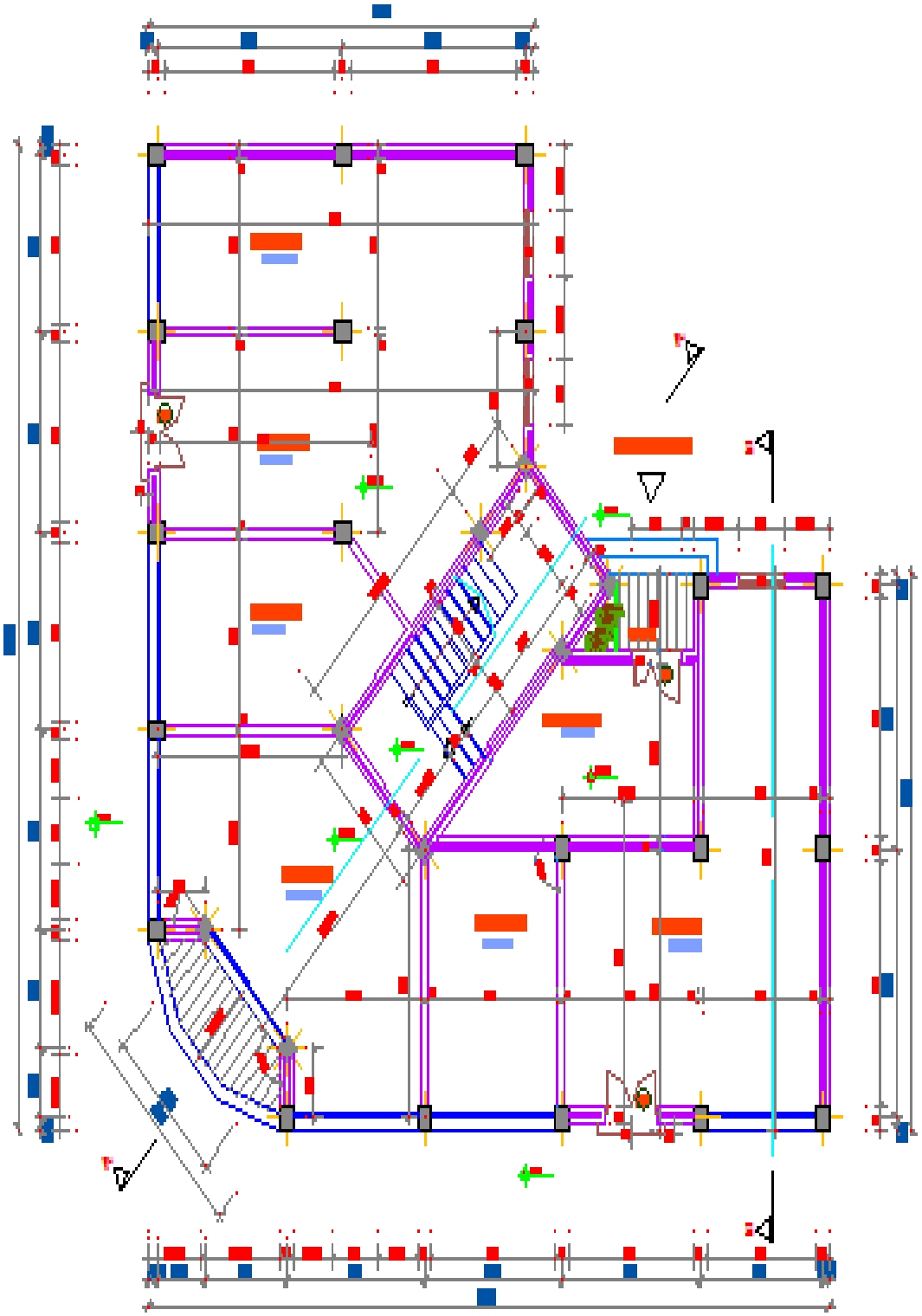
$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).



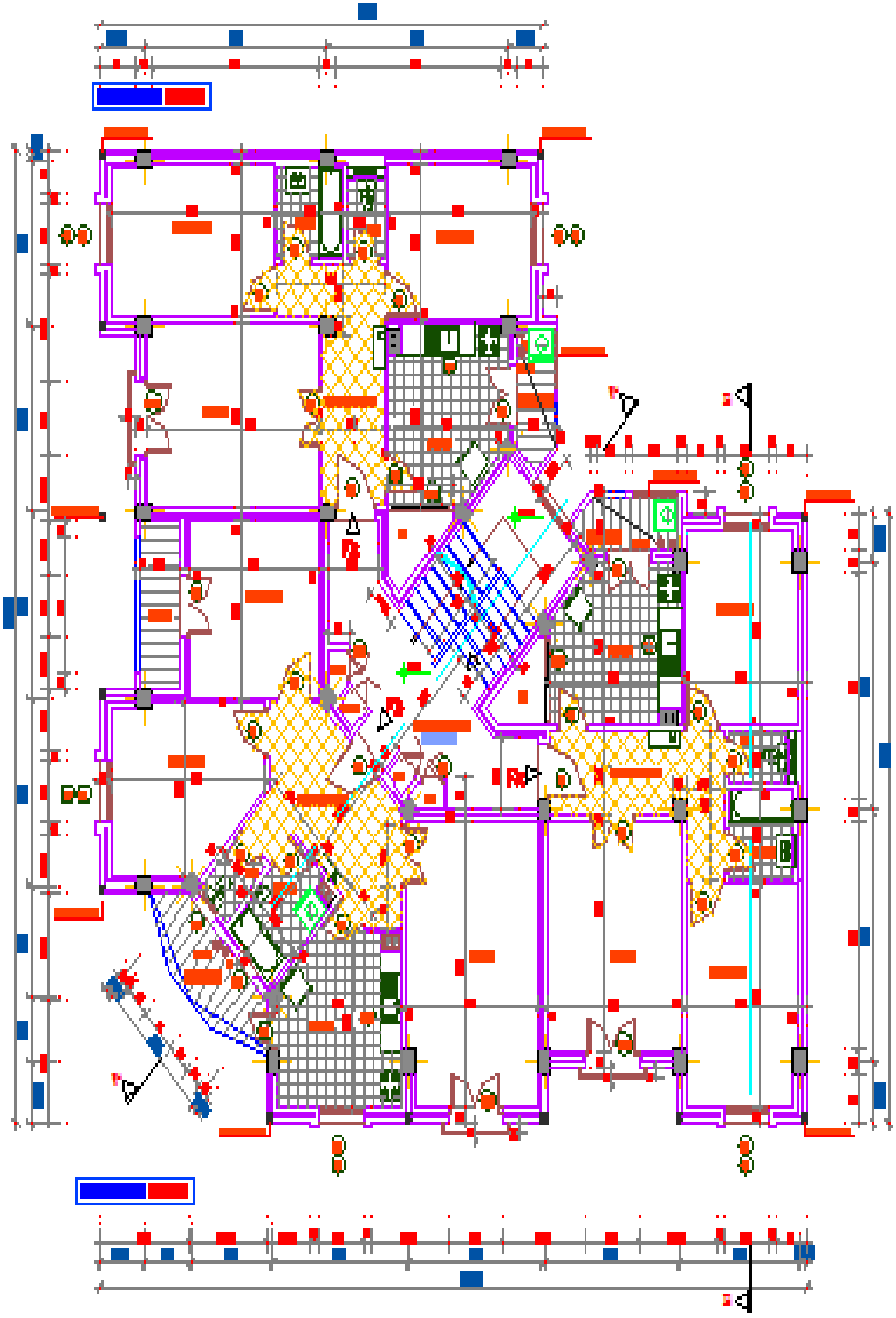
FACADE PRINCIPALE DU BLOC



COUPE -A-A- DUBLOC



PLAN DU R.D.C



PLAN DES ETAGES COURANTS

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. *Introduction :*

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et recevant les différentes charges. Pour nôtre bâtiment, il existe deux types de planchers :

II.2.1. *Plancher à corps creux :*

Les planchers a corps creux sont constitues de poutrelles préfabriquées associées a des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

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

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.40 m.

$19.55 \leq ht \leq 22cm$

On choisit : ht = 20cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que:

ht = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc ht = (16+4) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

ht ≥16 cm D'où on a: 20 cm > 16cm (C.V).

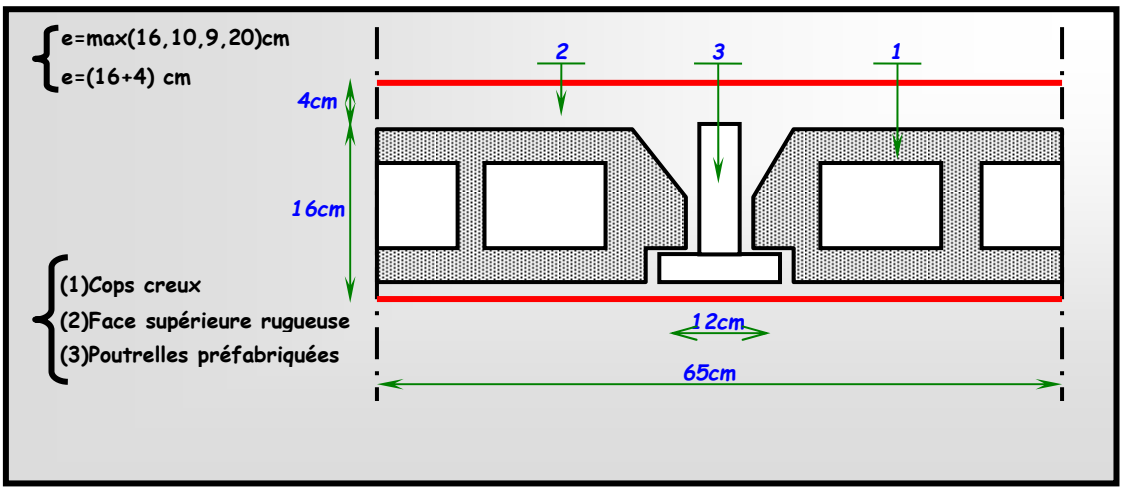


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. *Les dalles pleines :*

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(Lx/45) \leq e_p \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx/35) \leq e_p \leq (Lx/30)$

Où :

e_p : Épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 4. 40m.

$440/35 \leq e_p \leq 440/30 \Rightarrow 12.57 \leq e_p \leq 14.66$

Sécurité contre l'incendie :

e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures

e_p = 17.5 cm : Pour quatre heures de coup de feu

Condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15$ cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera e_p: = 15cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Dalle pleine :

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN /m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.45**

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant

N^0	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Lit de sable	0.03	18	0.54
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Carrelage	0.02	22	0.44
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant Q = 3.5 KN/m^2**.**

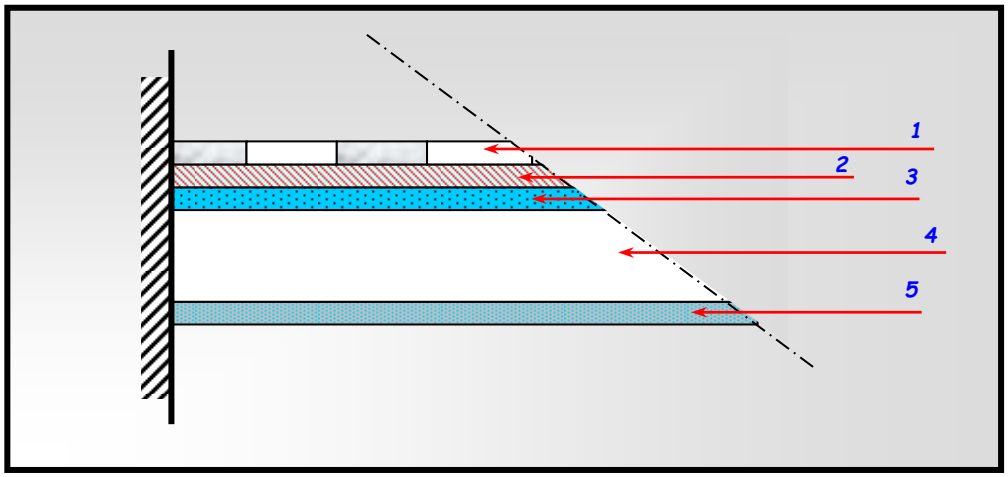


Fig II.2: Constituant d'un plancher à dalle plaine

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.3.2.*Plancher terrasse :*

II.3.2.a. *Charges Permanentes :*

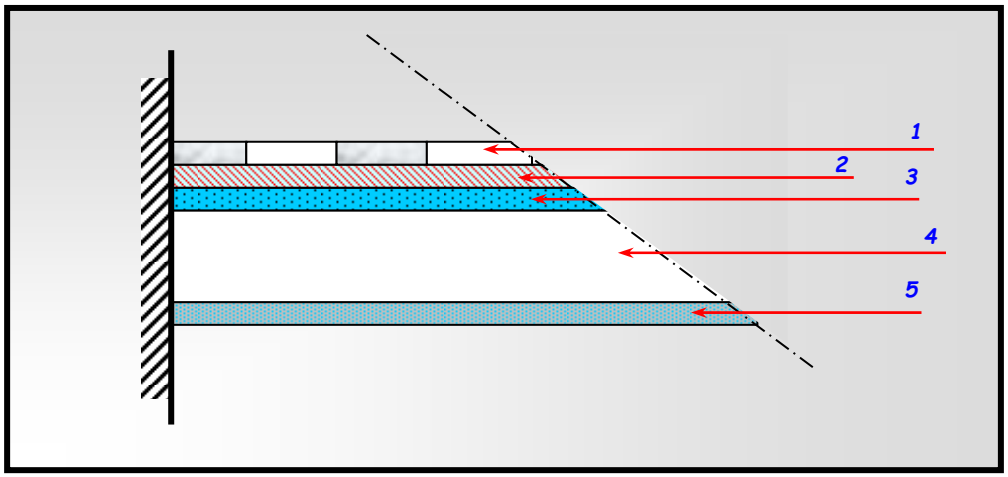


Fig II.3: Constituant d'une planche terrasse

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft			0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane			0,05
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Par vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher corps creux	0,16+0,04		2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			TOTAL	6,54

II.3.2.b. *Surcharge D'exploitation :*

Terrasse inaccessible **Q=1 KN/m².**

II.3.3. *Plancher étage courant:*

II.3.3.a. *Charges Permanentes :*

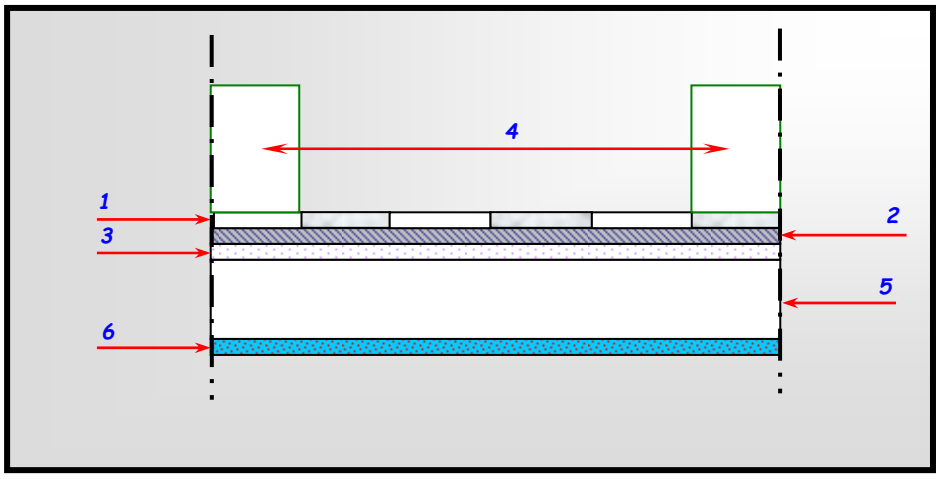


Fig II.4: Constituant d'un plancher étage courant

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Lit de sable	0,03	18	0,54
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Carrelage	0,02	22	0,44
4	Planche corps creux	0,16+0,04		2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,14		1,62
	TOTAL			6,00

II.3.3.b. *Surcharge D'exploitation :*

Le plancher courant à usage d'habitation : **Q = 1.50 KN/m².**

II.3.4. *Escaliers :*

II.3.4.a. *Charges Permanentes :*

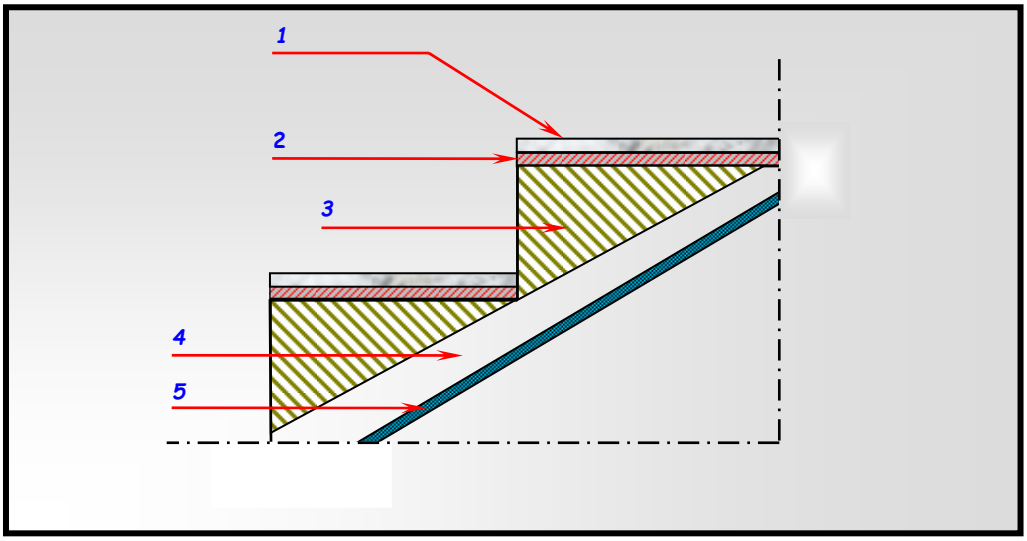


Fig II.5: Constituant d'un paillasse

Palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

Tableau II.5.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	lit de sable	0,03	18	0,54
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
4	dalle en béton arme	0,15	25	3.75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**5.49**

La charge permanente de palier $G=5.49KN/m^2$

La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau II.6.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Lit de sable	0.03	18	0.54
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
4	Marche	0,18/2	25	2,25
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.45**

La charge permanente de paillasse : **G=8. 45KN/m²**

La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q=2.5KN/m²**

II.3.5. *Maçonnerie:*

II.3.5.a. *Murs intérieurs (simple cloison):*

Tableau II.7. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (k N/m^3)	Poids surfacique (k N/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G			**total**	**1.62**

II.3.5.b. *Murs extérieurs (double cloison):*

Tableau II.8.Charge permanente des murs extérieurs

N		(m)	volumique (k N/m^3)	facique (k N/m^2)
1	**Enduit en plâtre**	0.01	10	2×0.10
2	**Enduit en ciment**	0.02	18	2×0.36
3	**Brique creuse**	0.10	9	2×0.9
4	**Lame d'air**	0.05	-	-
Charge permanente G			**total**	**2.67**

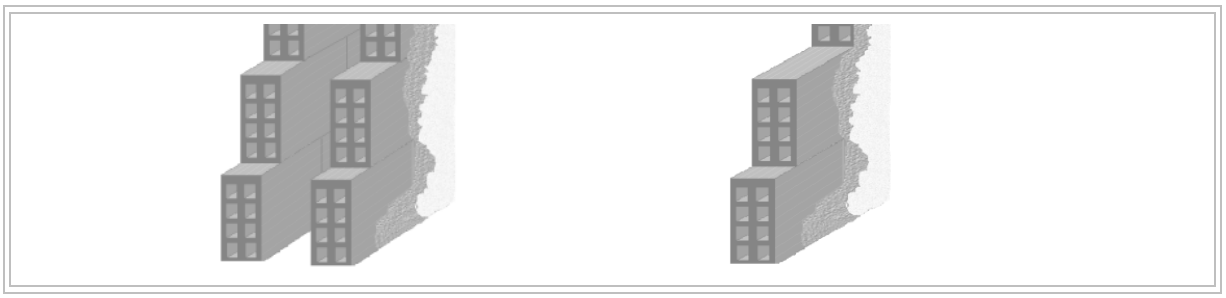


Fig.II.6: Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)

II.4. *Pré dimensionnement des poutres:*

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93)

► ***Art [B.6.5]*** ◄ ***[2]***.

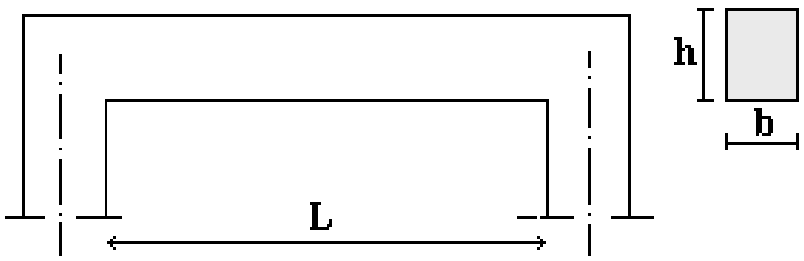


Figure II.7 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistances	L_{max}= 4.40 m ⇒ 29cm ≤ h ≤ 44cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	L_{max}= 4.40 m ⇒ 29cm ≤ h ≤ 44cm on adopte : h = 35cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité h/L≥1/16	(h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0909 ≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h =35 cm ; b = 30 cm

Conclusion :

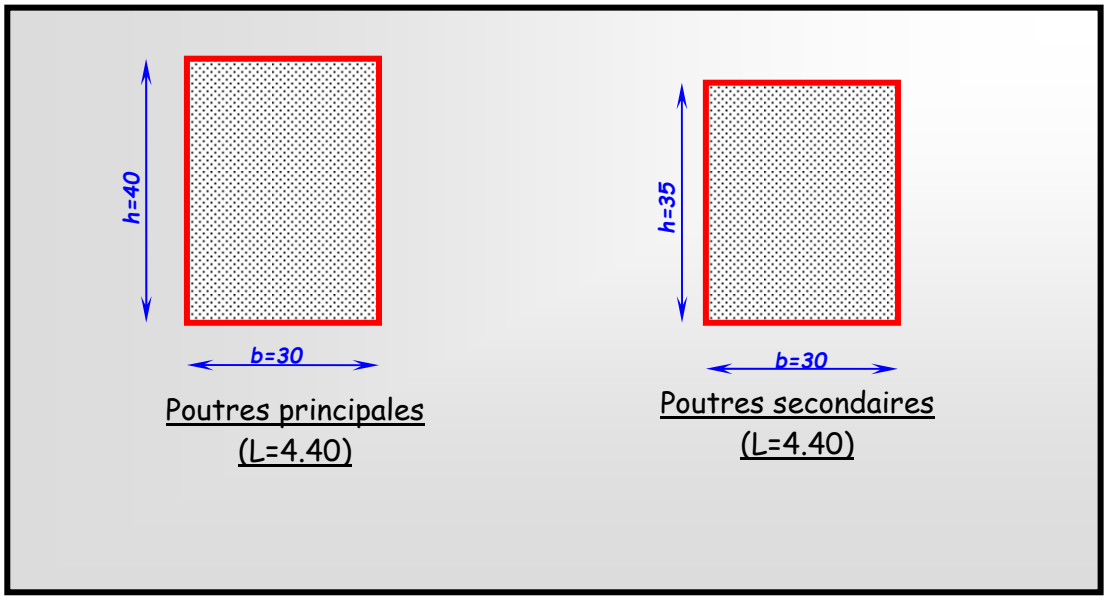


Fig.II.8: Schéma des poutres

Vérification de la flèche : ► Art [B.6.5] ◄ [2]:

$$L = 4.40\ m \Rightarrow L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88\ cm.$$

II.5. *Pré dimensionnement des poteaux:*

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu*=1.1Nu).

II .5.1.*Étapes de Pré dimensionnement :*

- choix du poteau le plus sollicité;
- calcul de la surface reprise par le poteau;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄.

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- $Min(b_1 ; h_1) \geq 25cm$
- $Min(b_1 ; h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On a : $N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

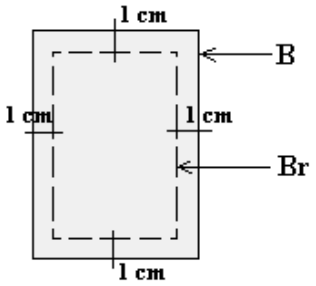
- Nu : Effort normal admissible à l'ELU;
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r = (b-2cm) × (h-2cm) »;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.
- fc28 : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (25MPa).
- fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier (fe =400MPa);

- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/1000);
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Pour \ \lambda \leq 50 ;$$

$$\alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2 \quad Pour \quad 50 \leq \lambda \leq 70 ;$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$



Section carrée, où :

i : Rayon de giration de la section du béton seul

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

λ: L'élancement géométrique;

Lf : Longueur de flambement.

II.5.2. *Calcul de la longueur de flambement:*

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités ;
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur (I/L) que lui dans le sens considéré ;
- L_0 : dans les autres cas.

Dans notre cas on a :

- L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs

Et L_f =0.7 L_0

- L0 =3.74 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.

Donc Pour les étages courants: L_f =2.26 m, et le RDC L_f =2.61 m.

II .5.3. *Calcul de l'effort Nu:*

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (40x40) cm² pour le RDC et le 1er étage.
- Une section de (35x35) cm² pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (30x30) cm² pour, 5ème, et 6ème étage.

Tableau II.9.Calcul de Nu du Bloc

	Dimension	B_r (mm²)	L_f	λ	α	A_s(cm²)	$\overline{N_u}$(kN)
6eme	30X30	78400	2,26	26.11	0,76	0.90	1134.43
5eme	30X30	78400	2,26	26.11	0,76	0.90	1134.43
4eme	35X35	108900	2,26	22.38	0,78	1.22	1618.08
3eme	35X35	108900	2,26	22.38	0,78	1.22	1618.08
2eme	35X35	108900	2,26	22.38	0.78	1.22	1618.08
1er	40X40	144400	2,26	19.58	0,79	1.60	2183.58
RDC	40X40	144400	2,26	22.67	0.78	1.60	2140.61

II .5.4. *La surface reprise par le poteau plus sollicité :*

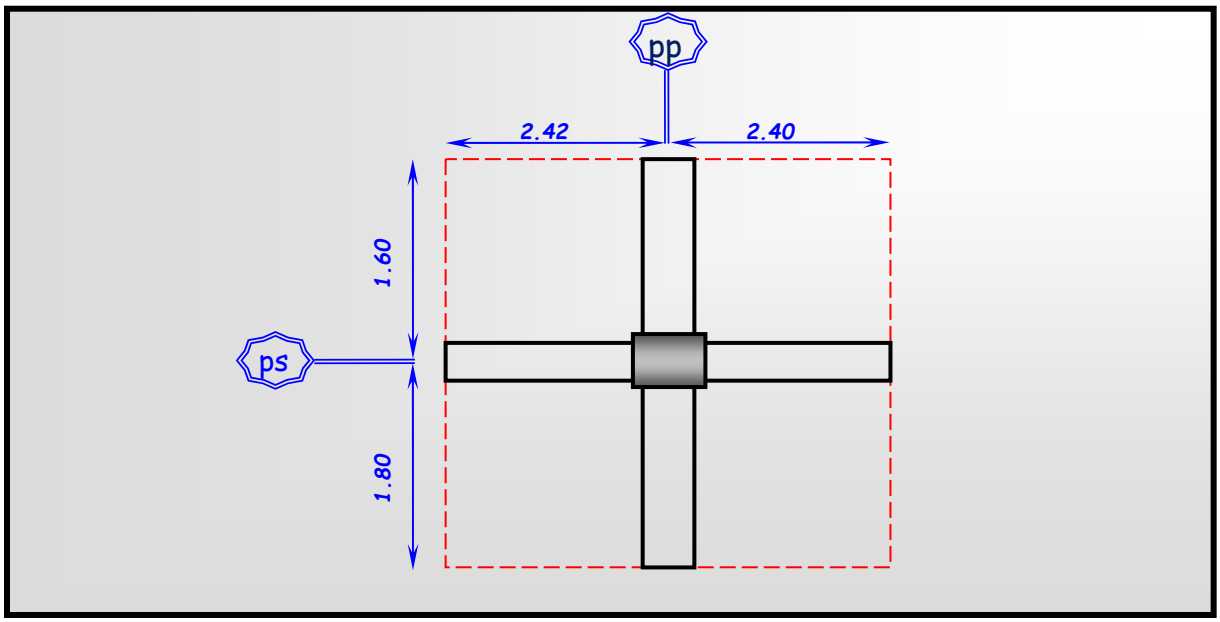


Fig. II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

La surface reprise par le poteau :

Tous les étages:

St= (2.40+2.42+0.30) × (1.80+1.60+0.30)=18.94 m²

Sp= (2.40+2.42) × (1.80+1.60)=16.39 m²

II .5.5. *Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄*

II .5.5.a. *Charge d'exploitation:*

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

$$Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + ... + Qn$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du sixième étage.

Tableau II.11.Détermination des charges d'exploitations

	q(KN)	Q(KN)		(3+n)/2n	Q_{cum}(KN)
6eme	1	Q_0	18.94	-	18.94
5eme	1,5	Q_1	28.41	1,00	47.35
4eme	1,5	Q_2	28.41	0,95	75.76
3eme	1,5	Q_3	28.41	0,90	104.17
2eme	1,5	Q_4	28.41	0,85	132.58
1er	1,5	Q_5	28.41	0,80	160.99
RDC	5	Q_6	94.7	0,75	255.69

II .5.5. b. *Charge permanente:*

Poids revenant à la terrasse :

- Poids des poteaux section min (30×30) ……G_{PP}= 0,30×0,30×25×3,23 = 7.27kN
- poids du plancher terrasse …… ……G_{PT} = 6,54×16.39 =107.19kN
- Poids des poutres principales…… G_{PP} =0,30×0,40×25×4.40=13.20kN
- Poids des poutres secondaires ……G_{Ps}= 0,30×0,35×25×4.40 = 11.55 kN

G_T = 139.21 kN

Poids revenant au 5ème étage :

- Poids des poteaux section min (30×30) ……G_{PP}= 0,30×0,30×25×3,23 = 7.27kN
- poids du plancher courant …… ……G_{PT} = 6×16.39 =98.34kN
- Poids des poutres principales…… G_{PP} =0,30×0,40×25×4.40=13.20kN
- Poids des poutres secondaires ……G_{Ps}= 0,30×0,35×25×4.40 = 11.55 kN

G_T = 130.36 kN

Poids revenant au 2ème ; 3ème et4ème étages :

- Poids des poteaux section min (35×35) ……G_{PP}= 0,35×0,35×25×3,23 = 9.89kN
- poids du plancher courant …… ……G_{PT} = 6×16.39 =98.34kN
- Poids des poutres principales…… G_{PP} =0,30×0,40×25×4.40=13.20kN
- Poids des poutres secondaires ……G_{Ps}= 0,30×0,35×25×4.40 = 11.55 kN

G_T = 132.98 kN

Poids revenant au 1er étage :

- Poids des poteaux section min (40×40) ……G_{PP}= 0,40×0,40×25×3,23 = 12.92kN
- poids du plancher courant …… ……G_{PT} = 6×16.39=98.34kN
- Poids des poutres principales…… G_{PP} =0,30×0,40×25×4.40=13.20kN
- Poids des poutres secondaires ……G_{Ps}= 0,30×0,35×25×4.40 = 11.55 kN

G_T = 136.01 kN

Poids revenant au RDC :

- Poids des poteaux section min (40×40) ……G_{PP}= 0,40×0,40×25×3,74 = 14.96kN
- poids du plancher courant …… ……G_{PT} = 6×16.39=98.34kN
- Poids des poutres principales…… G_{PP} =0,30×0,40×25×4.40=13.20kN
- Poids des poutres secondaires ……G_{Ps}= 0,30×0,35×25×4.40 = 11.55 kN

G_T = 138.05kN

Tableau II.12.Détermination des charges permanentes

Niveau	h (m)	G plancher (k N)	G Poutre p (k N)	G Poutre s (k N)	G poteau (k N)	G Niveau (k N)	G cumules (k N)
6eme	3.23	107.19	13.20	11.55	7.27	139.21	139.21
5eme	3.23	98.34	13.20	11.55	7.27	130.36	269.57
4eme	3.23	98.34	13.20	11.55	9.89	132.98	402.55
3eme	3.23	98.34	13.20	11.55	9.89	132.98	535.53
2eme	3.23	98.34	13.20	11.55	9.89	132.98	668.51
1 ère	3.23	98.34	13.20	11.55	12.92	136.01	804.52
RDC	**3.74**	**98.34**	**13.20**	**11.55**	**14.96**	**138.05**	**942.57**

Résistance :

$Nu = 1.35\,G + 1.5\,Q$

$\overline{Nu} = Nu + 10\,\%\,Nu = 1.1\,Nu$

Déterminer les surcharges d'exploitation, on applique la loi de dégression [DTR B.C.2.2 (6.3)] (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Pour nôtre bâtiment il existe des différentes surcharges d'exploitation.

Q0=1*18.94=18.94

Q1 =Q0+ Q1=18.94+ (1.5*18.94) =47.35

Q2=Q0+0,95(Q1+Q2) = 18.94+0,95(2 (1.5*18.94))=72.92

Q3=Q0+0,90(Q1+Q2+Q3) =18.94+0,90(3(1.5*18.94))=95.65

Q4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4) = 18.94+0,85(4(1.5*18.94))=115.53

Q5=Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) = 18.94+0,80(5(1.5*18.94))=132.58

Q6=Q0+0,75[(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 +Q6)] = 18.94+0,75[(5*(1.5*18.94)) +(5*18.94)]=196.50

Tableau II.13 Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)

Niveau	Nu (k N)	Nu+10%Nu (k N)	$\overline{N_u}$ (k N)	$1.1N_u \leq \overline{Nu}$
6eme	216.34	237.97	1134.43	**vérifier**
5eme	247.01	271.71	1134.43	**vérifier**
4eme	288.90	317.79	1618.08	**vérifier**
3eme	323.00	355.30	1618.08	**vérifier**
2eme	352.82	388.10	1618.08	**vérifier**
1 ère	382.48	420.73	2183.58	**vérifier**
RDC	481.73	529.90	2140.61	**vérifier**

Vérification selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.1] :

D'après le RPA99version2003, les causes suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14.Vérification de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 25cm	Min (b_1, h_1) = 30cm≥30cm		CV
Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20	RDC	Min (b_1, h_1) = 40cm ≥ (h_e/20) = (374 - 40)/20=16.70 cm	CV
	Étages courantes	Min (b_1, h_1) =30cm ≥ (he/20) = (323 - 30)/20=14.65cm	
1/4 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 < (b_1/h_1)=1< 4		CV

II.6. *Pré dimensionnement des voiles :*

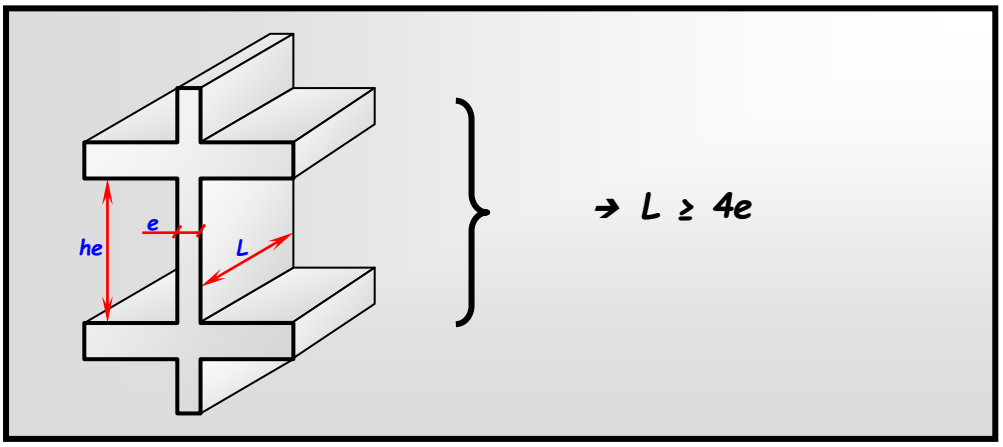
Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

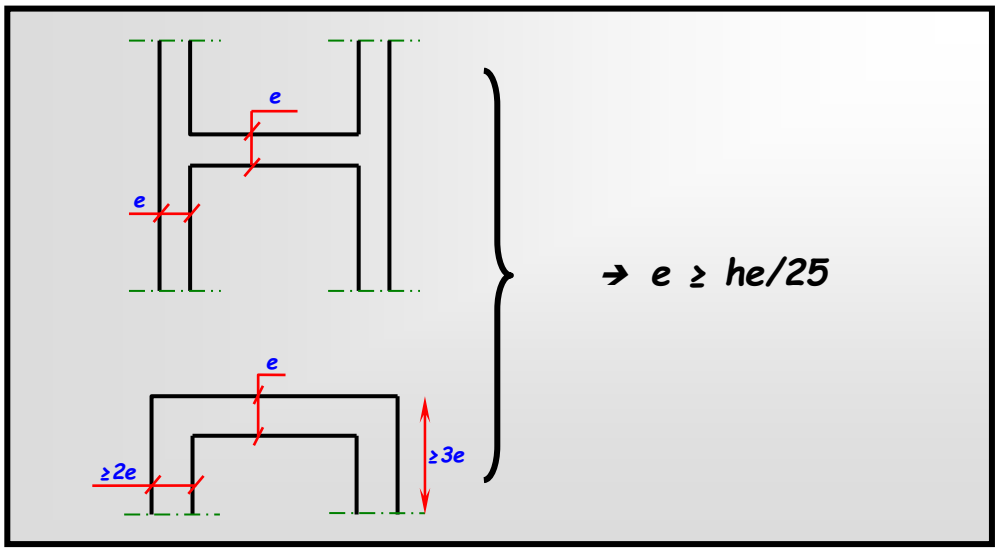
Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L \geq 4e$ Avec $\begin{cases} \text{L : longueur du voile} \\ \text{e : épaisseur du voile} \end{cases}$

L'épaisseur minimale du voile est de **15cm**. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :





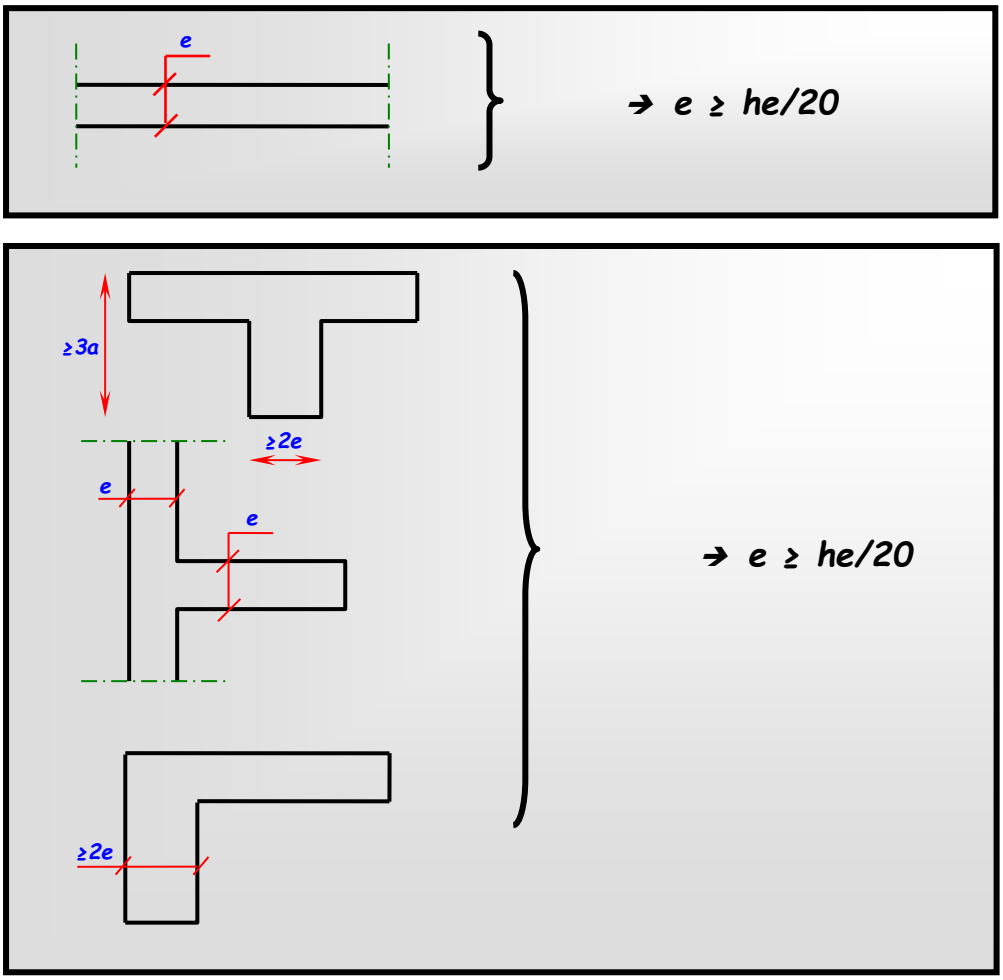


Fig.II.10: Schéma des voiles

On choisi e =15cm.

III.1. L'ACROTERE :

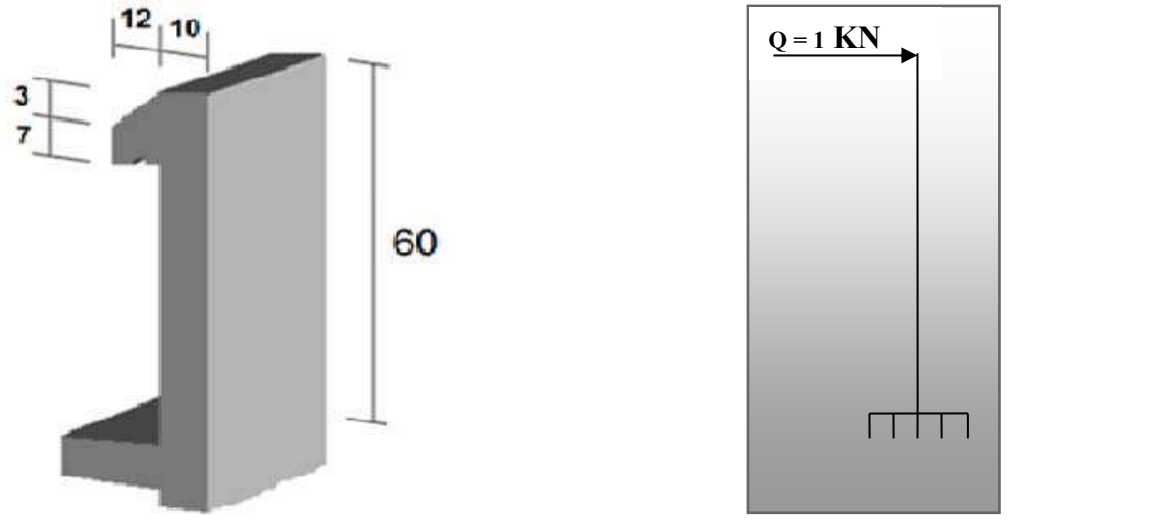
Définition :

L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Observation :

L'acrotère à considérer comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1ml.



A. Schéma de l'acrotère

B. Schéma statique de l'acrotère

Figure.1. L'acrotère

III.1.1. Charges et surcharges :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surface

$$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.08\times 0.12}{2}+0.07\times 0.12)=1.755KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m

III .1.2.Détermination des efforts :

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

E.L.U	
L'effortnormal :	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant :	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
E.L.S	
L'effort normal :	N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant :	T_u=Q =1KN.m

III .1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.2. Dimensions et caractéristiques des matériaux

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{c28}	25	M Pa
H	10	Cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	Cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	Cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	M	N_u	2,369	KN
L_f	1,2	M	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

a) à l'état limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2.369} = 38,00cm$

Où l'enrobage est: $c = c_1 = 2,5$ cm

On a: $e_0 = 38,00cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2,5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors ", on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion :

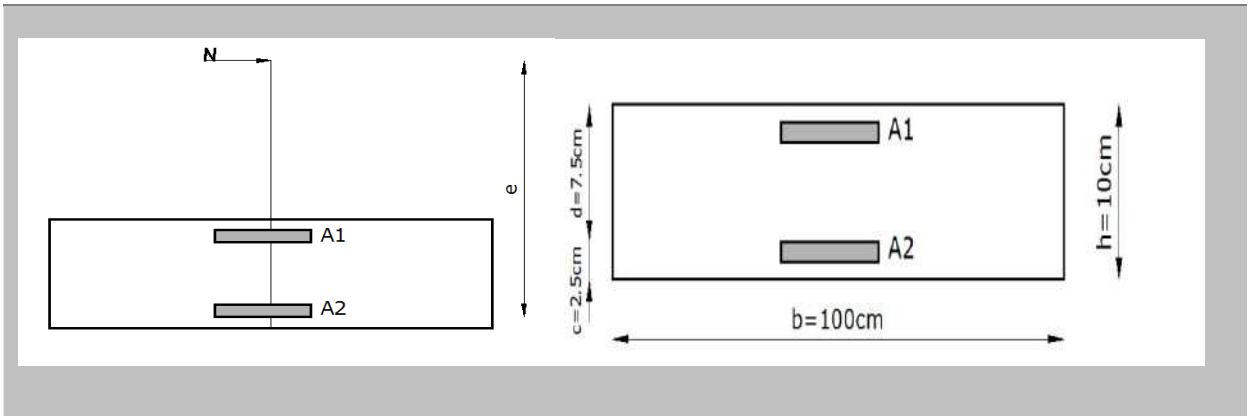


Figure III.2. Section de béton armée à l'ELU

$e = e_0 + \frac{h}{2} - c$

e: distance entre le point d'application de **N** et le centre des armatures tendues.

Donc : e = 0.405m

$M_u = N_u \times e = 0.96KN.m$

Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{0,96 . 10^3}{14,17 . 100 . 7,5^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$ (du tableau) $\longrightarrow A_1' = 0.$

$\longrightarrow$ du tableau on a : $\beta = 0.994$ et $\alpha = 0.0151$

$\longrightarrow$ $\sigma_s = \overline{\sigma s} = 348$ M Pa

$A_1 = \frac{M_u}{\beta . d . \overline{\sigma_s}} = \frac{0,96 . 10^6}{0,994 . 75 . 348} = 37\ mm^2 = 0.37cm^2$

N : effort de compression, alors :

$A=A_1-\frac{N}{\sigma_s}=37-\frac{2.36.10^3}{348}$ **=30,19mm²=0,30cm²**

Et $A'=A'_1 \longrightarrow A'=0.$

Donc :

$$\begin{cases} A=0.3cm^2 \\ A'=0 \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{10\times100}{1000}$ **= 1cm²>A=0.30cm²**

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera: A_1 = 5HA8= 2.31 cm².

Armatures de répartition :

Ona : $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \longrightarrow 0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4\Phi6 = 1.13\ cm^2$

Espacement :

S_t=20cm ≤ S_{min}=min [3h=36cm; 33cm] =33cm

S_{tr}=15cm ≤ S_{minr}=min [4h=48cm; 45cm] =45cm

III.1.4.*Vérification des contraintes à l'état limite de service :*

Calcul de l'excentricité :

On a : $e_0=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}=\frac{0.6\times10^2}{1.755}=34.19cm$

$\frac{h}{2}-c=5-2.5=2.5\ cm<e_0=34.19\ cm$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où :B_o = b.h+ 15 (A + A') = **1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)]$= **5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1$= **4,916 cm.**

$$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] = \textbf{8542.60 cm}^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ = **1,680 cm.**

Donc : e_0= **34,19 cm** $\geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ = **1,680 cm** $\Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma b \leq \overline{\sigma} b \\ \sigma s \leq \overline{\sigma} s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

Détermination dey_1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$….."*"

Telsque :

$p = -3c^2 - 90\frac{A'}{b} + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$**p = -1791.84 cm²**

Et $q = -2c^3 - 90\frac{A'}{b} - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$**q = 21720.6 cm².**

Où :

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression

Donc : "**$c = \frac{h}{2} - e = -29{,}18cm < 0$**".

D'où l'équation "*" devient : **$y_2^3 + (-1791.84)\,y_2 + 21720.6 = 0$**

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38{,}052 \times 10^7$ $\alpha = 138.07^\circ$ $\Longrightarrow$ $\begin{cases} \cos\alpha = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88 \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $\begin{cases} a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 33{,}94 \text{ cm} \\ y_2 = \ a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+120\right) = -47{,}43\text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+240\right) = 13{,}49\text{cm} \end{cases}$

Finalement, on trouve :

$y_2' = 33{,}94$ cm

$y_2'' = -47{,}43$cm rejetée parce que $(y_2+c<0)$

$y_2''' = 13{,}49$cm rejetée parce que $(y_2+c<0)$

D'où alors : $0<\mathbf{y_1} = 33{,}94 + (-29.18) = \mathbf{4{,}76\ cm} < \mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend : $\begin{cases} \mathbf{y_2 = 33{,}94\ cm} \\ \mathbf{y_1 = y_2 + c = 4{,}76\ cm} \end{cases}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx} = 1037{,}939\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1755/1037939 \Rightarrow \mathbf{k = 1{,}69 \times 10^{-3} N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (1{,}69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.08\ MPa}$

Et: $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = (15 \times 1{,}69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47{,}6) = \mathbf{0{,}69\ MPa}$

$\sigma_s = 15k\,(y_1 - c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \times (21.5 - 75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0{,}08\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPa **(c.v).**

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} fe = 333{,}33\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201{,}633\text{MPa}\right] = 201{,}633\,\text{MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

σ_s=0,69MPa ≤ $\overline{\sigma s}$ **(c.v)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5.Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,\text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau}$= min [0,15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : τu =0,02 Mpa<τ_u =2,5Mpa

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

*III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA.99 version 2003 : **Art 6.2.3**)*

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

F_p= 4.A.C_p.W_p

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.15

C_p = 0.3

W_p = 1,755 KN

F_p= 4.A.C_p.W_p= 4×0.15×0.3×1.755 =0.32 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc :

L'acrotère résiste à la force sismique.

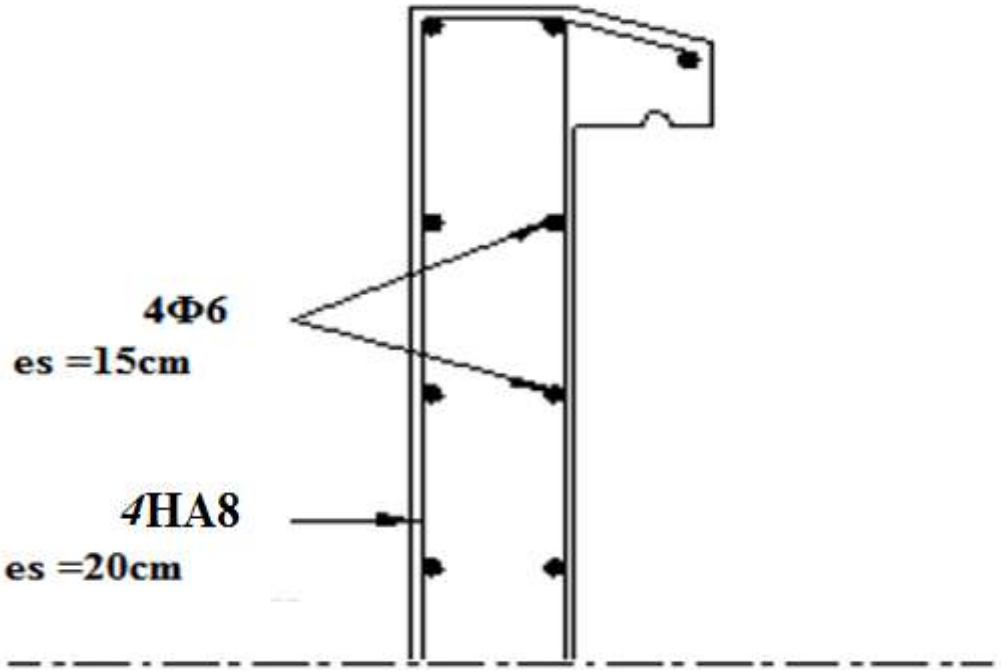


Figure. III.3.ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On a adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage:

- Il assure une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.

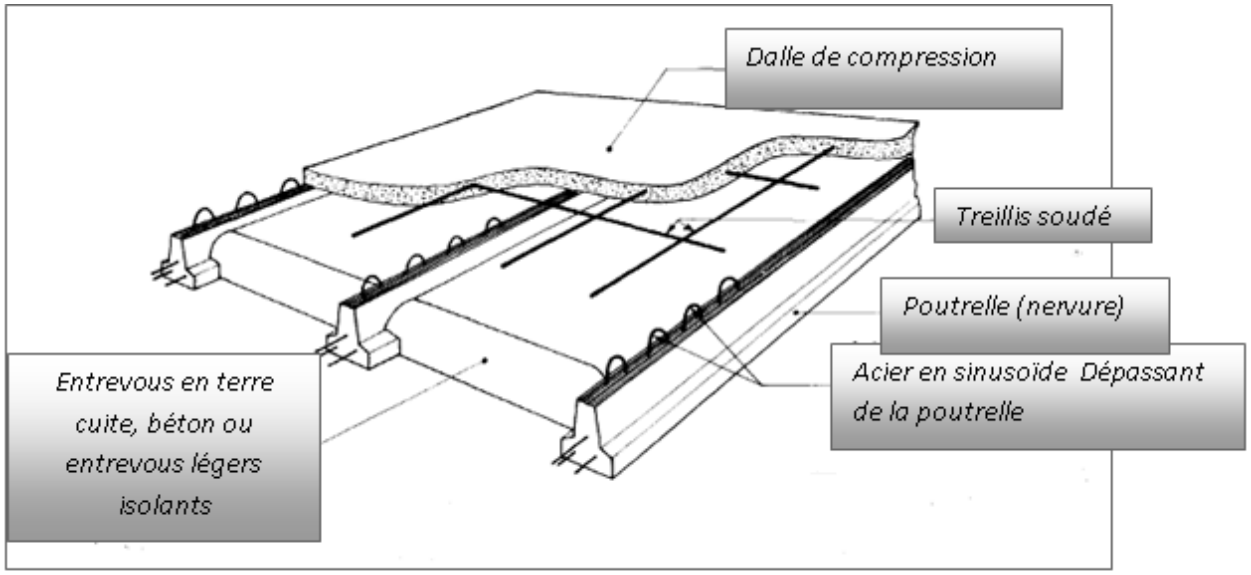


Figure III.4. Schéma composant d'un plancher corps creux

III.2.1.Dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures au plus égale à $a_1 \leq 20cm$;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33cm$;

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$A_{\perp} \geq 200/f_e$(Mpa) si $L \leq 50$cm ;

$A_{\perp} \geq 0.02 \times L \times 200/f_e = 4 \times L/f_e$ si $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures (65cm dans notre projet) ;
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520Mpa), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

$50\text{cm} \leq L = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ $A_{\perp} \geq 4 \times L/f_e = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$

La section d'armatures dans le sens parallèles aux nervures est données par :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2 = 0.25\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{\perp} = 5\phi5 = 0.98\text{cm}^2$ esp=20cm

$A_{//} = 5\phi5 = 0.98\text{cm}^2$ esp=20cm

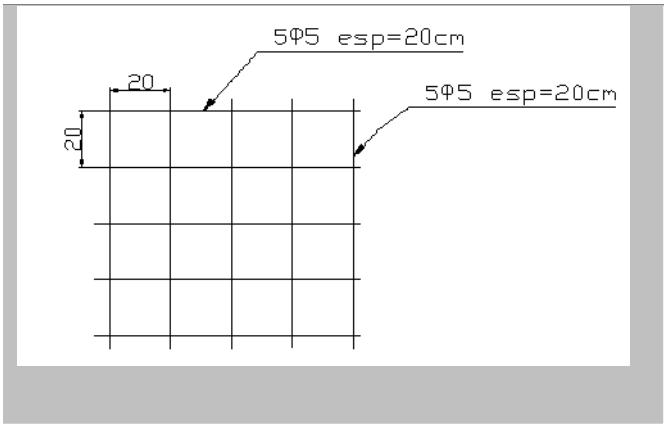


Figure III.5. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant coulage ;
- ❖ Après coulage.

a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- o son poids propre.
- o le poids de corps creux (entrevous).
- o une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

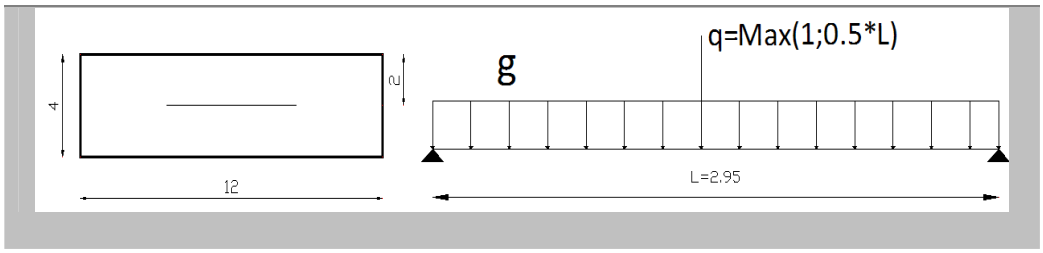


Figure III.6. Dimensionnement de la poutrelle

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12x4 cm² :

Tableau III.3. Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN)	
4.40	2.20	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

Le calcul en flexion simple:

Table III.4. Calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$\frac{G.L^2}{8}=1.86$	$\frac{Q.L}{4}=2.42$	$1,35M_G+1,5M_Q=6.14$

$$\mu=\frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}=\frac{6.14*10^6}{14,2*120*20^2}=9.008 \gg \mu max - 0.392$$

Cette valeur de μ=9.008 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Tableau .III.5.Détermination le nombre des étaiements

Nombes des étaiements	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	M_G (KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)	μ	μ≤ μ max
0	4.4	0.77	2.2	1.86	2.42	6.14	9.01	C.N.V
1	2.2	0.77	1.1	0.46	0.60	1.53	1.00	C.N.V
2	1.46	0.77	1	0.20	0.36	0.82	0.54	C.N.V
3	1.1	0.77	1	0.11	0.27	0.56	0.37	C.V

On place 03 étaiements à une distance L=4.40 pour les poutrelles.

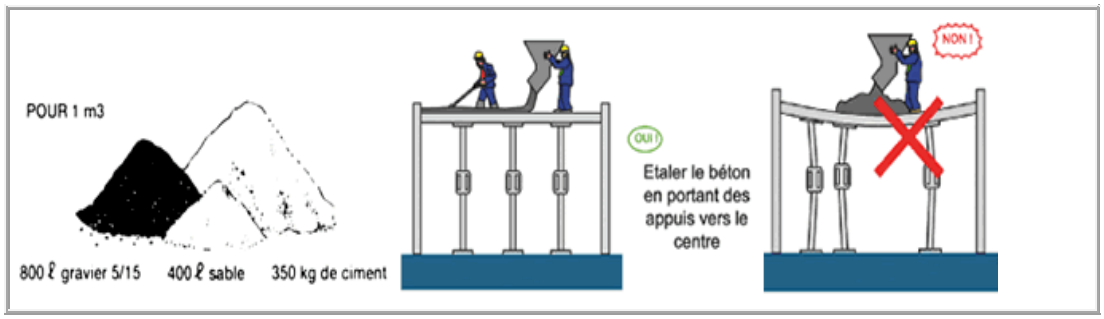


Figure III.7. Choix de disposition des étaiements

Vérification de la flèche

$$f_{max} \leq \overline{f}$$

$$\begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si} \quad L > 5 \text{ m} \\ \overline{f} = \dfrac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si} \quad L < 5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau.III.6. Vérification de la flèche

Etaiment	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0.77	2.52	25	32164.19	4400	640000	18.25	0.88	C.N.V
1	0.77	1.26	25	32164.19	2200	640000	1.14	0.44	C.N.V
2	0.77	1	25	32164.19	1466.66	640000	0.22	0.29	C.V
3	0.77	1	25	32164.19	1100	640000	0.07	0.22	C.V

b . Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 03Types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.

Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable.

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Dans notre système de poutrelles les deux conditions 01 et 03 sont vérifiées, mais la deuxième condition n'était pas satisfaite ; on utilise la méthode CAQUOT qu'est aussi applicable pour le matériau Béton armé dont les formulaires ainsi les résultats trouvés sont exprimés ci-après:

b) Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, aussi pour les plancher à fortes charges.

Exposé de la méthode :

Tableau.III.7 méthode CAQUOT

Moment isostatique **Mo**	$ql^2/8$	
Moment en travée **Mt**	$\frac{ql^2}{8}+\left(\frac{M_e-M_w}{l}\right)$	
Moment à l'appui **Ma**	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right)+(M_e-M_w/l)$

Avec :

- Mo : moment isostatique.
- Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie a gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie a droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant a gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant a droite de l'appui considéré.

b.*1.2.Evaluation des charges et surcharges :*

Tableau.III.8.Actions de calcul des poutrelles après coulage

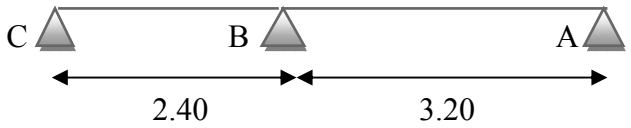
	G (k N/m2)	Q (k N/m2)	Pu (k N/m)	P_{ser} (k N/m)
Plancher terrasse	6.54×0.65=4.25	1×0.65=0.65	6.71	4.90
Plancher courant	6×0.65=3.90	1.5×0.65=0.98	6.74	4.88

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles,

Type 1-Poutrelle à 2 travées:

b.1.Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées :



- ✓ ***TERASSE***

A E.L.U :

Tableau.III.9.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U

travées	L m	M_0(KNm)	Mw(KNm)	M_e(KNm)	M_t	T_w	T_e
A-B	3.2	8.58	1.71	6.56	4.44	9.22	-12.25
B-C	2.4	4.83	6.56	0.96	1.06	10.38	-5.71

E.L.S :

Tableau.III.10.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3.2	6.27	1.25	4.79	3.24
BC	2.4	3.52	4.79	0.70	0.77

ETAGE

A E.L.U :

Tableau.III.11.Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2travées à l'E.L.U

Travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
A-B	3.2	8.62	1.72	6.59	4.46	9.26	-12.30
B-C	2.4	4.85	6.59	0.97	1.06	10.43	-5.74

E.L.S :

Tableau.III.12.Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

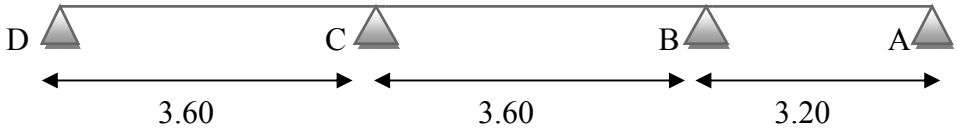
travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3.2	6.24	1.24	4.77	3.23
BC	2.4	3.51	4.77	0.70	0.77

Type 02 : Poutrelles à trois travées :

- **Méthodes de calcul :**

On utilise la méthode forfaitaire

Poutrelle à trois travées :



TERASSE

A E.L.U :

G kN/m²	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6.54	1	6.71	4.90	OK	OK

0.8< L_i / L_{i+1}	Cv	Cv	Cv
Li / Li+1 <1.25	Cv	Cv	Cv

Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	L m	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	**3.2**	8.59	6.01	1.71	4.29	10.74	9.93	11.54
B-C	**3.6**	10.87	5.98	5.43	5.43	12.08	12.08	12.08
C-D	**3.6**	10.87	7.61	5.43	2.17	12.08	12.99	11.17

E.L.S :

Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	Ps	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.90	3.2	6.27	4.39	1.25	3.13
B-C	4.90	3.6	7.93	4.36	3.96	3.96
C-D	4.90	3.6	7.93	5.55	3.96	1.58

Type 03 : Poutrelles à trois travées :
ETAGE

A E.L.U :

G kN/m²	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6	1.5	6.72	4.87	OK	OK

0.8< L_i / L_{i+1}	Cv	cv	Cv
Li / Li+1 <1.25	Cv	cv	Cv

Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

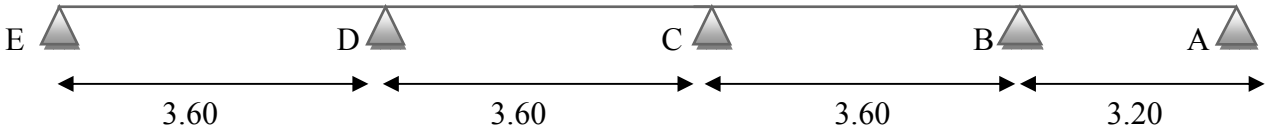
Travée	L m	M_0 (kN.m)	M_t(kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	**3.2**	8.61	6.11	1.72	4.30	10.76	4	11.57
B-C	**3.6**	10.89	6.53	5.44	4.35	12.10	12.41	11.80
C-D	**3.6**	10.89	6.64	4.35	5.44	12.10	11.80	12.41

E.L.S :

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.87	3.2	6.24	4.36	1.24	3.12
B-C	4.87	3.6	7.89	4.73	3.94	3.15
C-D	4.87	3.6	7.89	4.73	3.15	3.94

TYPE 03 Poutrelles à 04 travées :



ETAGE

A E.L.U :

G kN/m²	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6.54	1	6.71	4.90	Cv	cv

0.8< L_i / L_{i+1}	Cv	Cv	Cv	Cv
Li / Li+1 <1.25	Cv	Cv	Cv	Cv

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

Travée	L (m)	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	**3.2**	8.59	6.01	1.71	4.29	10.74	9.93	11.54
B-C	**3.6**	10.87	6.52	5.43	4.35	12.08	12.38	11.78
C-D	**3.6**	10.87	7.06	4.35	4.35	12.08	12.08	12.08
E-F	**3.6**	10.87	6.74	4.35	5.43	12.08	11.78	12.38

ELS:

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	3.2	6.27	4.39	1.25	3.13
B-C	3.6	7.93	4.76	3.96	3.17
C-D	3.6	7.93	5.16	3.17	3.17
D-E	3.6	7.93	4.76	3.17	3.96

TYPE 03 : Poutrelles à 04 travées :

ETAGE

A E.L.U :

G kN/m²	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6	1.5	6.72	4.87	cv	Cv

$0.8< L_i / L_{i+1}$	Cv	Cv	Cv	cv
Li / Li+1 <1.25	Cv	Cv	Cv	cv

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

Travée	L (m)	M_0(kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	**3.2**	8.61	6.11	1.72	4.30	10.76	9.95	11.57
B-C	**3.6**	10.89	6.64	5.44	4.35	12.10	12.41	11.80
C-D	**3.6**	10.89	7.19	4.35	4.35	12.10	12.10	12.10
E-F	**3.6**	10.89	6.86	4.35	5.44	12.10	11.80	12.41

ELS:

Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	3.2	6.24	4.43	1.24	3.12
B-C	3.6	7.89	4.81	3.94	3.15
C-D	3.6	7.89	5.21	3.15	3.15
D-E	3.6	7.89	4.81	3.15	3.94

b.1.3.Récapitulations :

Tableau.III.21.Récapitulations des efforts internes

	ELU			***ELS***	
Sollicitation	Mau (KN.m)	Mtu(KN.m)	Tu (KN)	Ma ser(KN.m)	Mt ser (KN.m)
	6.56	7.61	12.93	4.79	5.55
Référent (étage)	2 travées	3travées	3 travées	2 travées	3 travées

B.1.4. Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

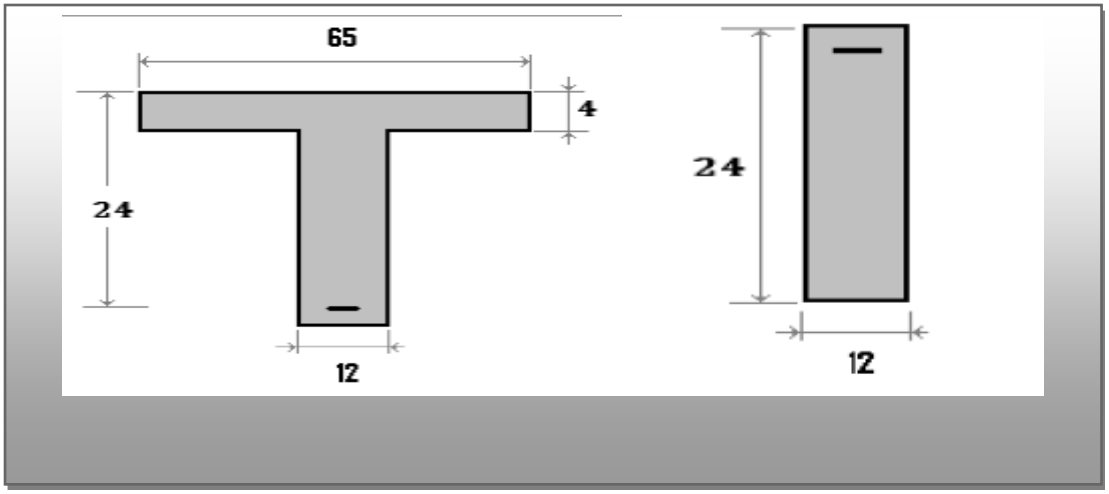


Figure.III.8.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau.III.22.Calcul des armatures

	En travée	Aux appuis
Mu (kN.m)	7.61	6.56
M0 (kN.m)	Mo=b.ho.$\sigma_{b\ adm}$.(d-ho/2)=65*4*14,2*(18-4/2)=59.07 KN.m	
	(b×h) = (65×20)	(b×h) = (12×20)
M	0.025	0.021
Mı	0.392	0.392
$\mu < \mu_l$	Oui	oui
B	0.987	0.989
A	1.23	1.05
le choix	3HA10 = 2.35cm^2	1HA12=1.13cm^2

- ✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ8

Armatures transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement :

Tmax Kn	b0 mm	d mm	fc28	8b
12,93	120	180	25	1,5

Vu max=19.00kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.93x10^3}{120\times180} = 0.59\,\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc :

τu MPa	0,5986
τu barre Mpa	3,333
τu<τu barre	Cv

Espacement S_t :

$$S_t \le \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases} = (16.2;\ 40\text{ cm}) \Longrightarrow \quad \text{Donc: } S_t = 15\text{ cm};$$

- **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71\ ;\ 16\ ;\ 12\}\ (\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \le 5.71$, on prend : $\phi_t = 8$ mm $\Rightarrow$ $\mathbf{a_t} = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 50$ mm²

a_t : section d'une barre

n_t :nombre des barres

$a_t = 0.1962$ cm² et $n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 1$cm².

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{40 \times 400}{120 \times 150} = 0.88\ \text{MPa} \ge 0.4\ \text{MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \textbf{0.002 >0.001(C.V)}$$

Avec : K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha = 90°$ Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \le \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \le b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN}$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$V_u = 109.21$ kN < 129.60 KN **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

$V_u + (M_u/0.9d) = 23.95 + [(-17.4)/(0.9 \times 0.18)] = -83.46 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy} = V_u/ab_0 \le \overline{\sigma} = 1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 41.09$ kN

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=13.16MPa< $\overline{\sigma}_b$=21.66 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a:

Mser kN ,m	b cm	h0 cm	d cm	Atrave cm²	b0	fc28
5,55	65	4	18	1,57	12	25

$$S_{xx'} = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.3 < 0$$

Donc :

Pas d'axe neutre

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0}$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0}$$

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \quad .$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28}$$

Tableau.III.23.Vérification des armatures

	En travée	*Aux appuis*
Mser (kN.m)	5.55	4.79
D	39,25	38,15
E	141,31	192,18
y1 (cm)	-42.57	-42.66
IG (cm)	5873.51	5065.26
K (N/cm)	74.47	86.86
σb(MPa)	3.13	4.25
σb adm(MPA)	15	
σb< σb adm	Oui	

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation :[2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.055 > \frac{5.55}{10 \times 7.93} = 0.046 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.007 \langle \frac{3.6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifier donc on calculer la flèche.

Calcul de la flèche : [2]

M_{ser} = 7.85kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}.$$

ρ = 0.72 % $\Rightarrow$ β_1 = 0.876 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

ρ	0,007268519
ρ %	0,726851852
β_1	0,876
бs Mpa	224,1902491
λi	5,656511396
λv	2,262604558
u	0,573573084

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = 1/3$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500}$

Donc :

Y cm	6,82
I0 cm4	18578,43
Ifi cm4	4814,85
Ifv cm4	8893,96
Ei Mpa	32164,19
Ev Mpa	10721,39
fi mm	4,64
fv mm	7,54
Δft mm	2,89
f limite cm	7,2

Δft<f limite : cv

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (e=16+4cm) du plancher à corps creux.

Tableau. III.24 : Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	P	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
5,55	1,57	6,82	0,007	0,87	224,19	0,57	5,65	1.17
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
18578,43	4814,85	8893,96	3,6	4,64	7,54	2,89	7,2	**Cv**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux

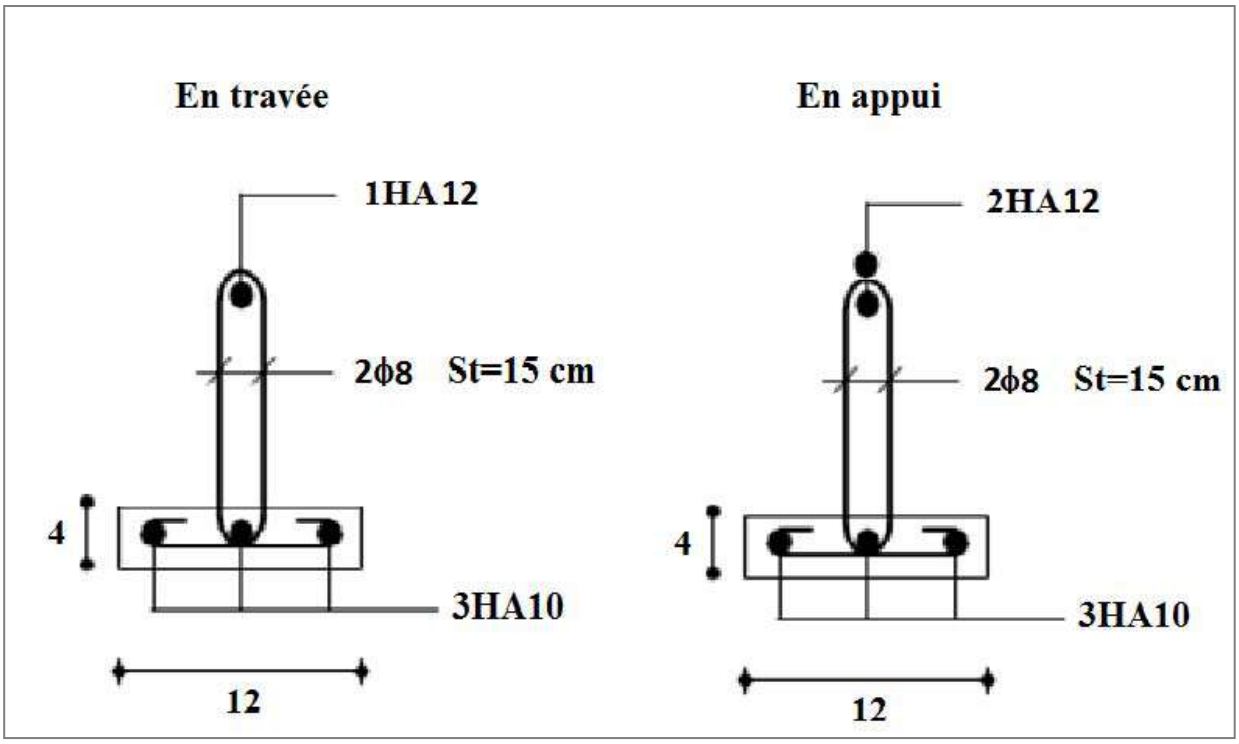


Figure.III.9.Ferraillage des poutrelles

III.3.Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III .3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- **La ligne de foulée :** C'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 1.30 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

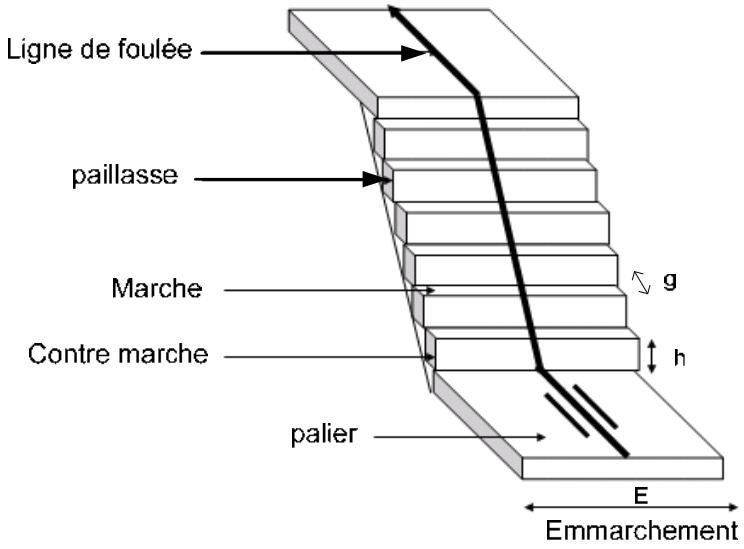


Figure.III. 10.Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.3.Dimensionnement.

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

1er volée

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

$x = g + 2h \Rightarrow H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$ on pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$ ……..(*)

Pour la formule générale (*): $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

on prend :

$$g+2h = 64\ m.$$

$64.n^2 - (64 + 2 \times 161 + 226).n + 2 \times 161 = 0$

$64n^2 - 612.n + 322 = 0 \qquad \Rightarrow n = 9$

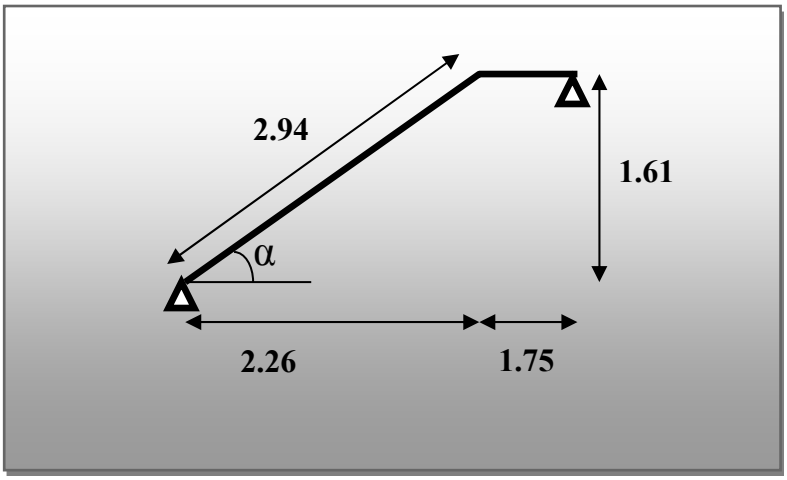


Figure.III.11.Dimensions de l'escalier

Nombre de marches: n - 1 = 8

Nombre de contres marches: n = 9

Le giron: g = L / n-1 = 226 / 8 = 30cm

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{161}{9} = 17.94$ cm

Vérification de la formule de blondel

$59cm \leq g + 2h = 64cm \leq 66cm$

Vérification d'inclinaison α :

$Tg\ \alpha = H / L = 161 / 226 = 0.712 \Longrightarrow$ **α = 35.46°**

Longueur de la paillasse e_p :

L_{total}= 226+175= 401 cm

Epaisseur de la paillasse:

$L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30 \Longrightarrow 11.45cm \leq e_p \leq 13.36cm$

On adoptera **: e_p = 15 cm**

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.a. Charges permanents:

Tableau III.25.Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en béton arme	0,15	25	3.75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**5.49**

La charge permanente de palier G=5.49KN/m^2

La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III.26.Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,18/2	25	2,25
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.45**

La charge permanente de paillasse : **G=8. 45KN/m²**

III.3.4.b. Surcharge d'exploitation: Selon le *[DTR BC 2.2 Art 7.2.1.]*

- Le palier: **Q = 2.5kN/m2**
- La paillasse: **Q = 2.5kN/m2**

III.3.5. Détermination des sollicitations:

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.III.27 .Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m2)	Q (kN/m2)	Pu (kN/m2)	Pser (kN/m2)
Pallier	5,49	2,5	11,161	7,99
Pallaisse	8,45	2,5	15,157	10,95

III.3.6. Détermination des efforts:

Calcule à l'état limite ultime :

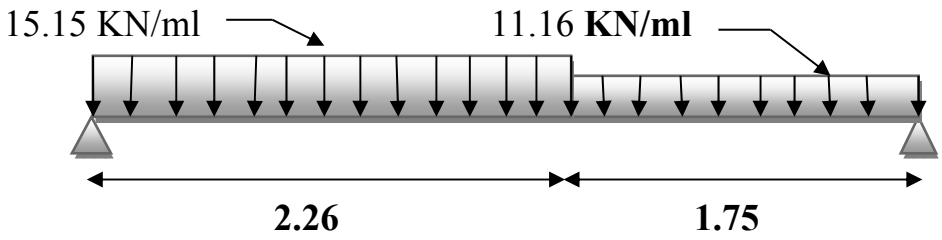


Diagramme des efforts internes :

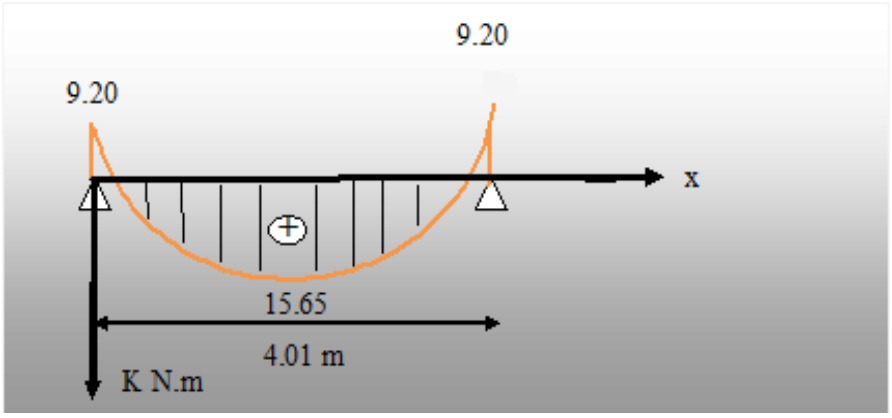


Fig. III.12: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

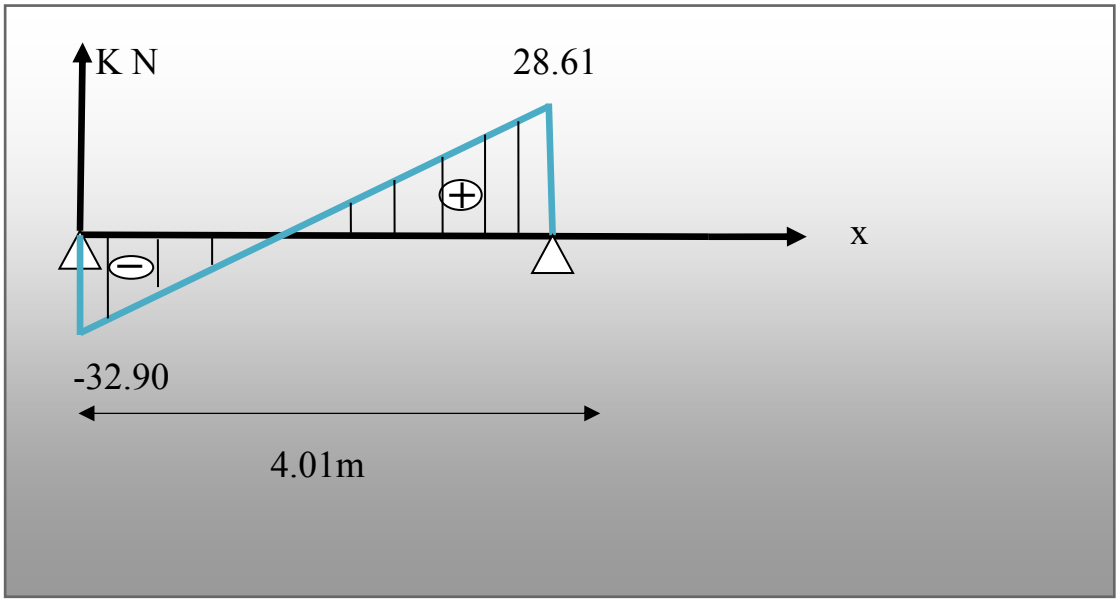


Fig.III.13. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

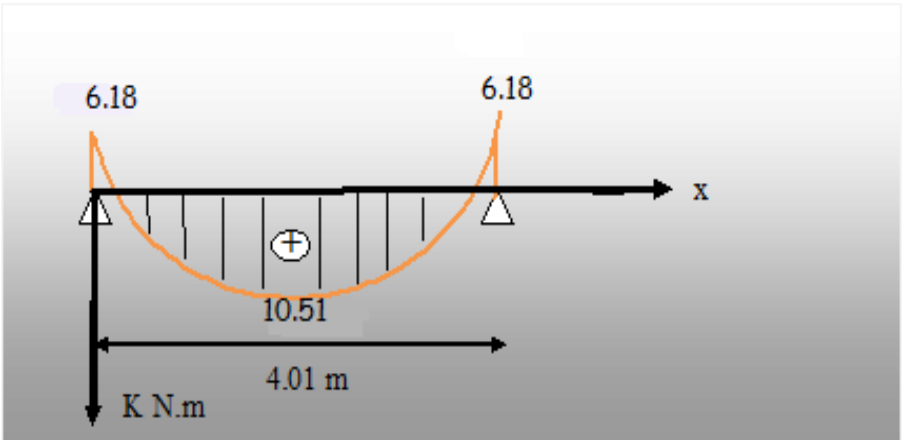


Fig. III.14. diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

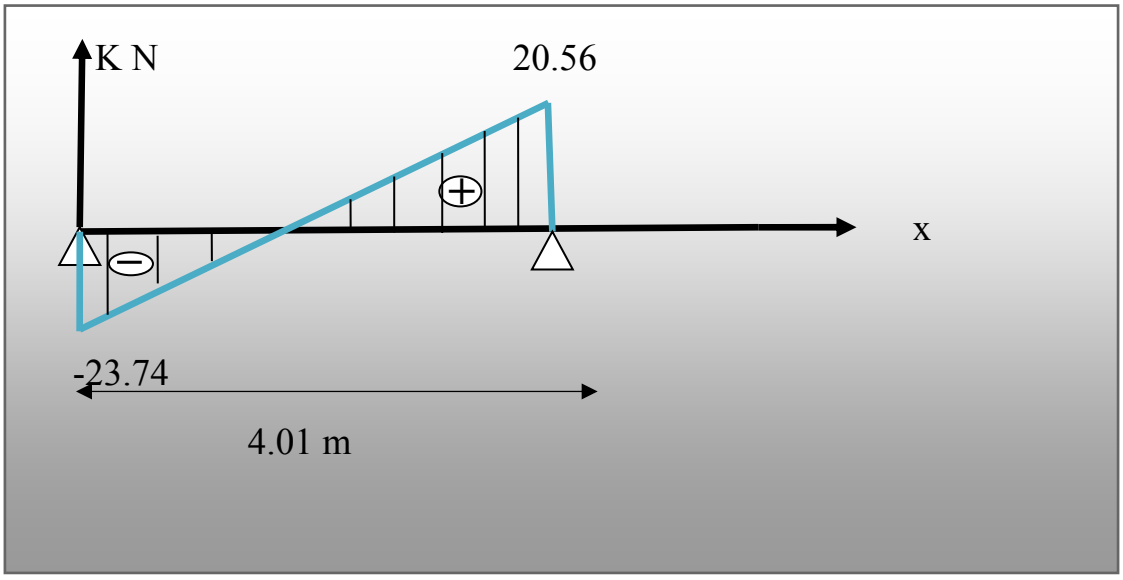


Fig.III.15. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

Récapitulation :

$M_t = 0.85 M_{max}$

$M_a = 0.5 M_{max}$

Tableau III.28 : Récapitulation des résultats.

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	15.652	9.207	32.90
ELS	10.514	6.184	23.74

III.3.7. Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2$Mpa ; b=100cm ; h=15cm ; d=12.5cm ; c=2.5cm

Le moment en travée : $M_t^{max} = 15.64$ KN.m

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 9.20$ KN.m

Tableau III.29 : les résultats de la flexion

	M_u(KN.m)	d (cm)	M	B	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$(cm²)
En travée	15.652	12.50	0.070	0.964	3.73	5HA12=5.65
Aux appuis	9.207	12.50	0.041	0.979	2.16	2HA12=2.26

Avec :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_b}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

III.3.7.1. Condition de non fragilité :

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

Donc : $A > A_{min}$

Le choix :

En travée : A = 5HA12=5.65cm²

Aux appuis : A =2HA12=2.26cm².

III.3.7.2. Armature de répartition : $A_r = A/4$

En travée : A_r = 2HA10 = 1.57 cm²

Aux appuis : A_r = 1HA10 = 0.78 cm²

a) Condition d'espacement :

Tableau III.30 : vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
En travée	S_t =20cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm
En appuis	S_t =20cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm

Donc :

-Pour Les armatures longitudinales :

A=5HA12=5.65cm².

-pour Les armatures de répartitions :

Ar=4HA10=3.14cm².

III.3.7.3.Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_{u\times10^3}}{b_{0\times d}} = \frac{32.90\times10^3}{1000\times125}$=0.263 MPa

$\overline{\tau_u} = 0.07\times\frac{25}{1.5}$ =1.17Mpa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\tau_u = 0.263MPa < \overline{\tau_u}$=1.17MPa (Condition vérifié).

III.3.7.4.*Vérification à l'E.L.S :*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

En travées :

A = 5.65cm²

M_{ser}=10.51KN.m

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a :

$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0$

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y-c')^2 + 15A (d-y)^2$

Tableau III.31 : Vérification de l'effort tranchant En travées

Y1 cm	IG cm4	K1 N/mm3	σb Mpa	σb adm Mpa	σb ≤σb adm
3.83	8243.29	0.127	4.888	15	cv l'etat limite service est satisfait

En appuisA=2.26cm²

M_{ser} =6.18 KN.m

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0$

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y-c')^2 + 15A (d-y)^2$

Y1 cm	IG cm4	K1 N/mm3	σb Mpa	σb adm Mpa	σb ≤σb adm
2.59	3908.38	0.158	4.10	15	cv l'etat limite service est satisfait

Tableau III.32 : Vérification de l'effort tranchant En appuis

Acier : fissuration peu nuisible ⟶ aucun vérification à faire

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$; donc l'état limite de service est satisfait

III.3.7.5.Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0{,}037 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0{,}030 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad \text{(c.v)}$$

III.3.8. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3.05 m

III.3.8.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L = 3.05 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0{,}6h \leq b \leq h$

L = 3.05 m => $20.33 \leq h \leq 30.5$ => h = 35 cm

L = 3.05 m => $21 \leq b \leq 35$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 35) cm^2

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

  b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)

  h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)

  h / b = 1,167 < 4 (c.v)

III.3.8.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

Ru = 32.90 KN ; Rser = 23.74 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35 x 25 = 2.625 KN/ml.

Poids de double cloison : 2,72×1,265 =3,44 KN/ml

Poids de la dalle pleine : 1,39×5,49=7,63 KN/ml

Donc: Pu = 1,35x (2,62+ 3,44+7,63) +32,90 = 51,38 KN/ml

Pser = (2,62+ 3,44+7,63) +23,74 =37,43 KN/ml.

III.3.8.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}\ ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III. 33.Les Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	78,35	19,915	39,830
E.L.S	/	14,508	29,016

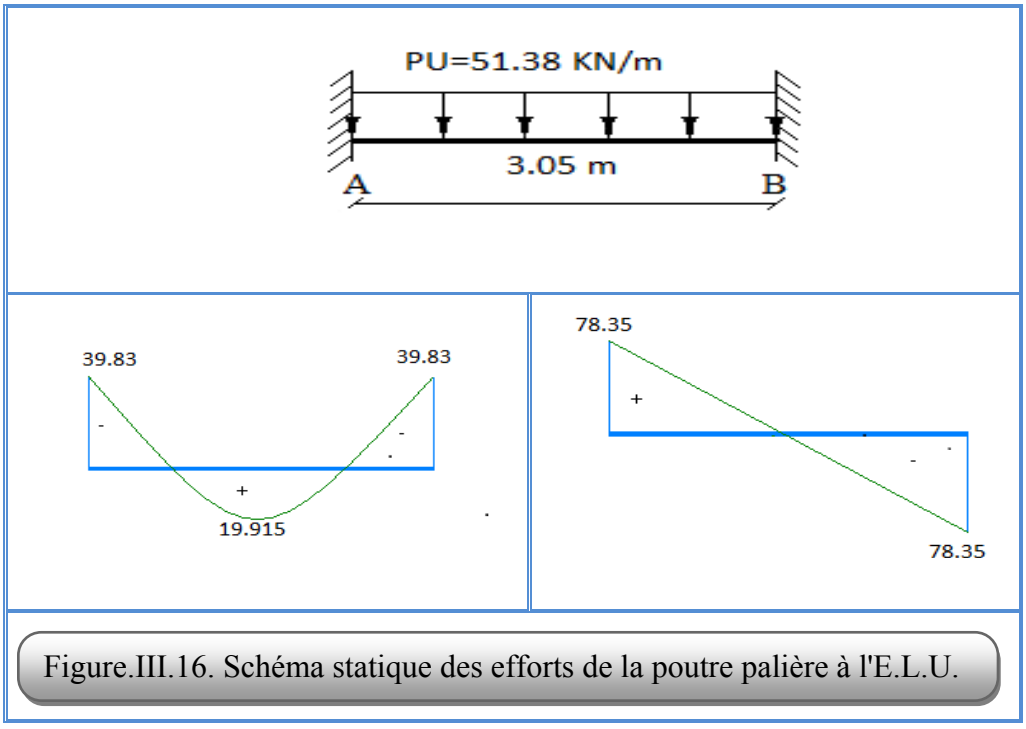


Figure.III.16. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.3.8.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

ELe calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.34. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	19.91	0,044	0,976	1,80	1,05	**2HA12**	2,26
En appuis	39.83	0,088	0,953	3,69	1,05	**4HA12**	4,52

III.3.8.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.35.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	A ch (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	14,50	1,30	1,57	$21,35\times10^3$	2,49	1,693	C.V
Appuis	29,01	2,65	3,39	$40,19\times10^3$	5,26	3,795	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.36.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=5,25 cm²	A max=42 cm²	Correction
Travées	4,96	C.V	C.V	**2HA10**=1,57cm²
Appuis		C.V	C.V	**3HA12**=3,39cm²

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{78{,}35\times10^3}{300\times325}0{,}80\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}80\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times78{,}35\times10^3}{400} = 2{,}25\text{cm}^2$$

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\ ;\ 0{,}9d\right] = 25{,}5\ \text{cm}$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 78{,}35\text{KN} \leq 510\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times78{,}35\times10^3}{300\times255} = 2{,}04 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ \ ;\ \varphi_l = 12\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00\,mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At =2,009 cm² , At =4HA8=2, 01 cm²

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0,9d;40cm] = 29,25\text{cm}$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$S_t \leq \frac{0,9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,9.2,01.(235/1,15)}{30(0,78-0,3.2,1)} \Rightarrow 82,147\text{ cm}$

Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ….Art [7.5.2.2] :

St≤ min [h/4; 12Øl]

St≤ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

St≤ h/2 = 17,5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 5cm (zone nodale)

- St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0,4.b_0.S_t}{f_e}$

Zone nodale : $A_t = 2,009cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0,4\times300\times50}{235} = 0,25cm^2$

Zone courante : $A_t = 2,00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4\times300\times150}{235} = 0,76cm^2$

At min =0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30=1, 35 cm²<2, 01 cm² (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm²<2,01 cm² (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$\frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ (c.v)

$\frac{h}{L} = 0,115 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,050$ (c.v)

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.96}{30 \times 32,5} = 0.005 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \qquad \text{(c.v)}$$

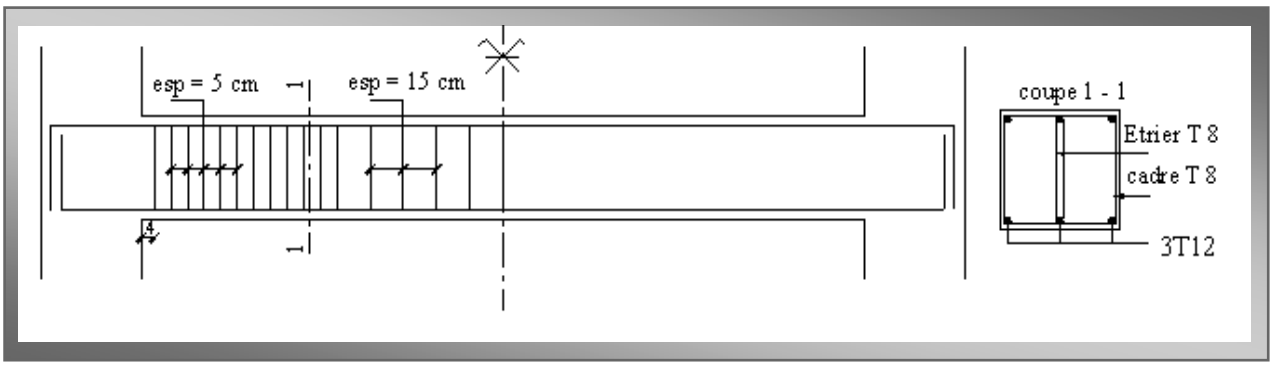


Figure.III.17.Ferraillage de la poutre palière.

III.4.Plancher à dalles pleines :

III.4. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.4. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

***Théorie :** La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

***Hypothèse de calcul :**

1) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.

2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.

3) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

***Principe de calcul :**

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\sum Mi\ L_i\ \theta_i$

Avec :

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.

Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

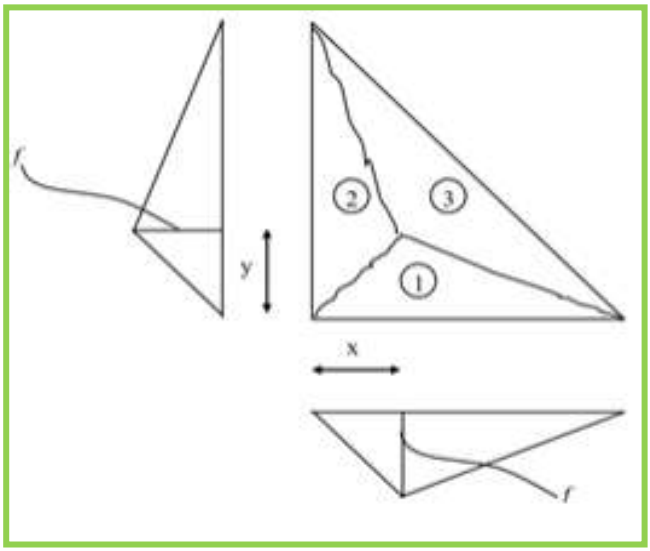


Figure.III.18. Déplacement des zones.

III.4. 3.a. Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 7.45KN/m² } P_u = 11.56 KN/m².

Q = 1 KN/m² } P_{ser}= 8.45KN/m².

Plancher courant :

G = 6.95 KN/m² } P_u= 11.63 KN/m²

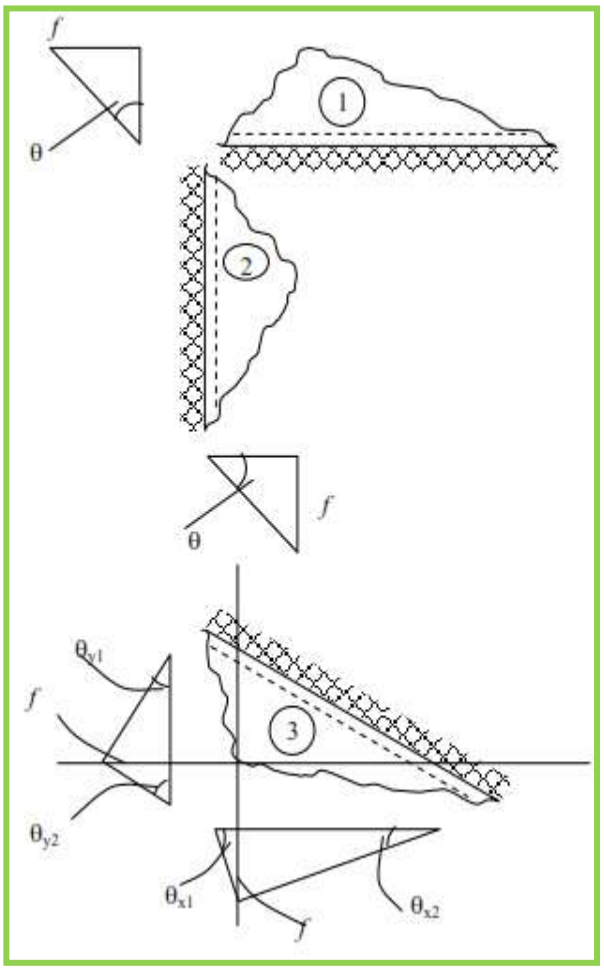
Q = 1.5 KN/m² } P_{ser}= 8.45 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 11.63 KN/m²

P_{ser} = 8.45KN/m²

Lx = 3.60m ; ly = 3.60m ; l = 5.09m.



Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

a. Travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_y \frac{x}{2}\frac{f}{3}$

$T_{ext}(2)= P_u L_x \frac{y}{2}\frac{f}{3}$

$T_{ext}(3)= P_u(S- L_x\frac{y}{2}-L_y\frac{x}{2})\frac{f}{3}$

Donc :

$T_{ext}= \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = P_u S \frac{f}{3}=T_{ext} = P_u \frac{l_x l_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

T_{ext} =2.16P_u f

b.Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x\frac{f}{y} + 0.5ML_x\frac{f}{y} = 1.5\ ML_x\frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = ML_y\frac{f}{x} + 0.5ML_y\frac{f}{x} = 1.5\ ML_y\frac{f}{x}$

$T_{int}(3) = 1.5Mf \ \frac{L}{2}\left(\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}\right)$

D'où :

$T_{int}= \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) \quad = 1.5Mf\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}\left(\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}\right)\right]$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int}= \sum T_{ext}$

On obtient : $M= 2.61\ P_u/1.5\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}\left(\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}\right)\right]$

$$P_u= 1.5\left[\frac{L_x}{y}+\frac{L_y}{x}+\frac{L}{2}\left(\frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y}\right)\right]\times\frac{M}{2.61}$$

$P_u = f(x, y)\,dx$:

$$\frac{dP}{dx}=0 \longrightarrow \frac{-3.60}{x^2}+\frac{2\times5.09}{(3.60-2x)^2}$$

$$\frac{dP}{dy}=0 \longrightarrow \frac{-3.60}{y^2}+\frac{2\times5.09}{(3.60-2x)^2}$$

Après le calcul on trouve :

X = 0.977 m

Y =0.977 m

Donc :

$P_u=13.28\ M_u \longrightarrow M_u = \frac{P_u}{13.28}$

$P_{ser} =13.28\ M_{ser} \longrightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{13.28}$

Alors :

$M_u= 0.875$ KN.m

$M_{ser} =0.636$ KN.m

III.4. 3.a.1Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

$M_{tx}= M_{ty}= 0.85M_u=0.743$KN.m

Le moment on appuis :

$M_{ax}= M_{ay} = 0.5M_u = 0.437$KN.m

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

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$; $A=\frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$;

Condition d'espacement :

En travée : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

Tableau.III.37 : Ferraillage de la dalle pleine

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	B	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	X	0.743	0.033	0.983	1.50	1.73	4HA10=3.14	25
	Y	0.743	0.033	0.983	1.50	1.73	4HA10=3.14	25
Appuis	X	0.437	0.019	0.990	1.50	1.01	4HA10=3.14	25
	Y	0.437	0.019	0.990	1.50	1.01	4HA10=3.14	25

III.4. 3.a.2 Vérification à l'ELS :

$M_{tx}= M_{ty}= 0.85M_{ser}$ =0.540KN.m
$M_{ax}= M_{ay}= 0.5M_{ser}$ =0.318KN.m

$$M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2M_{tx} \Longrightarrow 0.540 + \frac{0.318\times2}{2} = 0.699 \geq 1.2\times0.540 = 0.648\ldots..c.v$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

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

Moment d'inertie :

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

Tableau.III.38 : Vérification a l'ELS

Position	M ser (KN.m)	Y(cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
Travée	0.540	3.29	6187.424	0.0051	0.167	15	Oui vérifier
Appuis	0.318	3.29	6187.424	0.0030	0.010	15	Oui vérifier

***Vérification de l'effort tranchant :**

Tableau.III.39 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	**Suivant y**
V	$V_x=\frac{p\times l_x\times l}{2l_x+l_y}=\frac{11.60\times3.60\times3.60}{2\times3.60+3.60}=18.41$ KN	$V_y=\frac{p\times l_x\times l}{3l_y}=\frac{11.60\times3.60\times3.60}{3\times3.60}=18.41$ KN
τ_u	$\tau_u=\frac{v_x}{bd}=\frac{18.41\times10^3}{1000\times125}=0.147$Mpa	$\tau_u=\frac{v_y}{bd}=\frac{18.41\times10^3}{1000\times125}=0.147$Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau}=0.07f_{c28}/\gamma_b=1.17$Mpa	
$\tau_u \leq \overline{\tau}$	Oui	Oui

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau.III.40 : Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L}\geq\frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_0}=$ **0.0294 > 0.0085**
2eme conditon	$\frac{A}{bd}\leq\frac{2}{f_e}=0.003<0.005$
Vérification	Oui

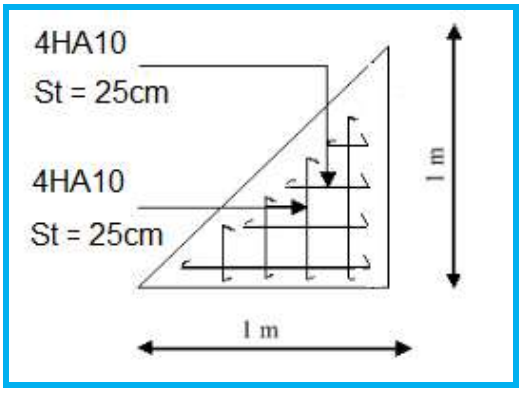


Fig.III.19 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml

IV.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.1. Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 23.12 m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.1.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a-Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99].*

Zone	**groupe 1A**	**groupe 1B**	**groupe 2**	**groupe 3**
III	**0,40**	**0,30**	**0,25**	**0,18**

Tableau IV.1 : coefficient d'accélération de zone A

****facteur de correction d'amortissement η :***

$\xi = 7\ \%$ *(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).* $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

**** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄***

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé				4a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles				4b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé			
Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%	
Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles
$N_p \leq 80\ \%$	$N_v > 20\ \%$	$T_p = 0\ \%$	$T_v = 100\ \%$	$N_p \geq 80\ \%$	$N_v < 20\ \%$	$T_p \geq 25\ \%$	$T_v < 75\ \%$	$N_p \geq 80\ \%$	$N_v < 20\ \%$	$T_p = 0\ \%$	$T_v = 100\ \%$
R = 3,5				R = 5				R = 4			

- Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m

Donc : R= 3.5

b-facteur de qualité Q :(R.P.A 99 VERSION 2003. Tab. 4.4).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. détermination du facteur de qualité

	p_q			
	Suivant x		**Suivant y**	
	Observé	**N.observé**	**Observé**	**N.bservé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en elevation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
Σ	**0,15**		**0,15**	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$
$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

c-périodes caractéristiques : *(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)*

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\ \text{s} \\ T_2 = 0{,}40\ \text{s} \end{array}\right\} \text{site S 2}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

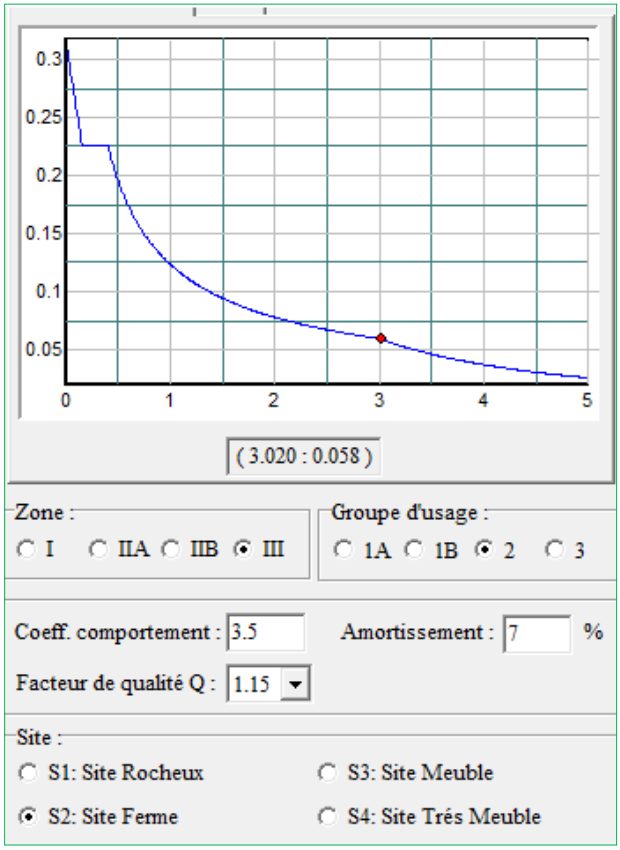


Fig. IV.1 : Spectres de réponse (X et Y)

IV.1.3. proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles pour le bâtiment.

Les dispositions sont comme suit :

1er disposition des voiles :

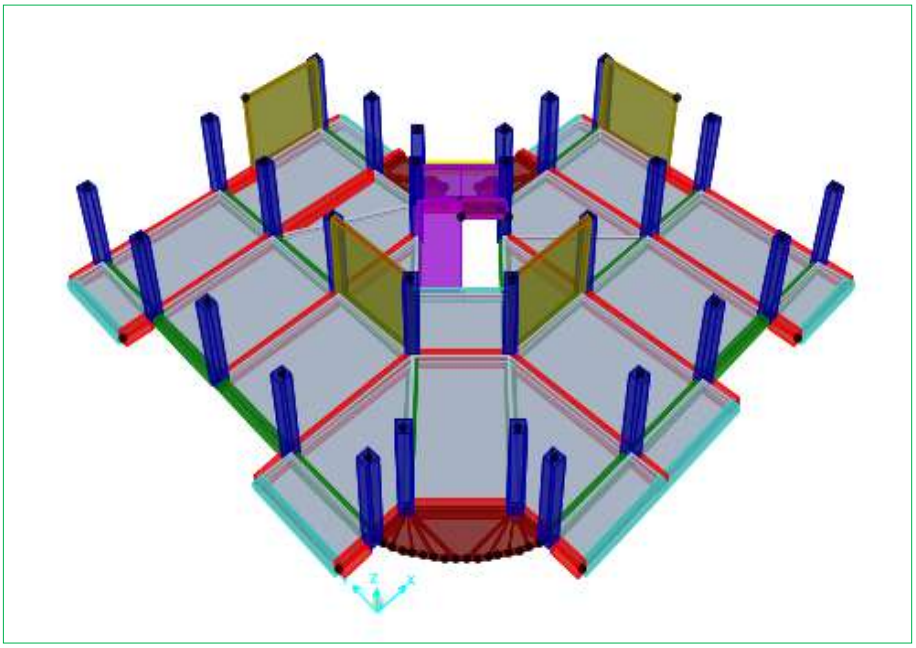


Fig. IV.2. 1 er disposition des voiles en 3D

Tableau IV.3. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.619	**19.72% ♦**	**28.95% ♦**	24.26%
2	0.595	35.35%	34.01%	1.03%
3	0.501	15.86%	8.24%	**44.63%**

- **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.619 s

Le 1er et 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

➢ ***Résultat :***

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er mode ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

2eme disposition des voiles:

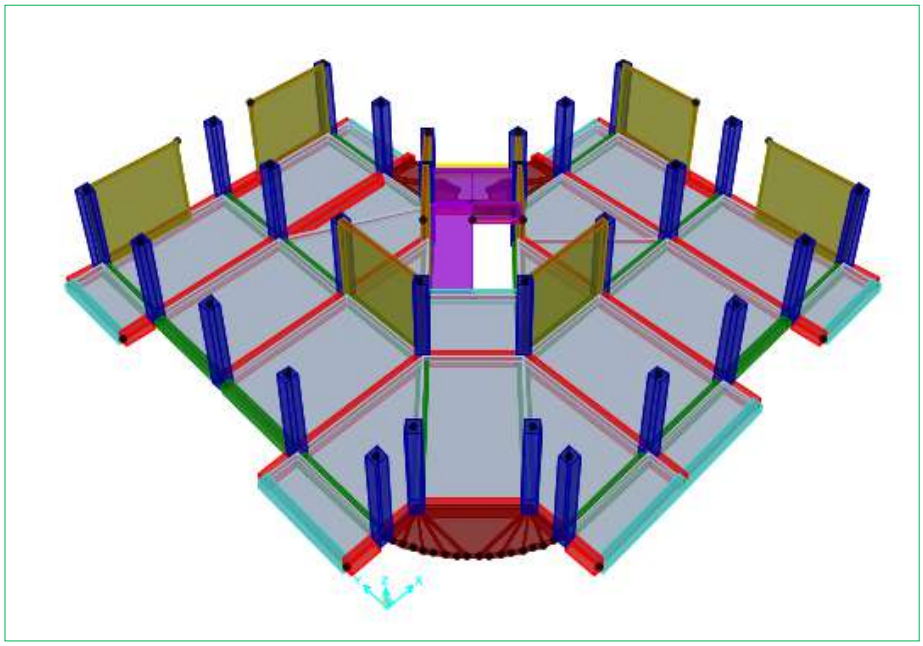


Fig. IV.3. 2eme disposition des voiles en 3D

Tableau IV.4. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.584	**25.50% ♦**	**27.12% ♦**	20.61%
2	0.412	33.98	35.72%	0.20%
3	0.306	12.03	8.21%	**51.24%**

➢ **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.584 s

Le 1eret 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

➢ ***Résultat :***

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er mode ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

3eme disposition des voiles :

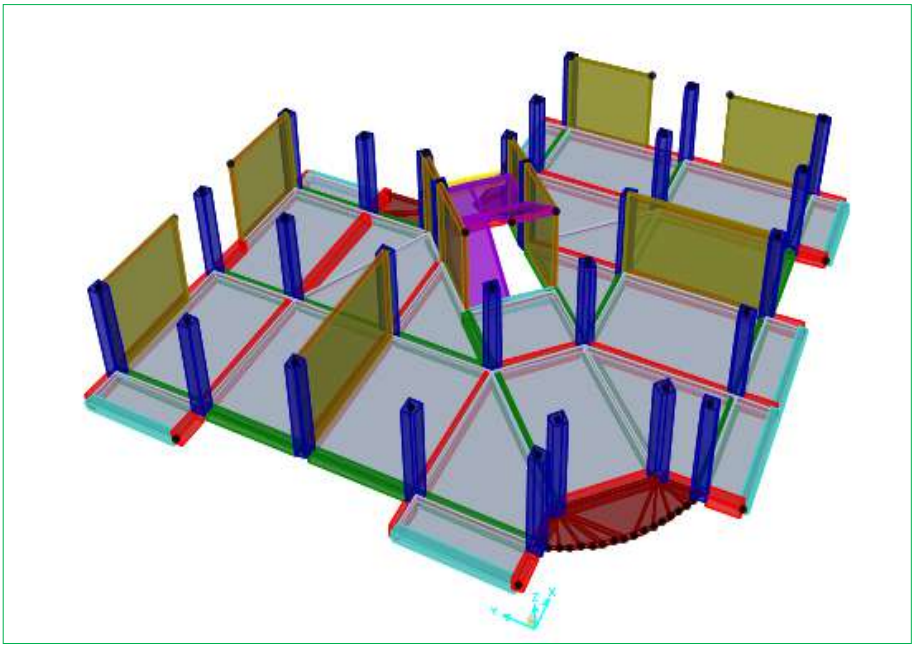


Fig. IV.4. 3eme disposition des voiles en 3D

Tableau **IV**.5. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.690	**25.22% ♦**	**23.75% ♦**	26.38%
2	0.396	32.82%	36.61%	0.05%
3	0.292	12.76%	9.91%	47.74%

➢ ***Constatation* :**

Ce modèle présente une période fondamentale T=0.690 s

Le 1er et 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

➢ ***Résultat :***

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er mode ce qui nous a mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles. Apres plusieurs changements de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPAv2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale (figure. IV.5) .

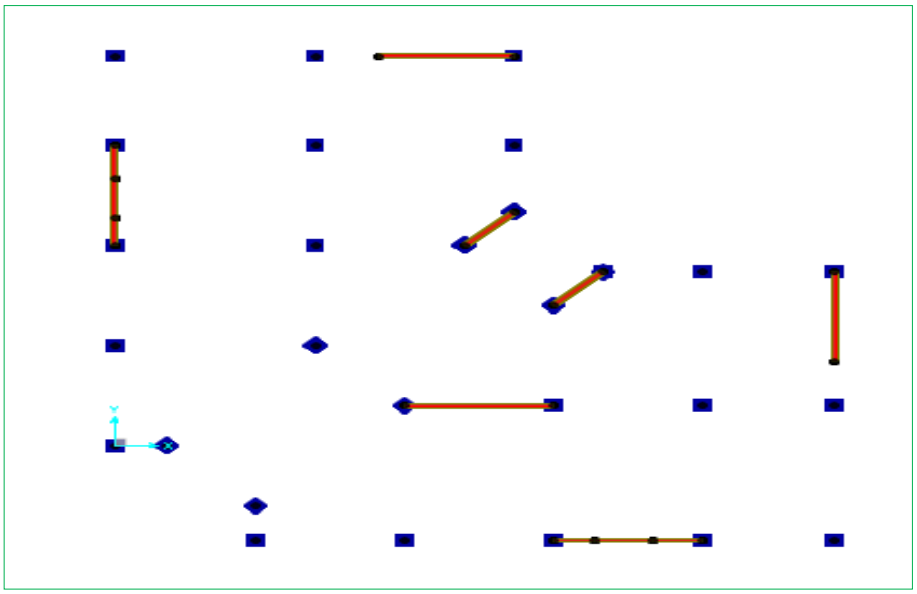


Fig. IV.5. disposition des voiles en plan

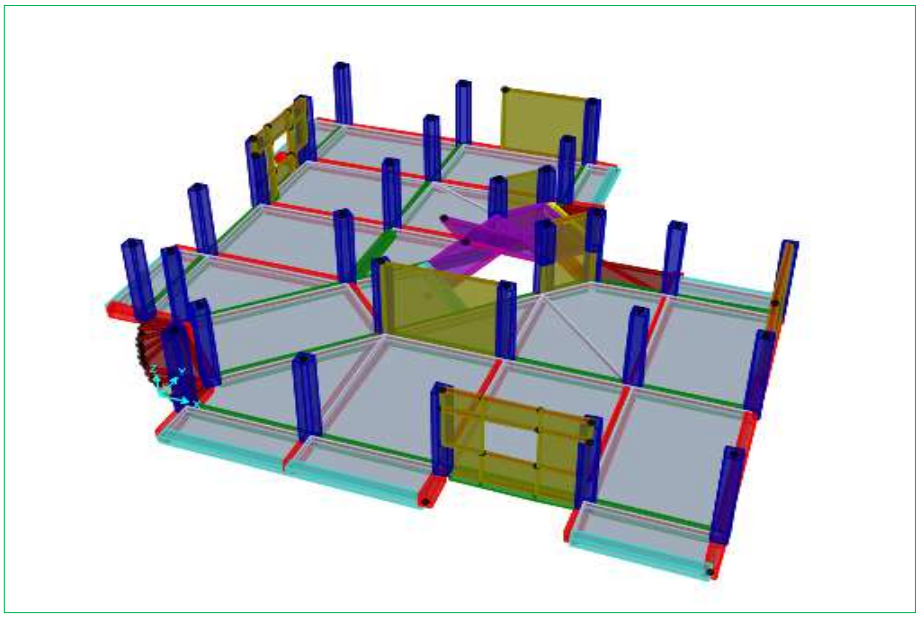


Fig. IV.6. disposition des voiles en 3D

Tableau IV.6. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.594	1.53%	70.86%	0.18%
2	0.523	68.48%	0.23%	1.09%
3	0.475	0.72%	16.36%	69.37%

IV.1.4.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.V.17 suivant :

a-Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 18.75 m

Largeur du bâtiment = 18.75 m

b-Excentricité accidentelle :(Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 2.81 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 2.81 m

c-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.7. Calcul de centre de masse et centre d'inertie

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
A	23.12	1.1447	0.5616	6.60	3.20	2699.05	7.84	4.25
B	19.89	1.1447	0.5616	6.60	3.20	3341.70	7.90	4.22
C	16.66	1.1609	0.5777	6.54	3.18	3383.65	7.89	4.22
D	13.43	1.1609	0.5777	6.54	3.18	3413.72	7.89	4.22
E	10.20	1.1856	0.6024	6.49	3.15	3447.74	7.89	4.22
F	6.97	1.1856	0.6024	6.49	3.15	3482.44	7.89	4.22
G	3.74	1.1856	0.6024	6.49	3.15	3531.55	7.89	4.23

d-Excentricité :

Tableau IV.8. Calcul d'excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
A	23.12	1.24	1.05	Ok
B	19.89	1.30	1.02	Ok
C	16.66	1.35	1.04	Ok
D	13.43	1.35	1.04	Ok
E	10.20	1.40	1.07	Ok
F	6.97	1.40	1.07	Ok
G	3.74	1.40	1.08	Ok

- ***Justification du coefficient de comportement R***

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000v17) qui sont données ci-après :

Suivant X :

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
A 23.12	2633.418	1817.544	815.874	851.886	335.368	516.518
B 19.89	5885.601	4099.735	1785.866	1060.545	316.799	743.746
C 16.66	9398.371	6826.298	2572.073	1502.751	548.931	953.820
D 13.43	12894.302	9417.233	3477.069	1857.849	495.360	1362.489
E 10.20	16644.546	12642.447	4002.099	2167.244	676.769	1490.475
F 6.97	20199.301	15407.841	4791.460	2446.404	549.942	1896.462
G 3.74	23647.590	18048.191	5599.399	2738.125	284.010	2454.115

Valeurs en pourcentage

Tableau IV.10. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A 23.12	100 %	69.018 %	**30.982 %**	100 %	39.368 %	60.632 %
B 19.89	100 %	69.657 %	**30.343 %**	100 %	29.871 %	70.129 %
C 16.66	100 %	72.633 %	**27.367 %**	100 %	36.528 %	63.472 %
D 13.43	100 %	73.034 %	**26.966 %**	100 %	26.663 %	73.337 %
E 10.20	100 %	75.955 %	**24.045 %**	100 %	31.227 %	68.773 %
F 6.97	100 %	76.279 %	**23.721 %**	100 %	22.480 %	77.520 %
G 3.74	100 %	76.321 %	**23.679 %**	100 %	10.372 %	89.628 %

Suivant Y :

Tableau IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A 23.12	2302.799	1817.544	485.255	864.440	414.246	450.194
B 19.89	5211.363	4099.735	1111.628	907.312	393.548	513.764
C 16.66	8445.081	6826.298	1618.783	1354.845	674.350	680.495
D 13.43	11621.495	9417.233	2204.262	1708.234	628.757	1079.477
E10.20	15182.326	12642.447	2539.879	2059.038	865.015	1194.023
F 6.97	18455.239	15407.841	3047.398	2420.117	718.725	1701.392
G 3.74	21629.946	18048.191	3581.755	2502.010	405.449	2096.561

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.12. Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A 23.12	100 %	78.928 %	21.072 %	100 %	47.921 %	52.079 %
B 19.89	100 %	78.669 %	21.331 %	100 %	43.375 %	56.625 %
C 16.66	100 %	80.832 %	19.168 %	100 %	49.773 %	50.227 %
D 13.43	100 %	81.033 %	18.967 %	100 %	36.807 %	63.193 %
E 10.20	100 %	83.271 %	16.729 %	100 %	42.011 %	57.989 %
F 6.97	100 %	83.488 %	16.512 %	100 %	29.698 %	70.302 %
G 3.74	100 %	83.441 %	16.559 %	100 %	16.205 %	83.795 %

IV.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.13. Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (Y) avec : T1=0.594	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.523	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.475

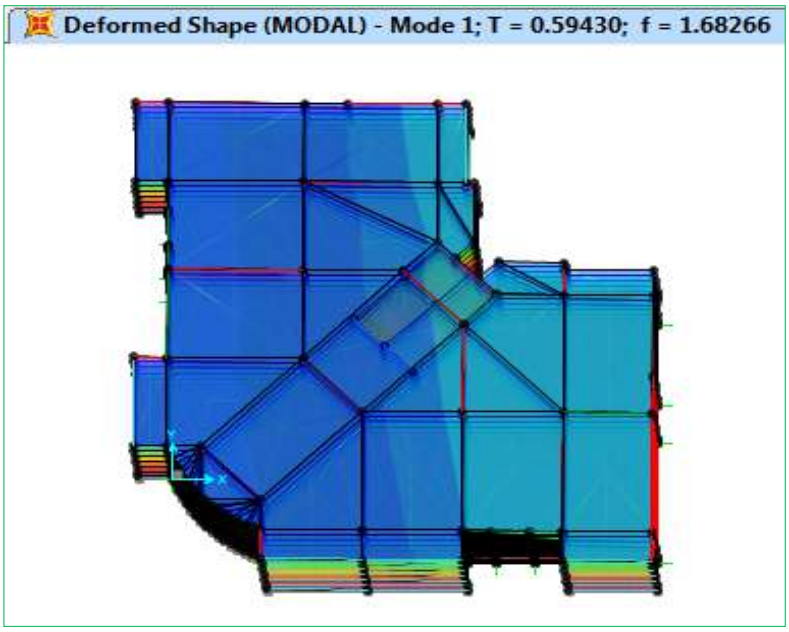


Fig. IV.7. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)

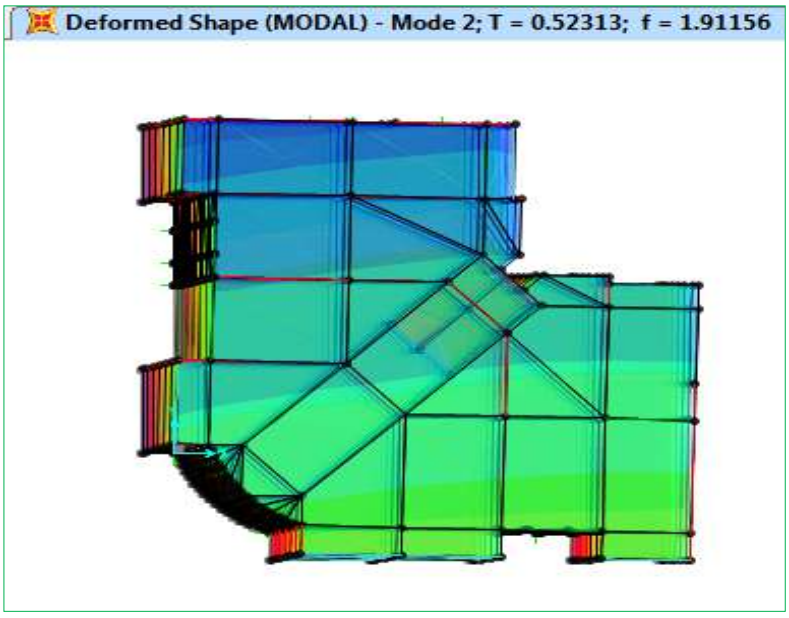


Fig. IV.8. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)

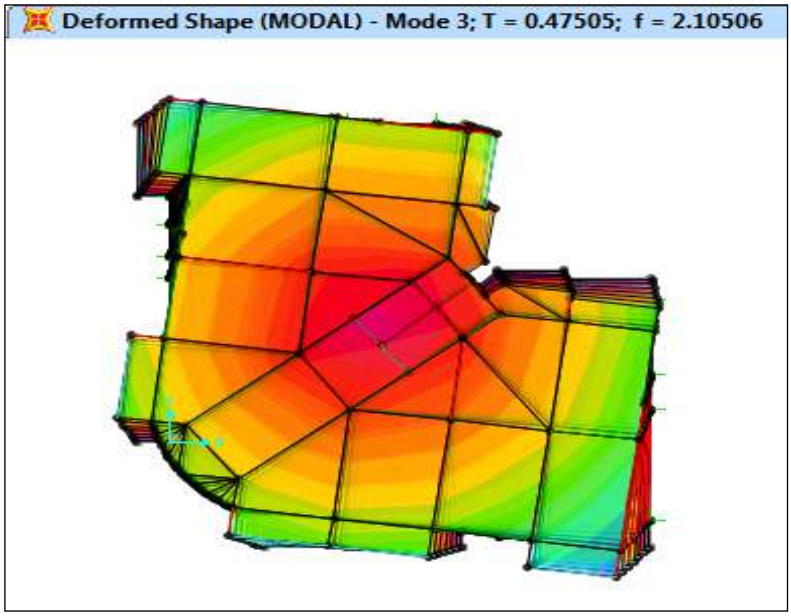


Fig. IV.9. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

IV.2.2. vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 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 d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.14. vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0.594	1.53%	70.86%	0.18%	1.53%	70.86%	0.18%
2	0.523	68.48%	1.23%	1.09%	70.00%	72.08%	1.27%
3	0.475	1.10%	0.23%	69.37%	70.26%	72.31%	70.64%
4	0.172	0.72%	16.36%	0.10%	91.97%	69.40%	70.74%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
15	**0.068**	**5.42%**	**0.25%**	**0.02%**	**95.12%**	**95.07%**	**89.45%**
Σ Période	**2.7241**						

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 15 dans les deux directions.

IV.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [19]

La résultante des forces sismique à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \geq 0,8$

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen : $\left.\begin{matrix} T_1 = 0,15\ \text{s} \\ T_2 = 0,40\ \text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 2

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,40s **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*)**.

(Avec site S_2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % ***(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).***

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont :

T_x =0.482s

Ty=0.482s

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).**

W=25580.614 KN.

Tableau IV.15. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0,25	**1.974**	**1.947**	**3.5**	**1,15**	**1,15**	**25580.614**	**3913.29**	**3913.29**

❖ ***Vérification de la force dynamique par apport la force statique***

Tableau IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	3913.29	2983.961	**0.770**	**Non Vérifier**
Y	3913.29	2945.53	**0.750**	**Non Vérifier**

Pour les deux directions (x, y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

- S_{fx} =0.80/0.770=1.04
- S_{fy} =0.80/0.750=1.06

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (**Ed_x**) dans la combinaison, par le coefficient '1.04'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (**Ed_y**) dans la combinaison, par le coefficient '1.06'

Donc:

- **Ed_x** = 3130.628 KN
- **Ed_y** = 3130.628 KN

IV.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy} \quad M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$$

Avec :

- Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{sx} = Y_G . W_i \\ M_{sx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec:

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

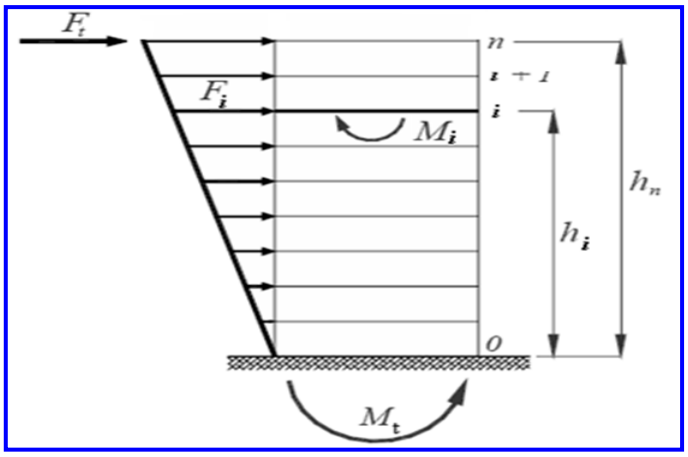


Fig. IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.2.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau IV.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

Diaphragme N°	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
A 23.12	2698.0	23.12	62379.61	637.57	641.47
B 19.89	3340.5	19.89	66442.74	679.10	683.25
C 16.66	3382.4	16.66	56351.45	575.96	579.48
D 13.43	3412.5	13.43	45829.88	468.42	471.28
E 10.20	3446.5	10.20	35154.40	359.31	361.50
F 6.97	3481.2	6.97	24263.96	248.00	249.51
G 3.74	3530.2	3.74	13203.28	134.95	135.77

IV.2.4.2 Moment de renversement:

Tableau IV.18. Calcul du moment de renversement

Diaphragme N°	hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	M_0xi (kN.m)	M_0yi (kN.m)
A 23.12_	23.12	637.57	641.47	14740.73	14830.70
B 19.89	19.89	679.10	683.25	13507.37	13589.82
C 16.66	16.66	575.96	579.48	9595.52	9654.09
D 13.43	13.43	468.42	471.28	6290.90	6329.30
E 10.20	10.20	359.31	361.50	3664.95	3687.32
F 6.97	6.97	248.00	249.51	1728.55	1739.10
G 3.74	3.74	134.95	135.77	504.71	507.79
			∑M0	**50032.73**	**50032.73**

IV.2.4.3 Moment stabilisant:

Tableau IV.19. Calcul du moment stabilisant

Diaphragme N°	Wi (kN)	XG (m)	YG(m)	Mtxi (kN.m)	Mtyi (kN.m)
A 23.12	2698.0	7.89	4.25	21287.85	11466.84
B 19.89	3340.5	7.90	4.22	26390.03	14096.95
C 16.66	3382.4	7.89	4.22	26687.45	14273.90
D 13.43	3412.5	7.89	4.22	26924.63	14400.75
E 10.20	3446.5	7.89	4.22	27192.96	14544.27
F 6.97	3481.2	7.89	4.22	27466.67	14690.66
G 3.74	3530.2	7.89	4.23	27853.99	14933.13
			∑Mt	**183803.58**	**98406.50**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.20. Vérification de stabilisation

M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)	Mox (KN. m)	Moy (KN. m)	Mtx /M0x	Mty /M0y	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
50032.73	50032.73	183803.58	98406.50	3.67	1.96	C.V

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

✓ ***Résistance des éléments :***

IV.2.5. Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta adm = H/250$

δ : déplacement admissible de la structure :

Tableau IV.21. Vérification des déplacements en tête

	δe (cm)	δk = δek * R(cm)	δadm = H/250 (cm)	Vérification
Suivant X	1.80	6.30	9.248	Ok
Suivant Y	2.20	7.70	9.248	Ok

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

IV.2.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_g = R\delta_{ek}$ (*Art.4.4.3 : RPA 99 VERSION 2003*)

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003)** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ_K limite = 0,01× he

Tableau IV.22.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Diaphragme N°	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
A 23.12	1.80	6.30	1.01	3.23	Ok
B 19.89	1.51	5.29	1.09	3.23	Ok
C 16.66	1.20	4.20	1.05	3.23	Ok
D 13.43	0.90	3.15	1.05	3.23	Ok
E 10.20	0.60	2.10	0.91	3.23	Ok
F 6.97	0.34	1.19	0.73	3.23	Ok
G 3.74	0.13	0.46	0.46	3.74	Ok

Tableau IV.23. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Diaphragme N°	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
A 23.12	2.20	7.70	1.15	3.23	Ok
B 19.89	1.87	6.55	1.23	3.23	Ok
C 16.66	1.52	5.32	1.26	3.23	Ok
D 13.43	1.16	4.06	1.26	3.23	Ok
E 10.20	0.80	2.80	1.19	3.23	Ok
F 6.97	0.46	1.61	0.98	3.23	Ok
G 3.74	0.18	0.63	0.63	3.74	Ok

❖ ***Constatation :***

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

IV.2.7 Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

<u>Les poutres</u> : Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$=Min [0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.24. Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la Combinaison	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30*40	123.997	1.102	1.35G+1.5Q	3.33	Oui
PS 30*35	72.228	0.740	G+Q+Edy	4.34	Oui
PPAL 30*35	26.176	0.268	G+Q+Edy	4.34	Oui
Long30*30	30.171	0.365	1.35G+1.5Q	3.33	Oui

<u>Les poteaux</u> : Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄ [20]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.25. Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	(Mpa)$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	32.153	0.410	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	53.396	0.490	G+Q+E_{dx}	1.875	
Poteaux 40*40	74.128	0.513	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier

Tableau IV.26. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	(Mpa)$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	34.618	0.441	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	39.679	0.365	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 40*40	56.351	0.390	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier

❖ **Constatation :**

Le pré dimensionnement des poutres est justifié par le critère de résistance ($\tau max \leq \bar{\tau}$).

Les sections des poteaux choisis sont insuffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [19]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Section des poteaux a la base 40x40

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot40*40	1680.829	G+Q+Edx	0.465	Non
Pot40*40	1700.943	G+Q+Edy	0.471	Non

Tableau IV.27. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Remarque :

Les poteaux rectangulaires (40* 40) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux a la base et RDC (50x50)

Section des poteaux de 1^{er} et 2^{eme} (45x45)

Section des poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} (40x40)

Section des poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} (35x35)

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot45*45	1680.829	G+Q+Edx	0.291	Oui
Pot45*45	1700.943	G+Q+Edy	0.295	Oui

IV.2.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003

►► *[Art 5.9]* ◄◄

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 :

$0,10 \leq_k \ / V_k \times h_k \Delta = P_k \times \theta$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,10<\theta\leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.28. Vérification l'effet P-Δ sens X

Diaphragme N°	hi(m)	Wi (kN)	Fix (kN)	ΔX (cm)	θx	θx ≤0.10
A 23.12	3.23	2760.0	704.31	0.88	0.011	OK
B 19.89	3.23	3464.1	760.47	0.91	0.013	OK
C 16.66	3.23	3508.0	645.05	0.91	0.015	OK
D 13.43	3.23	3542.7	525.13	0.91	0.019	OK
E 10.20	3.23	3581.2	403.17	0.77	0.021	OK
F 6.97	3.23	3620.5	278.53	0.63	0.025	OK
G 3.74	3.74	3733.8	154.13	0.35	0.023	OK

Tableau IV.29. Vérification l'effet P-Δ sens Y

Diaphragme N°	hi(m)	Wi (kN)	Fiy (kN)	Δy (cm)	θx	θy≤ 0.10
A 23.12	3.23	2760.0	706.73	0.88	0.012	OK
B 19.89	3.23	3464.1	763.09	0.91	0.015	OK
C 16.66	3.23	3508.0	647.27	0.91	0.018	OK
D 13.43	3.23	3542.7	526.93	0.91	0.023	OK
E 10.20	3.23	3581.2	404.56	0.77	0.028	OK
F 6.97	3.23	3620.5	279.48	0.63	0.032	OK
G 3.74	3.74	3733.8	154.66	0.35	0.034	OK

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ dans les deux directions.

IV.3 Conclusion:

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

V.1.Calcul des poutres :

V.1.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- D'après le CBA 93[2] (situation durable)
  - E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]
  - E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]
- D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)
  - G+Q ± E
  - 0.8G ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

- **Les sections :**

- Poutres principales (bxh) = (30x40) cm^2
- Poutres secondaires (bxh) = (30x35) cm^2

- **Les matériaux :**

✓ Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

✓ Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier :FeE 400 ; σs= 400 MPa; γs = 1

V.1.2.Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

✓ 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- La longueur minimale de recouvrement est de :

  50Φen zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

  Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable

Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min [0,9d; 40cm]$

$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0,3 f_{c28} .K)}{0,9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

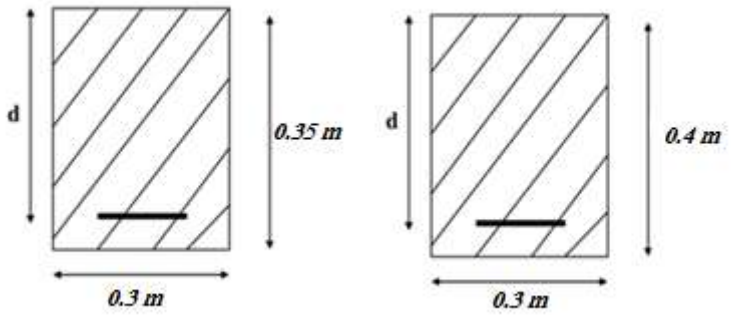


Fig.V.01 : la section des poutres principales et poutres secondaire

V.1.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

Armatures longitudinales :

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres à l'ELU

L'élément	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$(cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
PP30*40	Travée	57.76	ELU	6.4	6HA12=6.79
	Appui	-89.69	G+Q+EX	4.6	6HA12=6.79
PS30*35	Travée	16.50	G+Q+EY	1.5	3HA12=3.39
	Appui	-48.43	G+Q+EY	4.5	6HA12=6.79

V.1.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=201.63 Mpa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.2 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

L'élément	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	Mpa $\overline{\sigma_s}$	$\leq \overline{\sigma_b}\sigma_b$ $\leq \overline{\sigma_s}\sigma_s$
PP 30*40	Travée	42.12	6.79	7.7	15	-	201.63	C.V
	Appui	-64.50	6.79			-		
PS 30*35	Travée	9.35	3.39	3.6	15	97	201.63	C.V
	Appui	-16.08	6.79			97		

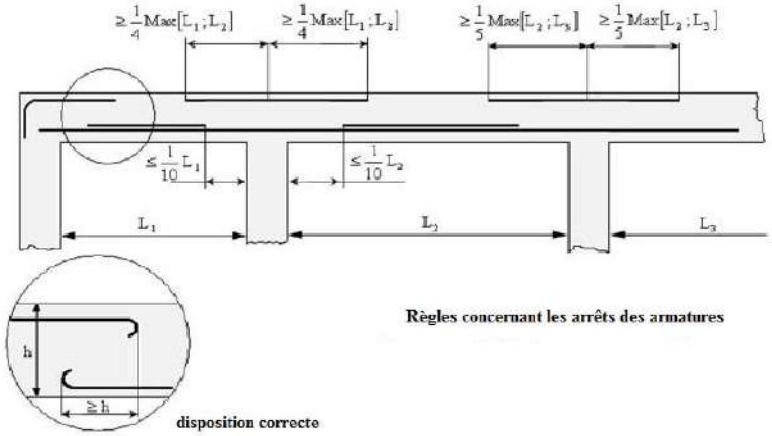


Fig.V.2 : Disposition des armatures pour les poutres

V.1.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau .V.3 : vérification des poutres selon la condition RPA

L'élément	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
PP30*40	Travée	6HA12=6.79	6.00	48	Vérifier
	Appui	6HA12=6.79		72	Vérifier
PS30*35	Travée	3HA12=3.39	5.25	42	Vérifier
	Appui	6HA12=6.79		63	Vérifier

Tableau .V.4 : vérification des poutres selon la condition CBA

L'élément	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{Min} (cm^2)	Vérification
PP30*40	Travée	6HA12=6.79	1.20	Vérifier
	Appui	6HA12=6.79		Vérifier
PS30*35	Travée	3HA12=3.39	1.05	Vérifier
	Appui	6HA12=6.79		Vérifier

V.1.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) [2] :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$ Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

	poutres de rive	**poutres intermediaries**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	$\min\left[0.15\frac{f_{28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres :

Tableau .V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

L'élément	B (cm^2)	Position	T_u (KN.m)	Combinaison	τ_u(Mpa)	(Mpa) $\bar{\tau}$	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30*40	Appui	115.83	ELU	1.030	3.33	Vérifier
PS	30*35	Travée	63.37	$G+Q+E_Y$	0.649	3.26	Vérifier

V.1.7.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq \min [h/35; b/10]$ Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- $S_t = \min [h/4 ; 12\emptyset_l]$ …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq h/2$ …….. [Zone courant]
- $S_t \leq A_t / (0.003 \times b)$

❖ Selon le CBA93 ►► [art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- $S_t = \min [0.9d ; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0,3 f_{c28} .K)}{0,9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .V.6 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
L'élement	τ_u(Mpa)	S_t(cm)	A_t(cm²)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm²)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t choisie (cm²)
PP30*40	1.030	33.75	1.012	10	20	1.80	10	15	4Ø8 =2.01
PS30*35	0.649	29.25	0.877	8.75	17.5	1.57	10	15	4Ø8 =2.01

V.1.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.7 : Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
L'élement	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30*40	0.090	0.062	C.V	0.090	0.0644	C.V	0.0062	0.010	C.V
PS30*35	0.080	0.062	C.V	0.080	0.0340	C.V	0.0064	0.010	C.V

Commentaire :

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

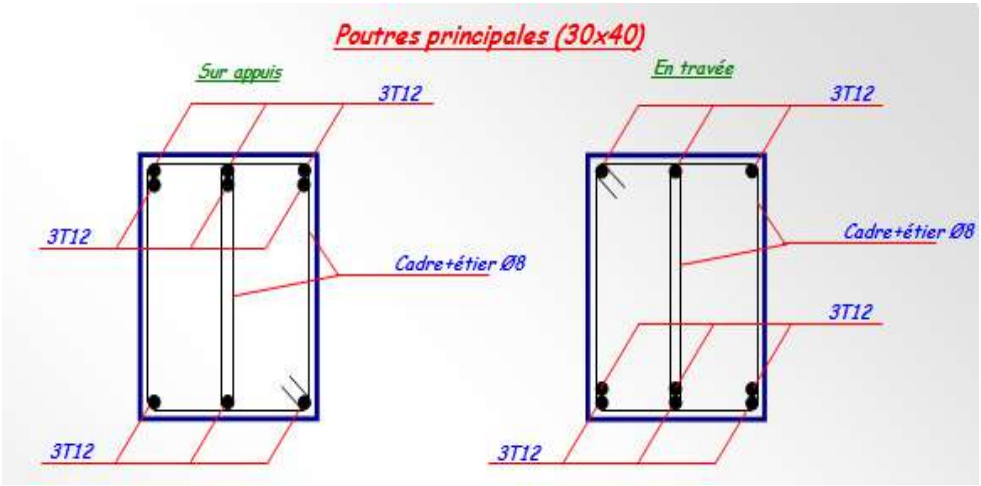


Fig.V. 3: Ferraillage des poutres principales (30*40)

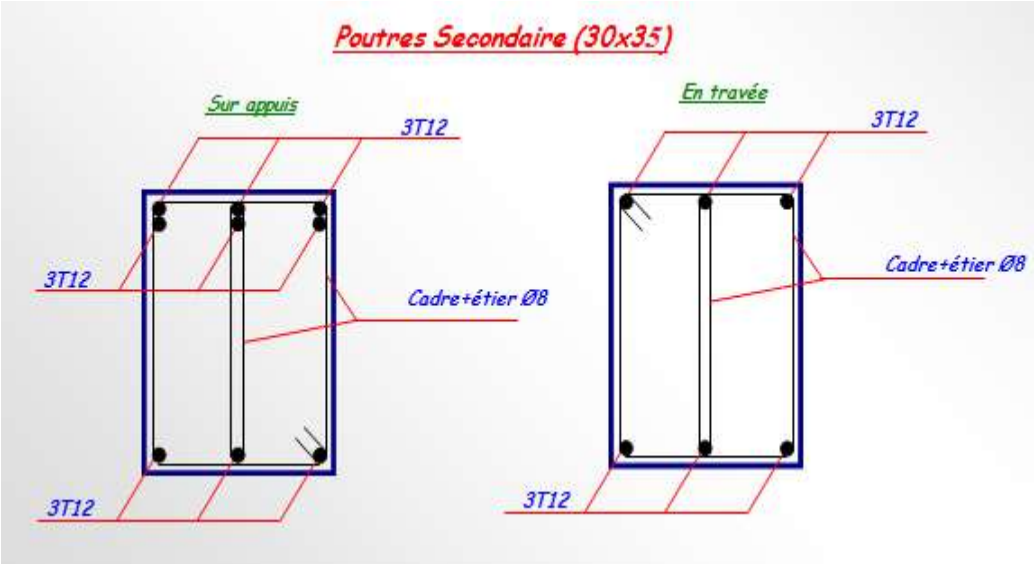


Fig.V. 4: Ferraillage des poutres secondaires (30*35)

V.2. Calcul des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :
- Béton :$\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle :
- Béton :$\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma s = 1$; FeE 400 ; $\sigma s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (Nmax ; Mcorr).
2. (Mmax ; Ncorr).
3. (Nmin ; Mcorr).

V.2.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
    - 4% en zone courante
    - 6% en zone de recouvrement

Leur pourcentage **maximal** sera de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.2.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum Mmax généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max Mmax et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum Nmax, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant Mcorres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

V.2.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$

$e_1=\frac{M}{N+e_a}$

$e_2=\frac{3L_f^2(2+\alpha\varphi)}{10^4.h}$

Avec :e_a= max (2cm ;$\frac{L}{250}$)

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.2.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V8 : Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
35*35	23.12	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-44.96	16.35	2.8	11.03	8HA14=12.32
	23.12	Mmax	$G+Q+Ed_Y$	42.21	61.02	2.8	11.03	
	23.12	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	181.26	7.55	2.8	11.03	
	19.89	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-60.74	15.33	2.8	11.03	8HA14=12.32
	19.89	Mmax	$0,8.G+Ed_X$	130.24	35.28	2.8	11.03	
	19.89	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	363.82	13.38	2.8	11.03	
40*40	16.66	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-95.99	23.74	3.2	14.40	8HA16=16.08
	16.66	Mmax	$0,8.G+Ed_X$	207.77	105.79	4.1	14.40	
	16.66	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	571.28	19.49	3.2	14.40	
	13.43	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-228.79	21.93	4.4	14.40	8HA16=16.08
	13.43	Mmax	$G+Q+Ed_Y$	-117.46	108.99	9.1	14.40	
	13.43	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	781.6	16.59	3.2	14.40	
45*45	10.20	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-469.55	9.48	6.5	18.23	8HA20=25.13
	10.20	Mmax	$G+Q+Ed_Y$	-344.66	171.85	14.9	18.23	
	10.20	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	1003.22	21.99	3.6	18.23	
	6.97	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-902.58	5.37	11.6	18.23	8HA20=25.13
	6.97	Mmax	$G+Q+Ed_Y$	-672.33	159.60	18.3	18.23	
	6.97	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	1230.53	22.99	3.6	18.23	
50*50	3.74	Nmin -	$0,8.G+Ed_X$	-1391.47	5.70	17.7	22.50	8HA20=25.13
	3.74	Mmax	$G+Q+Ed_Y$	-988.29	121.10	19.1	22.50	
	3.74	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	1445.91	23.92	4.4	22.50	

V.2.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau .V9 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)		N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
35*35	23.12	31.29	-12.23	1.5	19.8	15.00	201.63
	23.12	68.09	4.38	0.9	13.1	15.00	201.63
	23.12	133.46	5.48	1.5	21.6	15.00	201.63
	19.89	91.17	-7.36	1.4	19.6	15.00	201.63
	19.89	258.33	-10.80	3	42	15.00	201.63
	19.89	265.99	9.79	2.9	41.5	15.00	201.63
40*40	16.66	169.96	-11.47	1.7	24.1	15.00	201.63
	16.66	389.18	-14.26	3.1	44.4	15.00	201.63
	16.66	417.51	14.26	3.2	46.7	15.00	201.63
	13.43	243.13	-9.10	1.9	27.9	15.00	201.63
	13.43	287.98	9.91	2.2	32.2	15.00	201.63
	13.43	511.13	12.14	3.6	52.4	15.00	201.63
45*45	10.20	383.96	11.28	2.1	31.1	15.00	201.63
	10.20	426.27	-33.03	3.3	47.1	15.00	201.63
	10.20	733.07	16.08	3.8	55.9	15.00	201.63
	6.97	487.07	6.26	2.3	34.5	15.00	201.63
	6.97	517.42	-31.02	3.6	51.6	15.00	201.63
	6.97	899.17	16.80	4.6	66.9	15.00	201.63
50*50	3.74	323.48	-4.83	1.6	23.4	15.00	201.63
	3.74	589.48	-5.94	1.5	21.6	15.00	201.63
	3.74	1056.37	-17.47	5.2	77.1	15.00	201.63

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.2.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

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

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : Contrainte de cisaillement.

: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être $\bar{\tau}_u$ limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le CBA93 [2] :**

……Fissuration peu nuisible. $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$

……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$

- **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$_d$= 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$ ρ

$_d$ = 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ ρ

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.10 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	Tu (MPa)	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
V et VI étage	35x35	41.287	0.362	0.075	1.875	3.33	C.V
III et IV étage	40x40	69.542	0.463	0.075	1.875	3.33	C.V
I et II étage	45x45	91.650	0.479	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC	50x50	48.938	0.206	0.075	1.875	3.33	C.V

V.2.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_1}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale. \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda \geq 5 \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si \quad \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =400 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

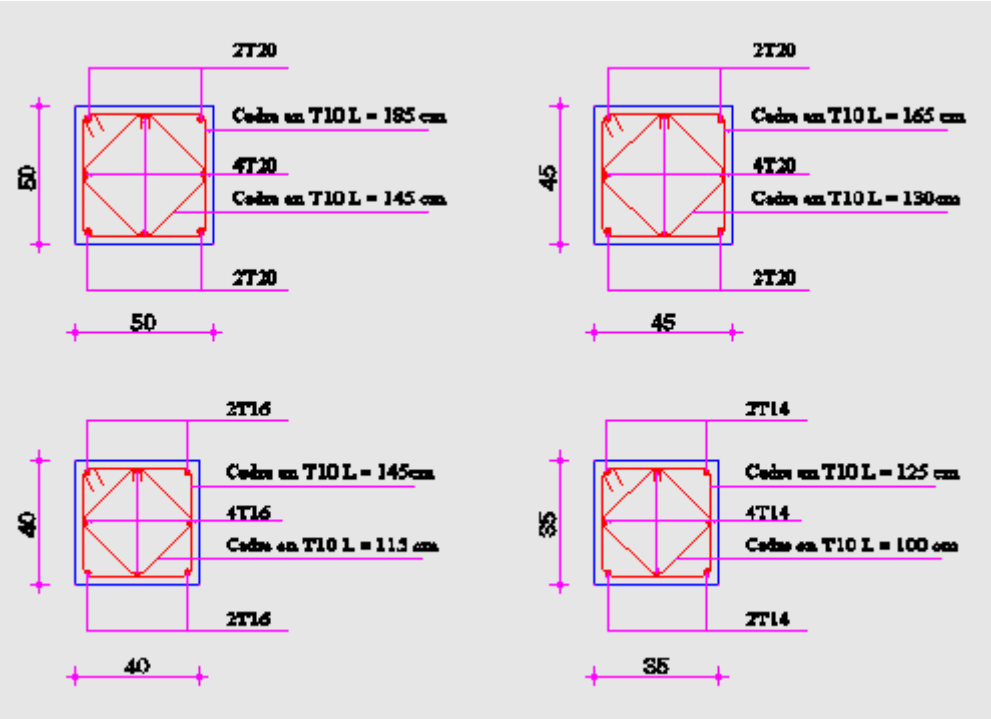
Tableau .V.11 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Section	T_u(kN)	A_t(mm²)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
35x35	41.287	201.06	6.46	2.5	57.4	Courante	15	4Φ8
						Nodale	10	
40x40	69.542	201.06	5.65	2.5	50.26	Courante	15	4Φ8
						Nodale	10	
45x45	91.650	201.06	5.02	2.5	44.68	Courante	15	4Φ8
						Nodale	10	
50x50	48.938	201.06	5.23	2.5	40.21	Courante	10	4Φ8
						Nodale	10	

V.2.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale:

Tableau .V.12 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35x35	courante	0.38	6.46	Oui	-	-
	Nodale	0.57		Oui	-	-
40x40	courante	0.34	5.65	-	-	Oui
	Nodale	0.50		-	-	Oui
45x45	courante	0.30	5.02	-	-	Oui
	Nodale	0.45		-	-	Oui
50x50	courante	0.40	5.23	-	-	Oui
	Nodale	0.40		-	-	Oui



FigV.5 : Disposition constructive des armatures de poteau

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- ❖ Les aciers verticaux.
- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

V.3.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.3.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.3.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.3.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.3.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M " Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.3.4.1. Recommandations des règlements :

A-Armatures verticales :

- **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$pour un mètre de parement
- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- ✓ a = l'épaisseur du voile
- ✓ b = la largeur de la zone tendue
- ❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

A. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- ❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0,4.a}$
- $S_h \leq$ **(Ah×0.9 fe/γ)/(a(τb-0.3fc28))**

La contrainte limites de cisaillement :

$\leq \bar{\tau}\tau_b$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$ $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- ✓ **:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ : Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.
- ❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$S_h \leq (A.h)/0.003$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

A. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 400 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

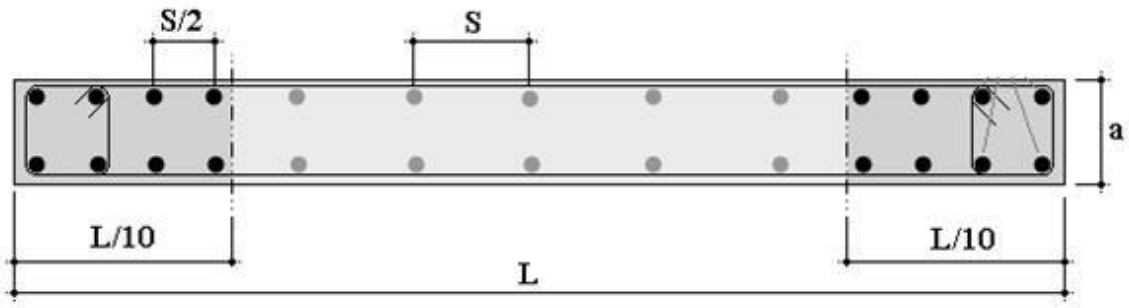
-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



FigV.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.3.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.13 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.14 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15×117	1591.47	462.09	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	1510.99	4040.70	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	1985.87	995.36	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
1ère étage	V_1	15×117	1527.77	273.99	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	1345.37	2649.98	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	1870.50	3018.21	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
2ème étage	V_1	15×117	1329.27	210.27	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	1254.74	1710.97	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	1581.09	2037.43	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
3ème étage	V_1	15×117	1143.10	198.44	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	1034.13	1293.73	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	1372.43	1554.33	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
4ème étage	V_1	15×117	807.36	142.20	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	763.75	677.62	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	1035.54	936.09	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
5ème étage	V_1	15×117	514.23	124.77	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	500.99	452.06	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	733.87	597.76	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)
6ème étage	V_1	15×117	131.99	68.46	ACC	17.6	15	2× (8HA12 =18.10)
	V_2	15×325	206.70	329.59	ACC	24.8	15	2× (22HA12 =49.76)
	V_3	15×360	355.82	218.92	ACC	54.0	15	2× (24HA12 =54.29)

Tableau .V.15 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{MinRPA} (cm^2)	A_{MinCBA} (cm^2)	Vérification
RDC	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
1ère étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
2ème étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
3ème étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
4ème étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
5ème étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier
6ème étage	V_1	15×117	2× (8HA12 =18.10)	2.63	1.75	Vérifier
	V_2	15×325	2× (22HA12 =49.76)	7.31	4.87	Vérifier
	V_3	15×360	2× (24HA12 =54.29)	8.1	5.4	Vérifier

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ \overline{\sigma_b}$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

= min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}\ \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.16 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\leq\overline{\sigma_b}\sigma_b$ $\leq\overline{\sigma_s}\sigma_s$
RDC	V_1	15×117	888.90	12.81	18.10	4.6		69.6		
	V_2	15×325	1163.81	333.51	49.76	2.9	15	44	201.63	C.V
	V_3	15×360	1835.99	177.88	54.29	3.3		50.0		
1ère étage	V_1	15×117	869.11	8.45	18.10	4.5		66.8		
	V_2	15×325	1052.25	125.50	49.76	2.2	15	32.9	201.63	C.V
	V_3	15×360	1712.22	125.39	54.29	3.0		45.3		
2ème étage	V_1	15×117	717.82	6.35	18.10	3.7		55		
	V_2	15×325	893.51	90.47	49.76	1.8	15	27.3	201.63	C.V
	V_3	15×360	1438.97	139.46	54.29	2.8				
3ème étage	V_1	15×117	631.52	3.92	18.10	2.4		47.9		
	V_2	15×325	747.28	36.22	49.76	1.4	15	21.3	201.63	C.V
	V_3	15×360	1243.4	125.39	54.29	2.6		39.2		
4ème étage	V_1	15×117	465.52	3.67	18.10	2.4		35.5		
	V_2	15×325	561.17	9.33	49.76	1	15	15.3	201.63	C.V
	V_3	15×360	936.41	106.39	54.29	1.8		26.6		
5ème étage	V_1	15×117	334.26	3.32	18.10	1.7		25.7		
	V_2	15×325	374.73	7.46	49.76	0.7	15	10.3	201.63	C.V
	V_3	15×360	661.83	84.97	54.29	1.2		18.7		
6ème étage	V_1	15×117	121.23	0.96	18.10	0.6		9.2		
	V_2	15×325	164.25	5.47	49.76	0.3	15	4.6	201.63	C.V
	V_3	15×360	326.40	12.61	54.29	0.6		9.6		

V.4.5.2. Calcul des armatures horizontales :

Pour tous les niveaux on va calculer les armatures transversales L'effort tranchant maximum

	Voile	e (cm)	h (cm)	V_{max} (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15	304	100.97	0.221	5	15	2× (19HA10 =29.85)
	V_2	15	304	995.34	2.182	5	15	2× (19HA10 =29.85)
	V_3	15	304	1039.36	2.279	5	15	2× (19HA10 =29.85)

Tableau .V.17 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

V.3.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\phi_v}{3}$, $\phi_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.18 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales ϕ_v	**épingles** Φ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

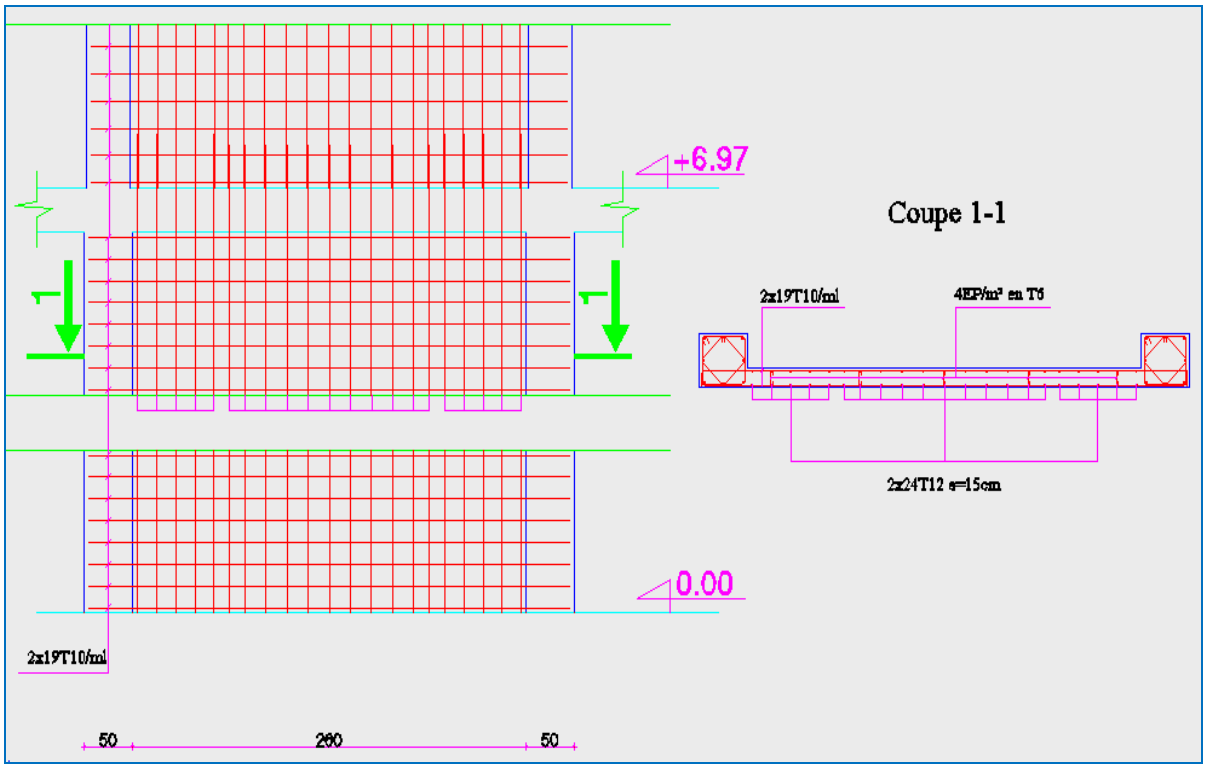


Fig. V.7 : Ferraillage de voile type V_3

V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.3.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU:

Tableau .V.19 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_A	15x120	1491.92	561.90	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
1er étage	V_A	15x120	1230.04	553.68	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
2eme étage	V_A	15x120	918.33	450.99	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
3eme étage	V_A	15x120	710.12	386.01	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
4eme étage	V_A	15x120	417.95	288.88	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
5eme étage	V_A	15x120	316.07	207.95	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)
6eme étage	V_A	15x120	120.07	120.17	ACC	18.01	15	2× (9HA12 =18.10)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.20 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_h (Mpa)	$\overline{\sigma_h}$ (Mpa)	σ_c (Mpa)	$\overline{\sigma_c}$ (Mpa)	$\sigma_h \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_A	15×120	746.88	80.20	18.10	5.3	15	78.1	201.63	C.V
1er étage	V_A	15×120	687.02	75.05	18.10	4.8	15	70.8	201.63	C.V
2ème étage	V_A	15×120	567.14	64.11	18.10	4.1	15	59.1	201.63	C.V
3ème étage	V_A	15×120	482.63	61.04	18.10	3.5	15	52.1	201.63	C.V
4ème étage	V_A	15×120	361.29	58.90	18.10	2.9	15	42.7	201.63	C.V
5ème étage	V_A	15×120	249.12	51.51	18.10	2.2	15	32.5	201.63	C.V
6ème étage	V_A	15×120	99.94	50.24	18.10	1.5	15	21.4	201.63	C.V

B. Las armateurs horizontaux:

Tableau .V.21 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_A	15	270	373.87	0.923	5	15	2× (9HA10 =18.10)
1ère étage	V_A	15	270	356.26	0.879	5	15	2× (9HA10 =18.10)
2ème étage	V_A	15	270	313.70	0.774	5	15	2× (9HA10 =18.10)
2ème étage	V_A	15	270	277.32	0.684	5	15	2× (9HA10 =18.10)
2ème étage	V_A	15	270	212.68	0.525	5	15	2× (9HA10 =18.10)
2ème étage	V_A	15	270	159.28	0.393	5	15	2× (9HA10 =18.10)
2ème étage	V_A	15	270	120.01	0.296	5	15	2× (9HA10 =18.10)

V.3.6.2. Les linteaux:

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**
- **Selon le CBA 93 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\leq \bar{\tau}$ Où : $\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$ τ_b

Avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$ $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu: effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage : on devra disposer :
- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$): selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq M/(fe*Z)$ avec : $Z=h-2d'$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \quad \begin{cases} \lambda > 1 & \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 & \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t\ fe\ \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court λ< 1

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e h}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

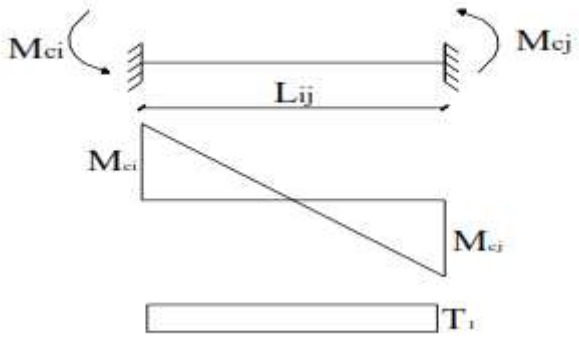


Fig.V.8 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

1. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}): selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\ \alpha = \frac{h - 2d}{b}$

V = V_u (sans majoration)

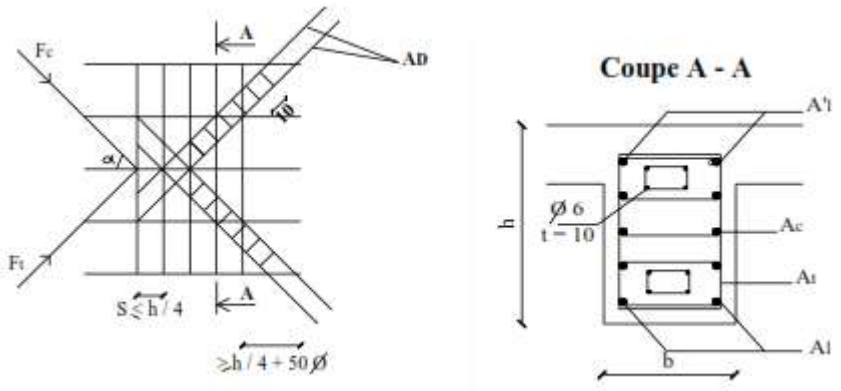


Fig.V.9 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

- ✓ $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

- ✓ $A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$
  $A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

- ✓ $A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$
  $A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.22 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1ère	V_B	15	234	140	41.16	0.13	6.62	Flexion simple
1ère-2ème	V_B	15	183	140	30.86	0.13	4.99	Flexion simple
2ème-3ème	V_B	15	183	140	30.41	0.21	0.62	Flexion simple
3ème- 4ème	V_B	15	183	140	326.63	0.13	0.50	Flexion simple
4ème-5ème	V_B	15	183	140	188.79	0.13	0.49	Flexion simple
5ème	V_B	15	0.73	140	60.37	0.05	0.33	Flexion simple

Tableau .V.23 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)		St (cm)	A choisie (cm²)	
	Al	At		Al	At
RDC -1ère	0.13	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (7HA10)=11.00
1ère - 2ème	0.04	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (6HA10)=09.42
2ème - 3ème	0.01	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (6HA10)= 09.42
3ème - 4ème	0.01	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (6HA10)= 09.42
4ème - 5ème	0.01	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (6HA10)= 09.42
6ème	0.01	1.58	15	2× (2HA10)=3.14	2× (4HA10)=03.14

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la

nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol **[5]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. Choix du type de fondation :

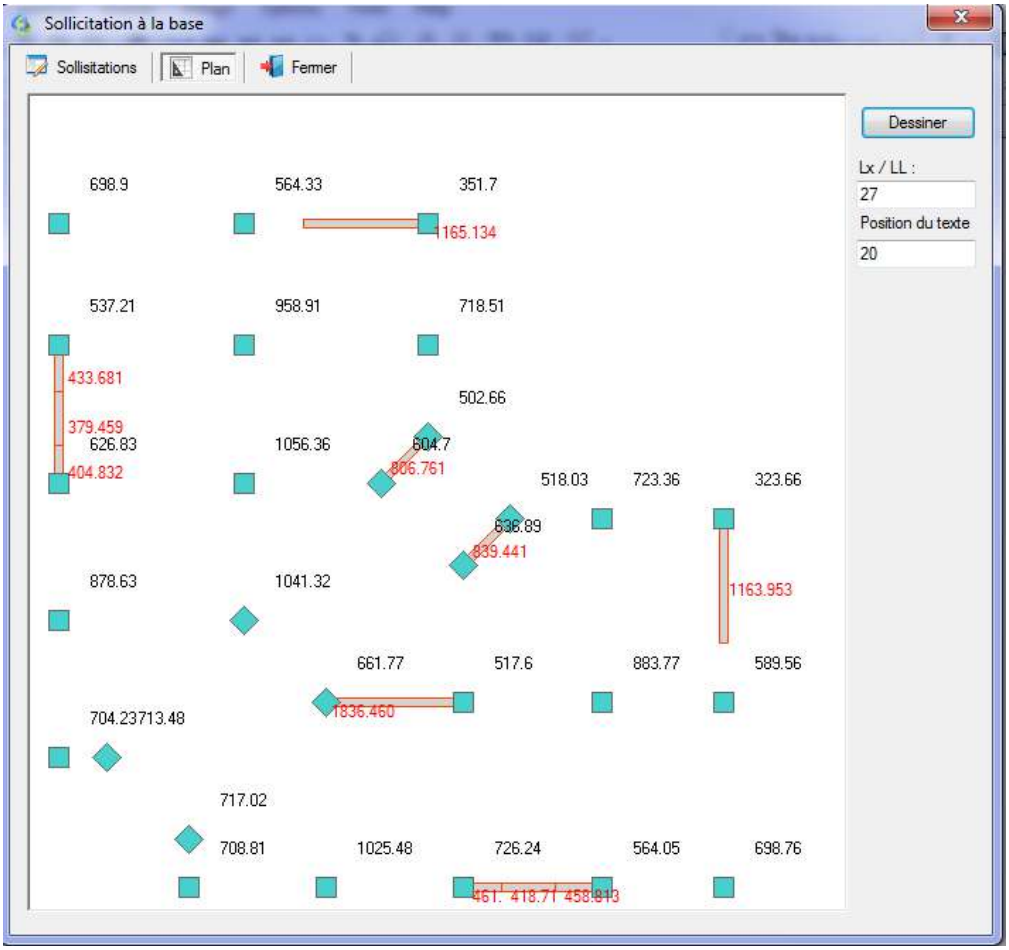
Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

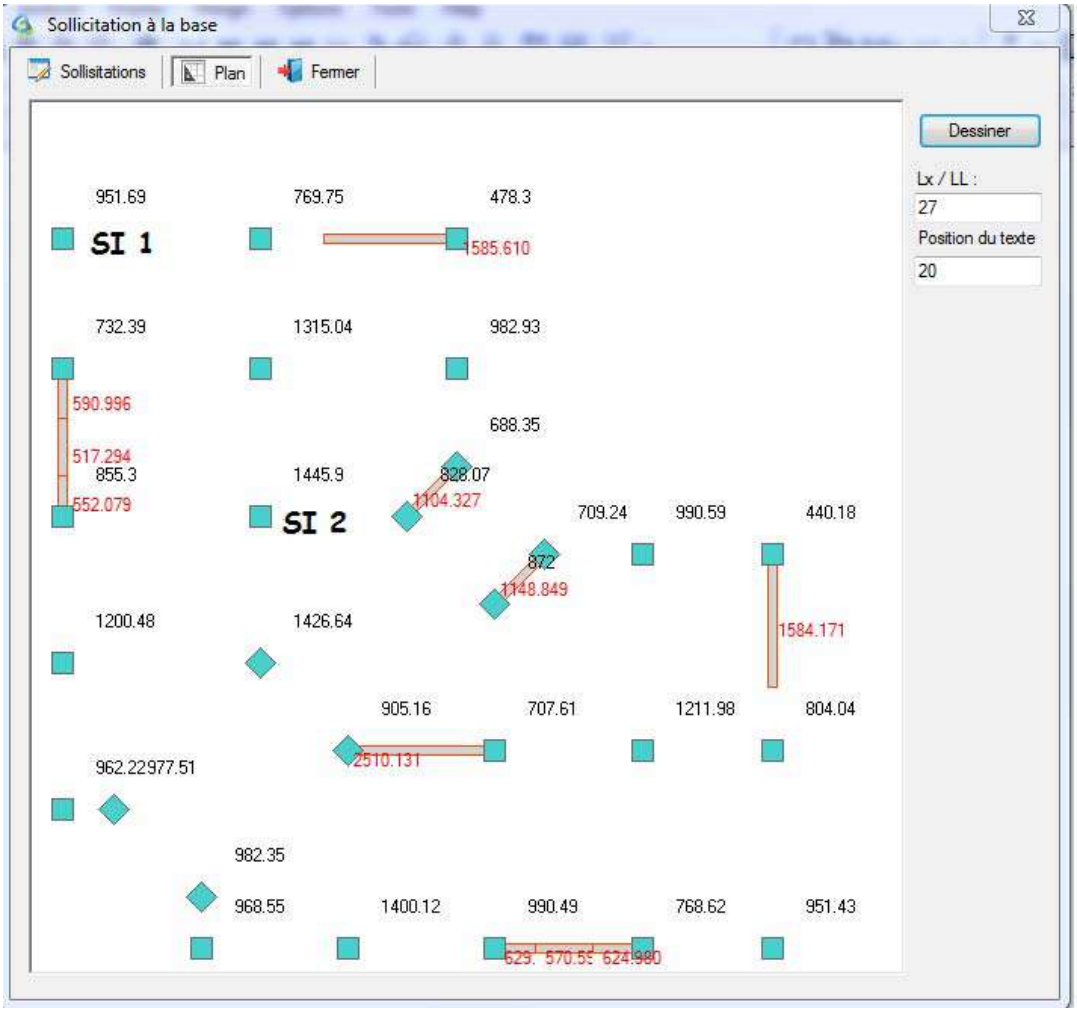
Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :



Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU :



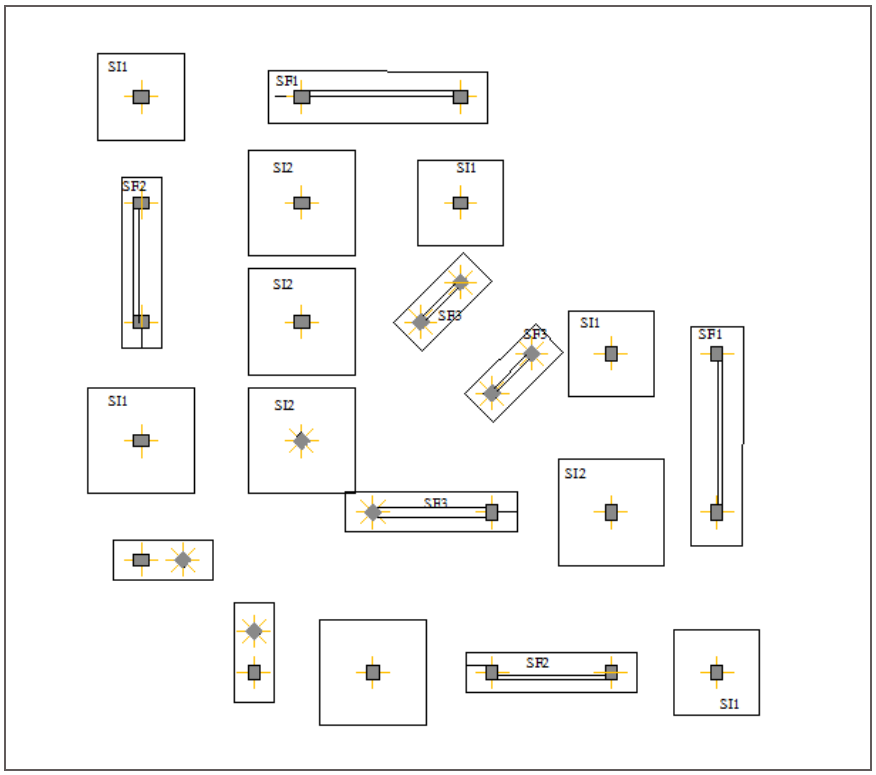
VI.4.1. Vérification des contraintes sous les semelles

Les contraintes calculées seront comparées par la contrainte du sol donnée par le laboratoire qui est égale à 1.00 bars à une profondeur de 2.00 m

VI.4.1.1. Semelles isolées :

Tableau .VI.1 Vérification des contraintes sous les semelles

Sem	N (kN)	B Calculé (m)	A Choisi (m)	B choisi (m)	H (m)	γbéton (kN)	Ns (kN)	γterre (kN)	D (m)	Nt (kN)	NT (kN)	σ (MPa)
SI1	951.69	2.30	2.6	2.6	0.35	25	17.85	19.4	2	47.14	73.09	0.178
SI2	1445.9	2.83	3.2	3.2	0.35	25	24.5	19.4	2	67.05	99.65	0.175



On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

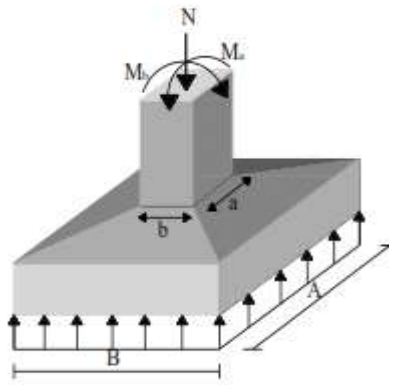


Fig VI.1 : Semelle isolée sous poteau.

Si $M = 0$:

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2} \longrightarrow \begin{cases} d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\emptyset}{2} \\ d_b = d_{a\ adpt} -- \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N\left(\frac{A-a}{3.d_a.\sigma_s}\right) \\ A_b = N\left(\frac{Bba}{3.d_b.\sigma_s}\right) \end{cases}$$

- *Si $M \neq 0$:*

On procède comme suit:

Tableau .VI.2.Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

Répartition trapézoïdale		***Répartition triangulaire***	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\sigma_s.B^3-N.B-3^e{}_{0b}.N \geq 0\frac{a}{b}$		$\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\ \sigma_s)B-2.N \geq 0\frac{1.99ba}{b}$	
$M_a=0$	$\longrightarrow B \longrightarrow A$	$A=\frac{a}{b}.\ B$	
$M_a\neq0$	$\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0\frac{a}{b}$		
Ferraillage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{3.d_b.\sigma_s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$	
$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{3.d_b.\sigma_s})$	$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{3.d_a.\sigma_s})$
$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{3.d_a.\sigma_s})$	$M_a\neq0$	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.4.1.2. Vérification au chauvechement:

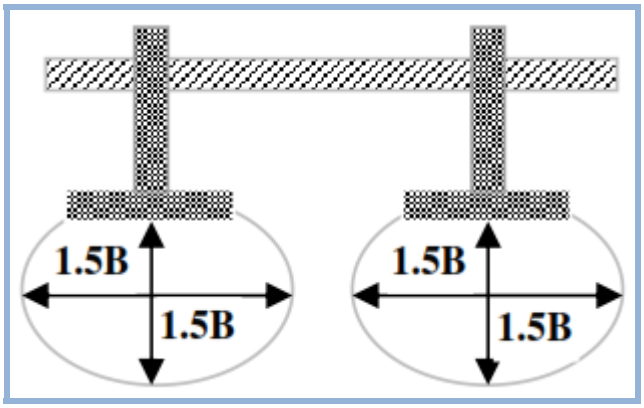
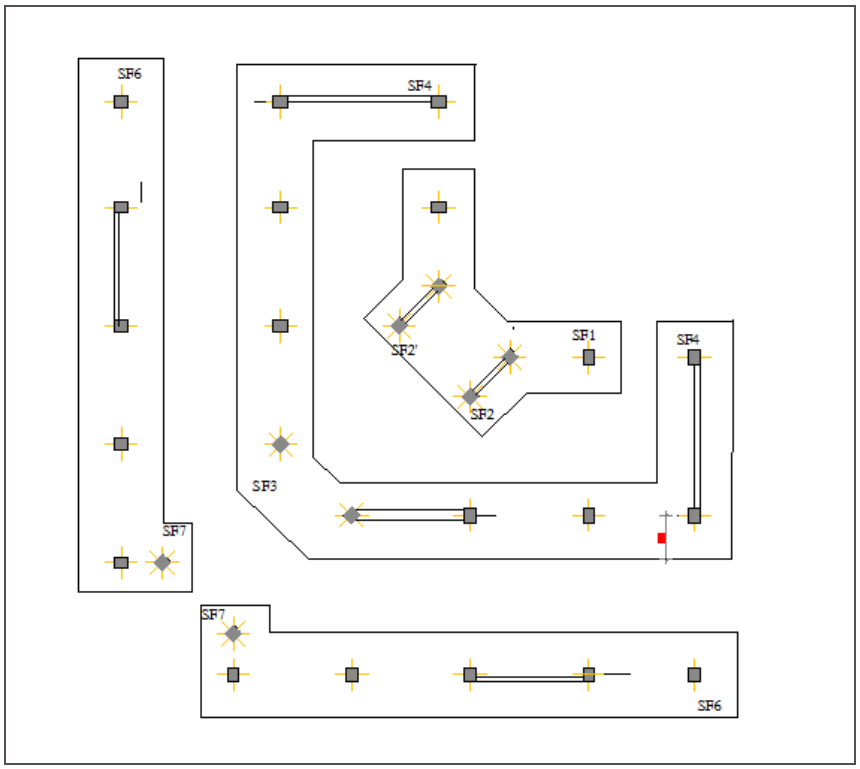


Fig VI.2 *:* Les bulles de pression

D'après les résultats obtenus et les vérifications au chauvechement on conclu que les distance entre semelles SI2 sont rapproché avec une grandes dimension.et la distance entre SI1 et SF2 donc le schéma des semelles devient :



VI.4.2. Semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

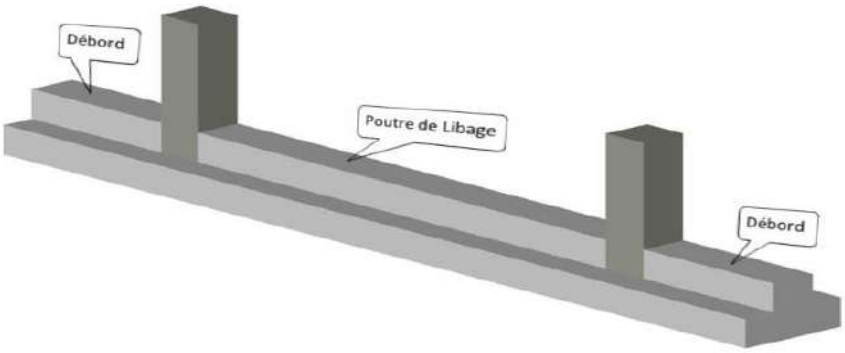


Fig VI.3 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

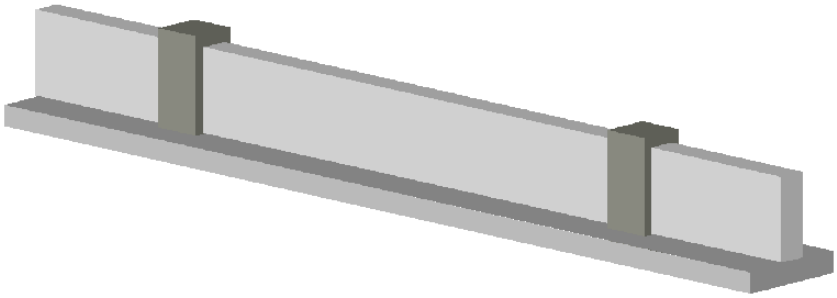


Fig VI.4: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$ *:* est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	ΣN (kN)	L (m)	B calculer (m)	B choisi (m)	H (m)	γbéton (kN)	Ns (kN)	γterre (kN)	D (m)	Nt (kN)	NT (kN)	σ (MPa)
SF1	1950	8.65	1.53	2.1	0.50	25	237.8	19.4	2.00	625.75	3327.8	0.144
SF2/SF 2'	1663	3.75	2.95	4.00	0.35	25	24.15	19.4	2.00	72.28	626.44	0.148
SF3	7529	27.55	1.82	2.45	0.60	25	1012.45	19.4	2.00	1440	99910	0.144
SF4	1621	7.25	1.49	2	0.60	25	217.5	19.4	2.00	309	2161	0.149
SF5	4704	16.00	1960	2.60	0.60	25	636	19.4	2.00	904.81	6259.06	0.148
SF6	710.5	3.40	1373	2.00	0.60	25	145	19.4	2.00	206.14	1434	0.141
SF7	715	4.60	1.036	1.50	0.60	25	103.5	19.4	2.00	147.25	949.50	0.142

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont tous vérifié

VI.4.2.2.Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ ***Armatures principales :***

$A=N\ (1+\frac{3e_0}{B})\ (\frac{B-b}{8.d.\sigma_s})$; $ESP = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

A. Semelles Filantes :

Tableau VI.4: Armatures principales des semelles filantes

Sem	L (m)	B (m)	H (m)	Nu (kN)	Acalcule (cm²)	Achoisi (cm²)
SF1	8.65	2.1	0.50	1950	2.28	7HA12=7.92
SF3	27.55	2.45	0.60	7529	3.39	
SF4	7.25	2	0.60	1621	2.21	
SF5	16.00	2.60	0.60	4704	2.78	
SF6	3.40	2.00	0.60	710.5	1.98	
SF7	4.60	1.50	0.60	715	1.47	

- Pour les semelles (SF_1, SF_2, SF_3, SF_4, SF_5, SF_6) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ *Armatures de répartition* :

$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$; $ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau VI.5: Armatures de répartition de la semelle

Semelle	Arepartition	St[cm]
SF 1 a 7	4HA12=4.52	**25**

Poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la

théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$; l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1) correspond a la poutre la plus long après on généralise pour les autres.

Tableau VI.6: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.50	13.80	0.0.60	1429166.66	4.86	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	(ELU) $\sum N$ (KN)	(ELS) $\sum N$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m²)	q_{ser} (KN/m²)
PL1	5200.2	4000,27	13.8	512,17	379,39

VI.4.2.3.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

En travées:

À l'ELU:

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.8: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	599.768	302.225	409.293	220.982

VI.4.2.4. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

; on a $\mu \leq \mu l = 0.392 \mu = \frac{Mu}{\sigma b . b . d^2}$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Element		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL1	Travée	302.225	70	13.3	0.00	5HA20=15.71
	Appui	599.768	70	28.01	0.00	9HA20=28.27

V I.4.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.10: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Element		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	15.71	220.982	4.6	221.5	Non
	Appui	28.27	409.293	10.6	243.2	Non

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

Calcul à l'ELS:

Les résultats du calcul des armatures à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS

élément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	A'	choix
PL1	Travée	220.982	18.4	0.00	6HA20=18.85
	appui	409.293	35.3	0.00	12HA20=37.70

VI.4.2.6.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.4.2.7.Armatures transversales

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

Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Element	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_t(cm^2)	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	422.890	1.26	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.5.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S2

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- ❖ **La section choisie :** 30*30 cm^2
- ❖ **Matériaux :**
  - Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

  - Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier: FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

VI.5.1.Recommandation des règlements:

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par :

$\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.5.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- ***Armatures longitudinales* :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=12

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.13 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	1857.915	154.82	4.44	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

VI.5.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$=F/A_{choisie}\sigma_s$

$= \min [\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}] = 201.63$Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}\ \overline{\sigma_s}$

Tableau .VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	Mpa σ_s	Mpa $\overline{\sigma_s}$	$\leq \overline{\sigma_s} \sigma_s$
30*30	1358.102	113.17	6.78	200.31	201.63	CV

VI.5.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

  □□Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.15 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$A_t(cm^2)$	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$A_t(cm^2)$	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8= 2.01

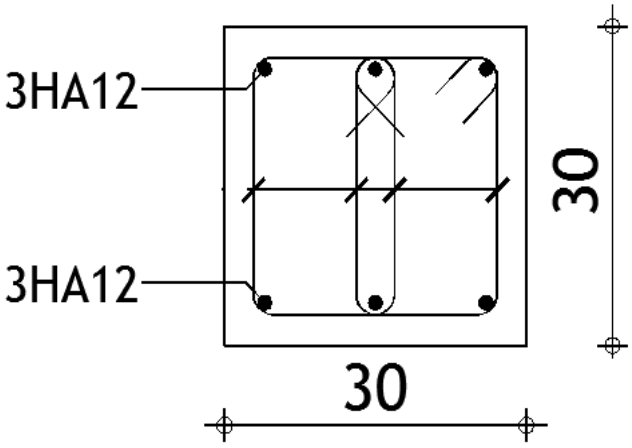


Fig VI.5: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

BILBIOGRAPHIE

LES OUVRAGES:

- Règles parasismiques algériennes (R.P.A99 ver 2003).
- Règle de conception et de calcul de structures (CBA93).
- Charge permanentes et surcharges d'exploitation, Document Technique Réglementaire, (DTR–B.C.2.2).

LES THESES:

- Etude et calcul d'une structure en RDC +8 contreventés par voile usage d'habitation

Réalisé Par:
BOUTOUMI MAROUA et *BENKHATTAR IBTISSAM*
Encadré par:
Mr. KHELLADI MOHAMED

- Conception et Etude d'un bâtiment en (R+5) contreventé par des voiles en béton armé à usage multiple

Réalisé Par:
Menaa.A et Oudia Hamza
Encadré par:
Mr. Baouni Mecheri

- Etude D'un Bâtiment RDC+5+S-sol

MANUAL:

- SAP2000 Version 17
- AutoCAD 2013
- -Word 2007
- -Power-point
- -Excel 2007