REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Yahia Farès De Médéa



Faculté de **T**echnologie
Département de **G**énie **C**ivil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment en Entre Sol + RDC + 5 Etages à usage multiple contreventé par des voiles

Réalisé par :
TIDJDITI Nassima

Dirigé par :
M^{r}. SAFIDDINE Salim

Promotion: juin 2017

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour 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 promoteur Dr. SAFIDDINE pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

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

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

Nous remercions également monsieur pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

Une grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de lion pour

L'élaboration de ce projet surtout les ingénieurs : Mr OULD TURKI

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près 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 ma chère grande mère que je la souhaite une longue vie.

A mes sœurs : madina ines, Zahira.

Tous mes cousins et mes cousines.

A toute la famille : TIDJDITIT ET REBIBAINE.

A tous mes amis, en particulier, afaf, soumia ;

A toute la promotion de G.C 2010 et la promotion de G.C 2011.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسان المسلحة مكونة من (طابق تحت ارضي + طابق أرضي + خمسة طوابق) متعدد الاستعمال, و المقرر بناؤها في (بومرداس) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.**RPA99 version2003**
- قواعد الخرسانة المسلحة . **(CBA93)**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج « Sap2000 version 19.1».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet est une étude d'un bâtiment contient un Entre Sol (pour les locaux de commerce) + RDC + 5 étages (à usage d'habitation), qui sera implanté à Boumerdes, cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « Sap2000 version 19.1».

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

Abstract:

This Project is a conception and study of block contain underground for dealing + ground +5 stories, with habitation and that will be implanted in Boumerdes and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 version 19.1».

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

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction……...1

I.1. Présentation de l'ouvrage……...…1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……..1

I.2.a. Dimension 1

I.3. Conception de la structure du Bâtiment 2

I.3.1. Système de contreventement ……...2

I.3.2. Planchers 2

I.3.3. L'acrotère……2

I.3.4. Maçonnerie 2

I.3.5 .Les escaliers 3

I.3.6.Revêtements……..3

I.3.7.L'infrastructure……3

I.4. Caractéristique des matériaux 3

I.4.1. .Introduction 3

I.4.2. Béton……4

I.4.2.a.Ciment……...4

I.4.2.b.Granulats……...4

I.4.2.c. Eau de gâchage……4

I.4.2.d. Dosage du béton……...4

I.4.3. Béton arme……..…5

I.4.3.a. Résistance du béton……..…5

I.4.3.b. Résistance caractéristique à la compression…….……....5

I.4.3.c. Résistance caractéristique à la traction…….…....5

I.4.3.d.Module d'élasticité……6

I.4.3.e.contraintes limites……..6

I.4.4.a. Types d'acier.....….8

I.4.4.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier……..9

Conclusion 10

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

II. Prédimensionnement…….……12

II.1. Introduction..... 12

II.2. Prédimensionnement des planchers 12

II.2.1. Plancher en corps creux 12

II.2.2. Dalles pleines……14

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 16

II.3.1.Maçonnerie 16

II.3.2. Plancher terrasse……17

II.3.3. Plancher courant……18

II.3.4. Dalle pleine……19

II.4. Prédimensionnement des poutres…….……21

II.5. Prédimensionnement des poteaux……24

II.5.1. Etapes de Prédimensionnement……24

II.5.2. Dimensions des poteaux ……..……24

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf…….....25

II.5.4. Calcul de l'effort N_u…….…….26

II.5.5. La surface reprise par le poteau……26

II.5.6. Descente de charge……...27

II.5.7. Vérification selon le RPA99V2003……..29

II.5.8. Vérification aux zones nodales selon RPA99V2003……....30

II.6. Prédimensionnement des voiles……...30

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère……32
III.1.1. Introduction 32
III.1.2.Principe de calcul……32
III.1.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation..... 32
III.1.4. Détermination des efforts 33
III.1. 5.Calcul du ferraillage 33
III.2. Calcul des planchers……...…35
III.2.1. La dalle de compression……..35
III.2.2. Calcul des poutrelles……37
III.2.2.1. Plancher d'habitation……...44
III.2.2.2. Plancher commerce (RDC)…….....…56
III.2.2.3. les balcons……..…….67
III.3. Calcul des dalles……..…...71
III.3.1. Introduction……71
III.3.2. Methode de calcul……71
III.3.2.1.Principe de calcul ……....……72
III.3.2.2. Calcul des actions ……72
III.3.3. Calcul de la premiere dalle……..73
III.3.3. 1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine…….....75
III.3.3.2. Verifications……75
III.3.4. Calcul de la deuxieme dalle……77
III.3.4.1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine……79
III.4. Calcul des escaliers…….……81

III.4.1. Introduction……...81

III.4.2.Terminologie……..……82

III.4.3. Dimensionnement……..82

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges……..……..84

III.4.5. Determination des sollicitations……..……85

III.4.6. Détermination des efforts…….……86

III.4.7. Calcul du ferraillage…….…....88

III.5. Calcul de la poutre paliere……..90

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction 96

IV.2. Caractéristiques dynamique de la structure..... 96

IV.2.1. centre de masse..... 96

IV.2.2. Centre de torsion……..98

IV.2. 3. Excentricité…….……..…..…100

IV.3. Choix de la méthode de calcul……..……..……103

IV.3.1. Introduction……..……..…….103

IV.3.2.Conditions d'application de la methode statique equivalente…….103

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale……..……103

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique……107

IV.4.1.Verification de comportement des trois premiers modes……...…107

IV.4.2. Vérification de participation massique……..…...109

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....….110

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement 111

IV.5.5. Vérification des déplacements 117

IV.5.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……..118

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit de compression 119

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction……...122

V .2. Ferraillage des poutres 122

V.2.1. Introduction 122

V.2.2. Recommandation du RPA2003……123

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres……..……..……124

V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93……...…125

V.2.3.2. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……129

V.2.3.3.Calcul des armatures transversales……...……130

V.2.3.4.Vérification de la flèche……...……131

V.3. Ferraillage des poteaux……..……133

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales……...……..……133

V.3.3. Détermination des armatures transversales……139

V.4. Ferraillage des voiles……...……...…144

V.4.1.1.Voiles pleins…….……145

V.4.1.2. Voiles avec ouvertures…….……154

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction……..163

VI.2. Etude de fondation……..….163

VI.2.1.Généralité…….163

VI.2.2. Choix de type de la fondation ……...….164

VI.3.Calcul des fondations…….…...165

VI.3.1.Semelle isolée……...…165

VI.3.1.Semelle filantes……...165

VI.5.ETUDE DES LONGRINES…….…174

VI.6.Mur de soutènement……...…177

Conclusion générale

Références bibliographiques

Figure.I.1. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton ……. 1
Figure.I.2. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton……... 2
Figure.I.3. Diagramme calcul ≪ déformation-contrainte ≫ pour les aciers……. 9
Figure.I.1. Schéma du plancher…… 13
Figure.I.2. Dimensions du corps creux……. 13
Figure.I.3. Dimensions de la dalle pleine……... 15
Figure.I.4. Mur double cloison……... 17
Figure.I.5. Mur simple cloison……... 17
Figure.I.6. Constituant d'un plancher terrasse…… 18
Figure. II.7. Constituant d'un plancher étage courant…… 19
Figure.II.8. Composants d'un balcon de la terrasse……... 20
Figure.II.9. Composants d'un balcon de l'étage…… 21
Figure.II.10.. Dimensionnement de la poutre 21
Figure.II.11. Section réduite du poteau…….. 25
Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicite……. 26
Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…….. 31
Figure.II.14. Façade principale……... 32
Figure.II.15. Vue en plan du Entre sol…… 32
Figure.II.16. Vue en plan du RDC…….. 32
Figure.II.17. Vue en plan des étages……... 32
Figure.II.18. Coupe A-A……. 32
Figure.III.1. L'acrotère…… 33
Figure.III.2. Section de B.A a l'ELU..... 34
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère..... 35
Figure.III.4. Disposition des armatures de la table de compression……... 36
Figure.III.5. Schéma statique de la poutrelle..... 37
Figure.III.6. Choix de disposition desétaiements..... 39
Figure.III.7. Travée avec 3etaits espacée de 0.506 m…… 40
Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles a l'ELU…… 45
Figure.III.9. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles a l'ELS…… 46
Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles a l'ELU……. 47
Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles a l'ELS…… 48
Figure.III.12. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 49
Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 50
Figure.III.14. Les sections considères pour le calcul des ferraillages. En travée et En appui …….. 51

Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles…… 55
Figure.III.16. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 56
Figure.III.17. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS…..... 57
Figure.III.18. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……..... 58
Figure.III.19. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 59
Figure.III.20. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 60
Figure.III.21. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 61
Figure.III.22. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée et En appui ……. 62
Figure.III.23. Ferraillage des poutrelles……. 66
Figure.III.24. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……. 67
Figure.III.25. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS…… 68
Figure.III.26. Ferraillage des poutrelles……. 70
Figure.III.27. Les deux types des dalles…… 70
Figure.III.28. Les deux types de ruptures de 1ere dalle 73
Figure.III.29. ferraillage de la dalle pleine…… 77
Figure.III.30. Type de rupture de 2ere dalle…….. 77
Figure.III.31. ferraillage de la dalle pleine…… 81
Figure.III.32. Représentation d'un escalier…… 82
Figure.III.33. Dimensions de l'escalier…….. 83
Figure.III.34. Schéma statique des efforts du l'escalier a l'E.L.U……..... 86
Figure.III.35. Schéma statique des efforts du l'escalier a l'E.L.S…….. 87
Figure.III.36. Schéma statique de la console…….. 91
Figure.III.37. Diagrammes des efforts internes de la console a l'ELU et l'ELS……... 92
Figure.III.38. Ferraillage du consol sous paillasse……. 95
Figure.IV.1. Disposition du voile vue 3D……... 97
Figure.IV.2. Disposition des voiles…… 97
Figure.IV.3. Inerties des voiles et des poteaux……... 100
Figure.IV.4. Spectres de réponse. …… 106
Figure.IV.5. Le comportement des trois premiers modes 107
Figure.IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement…… 112
Figure.IV.7. Distribution des forces sismiques..... 113
Figure.IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……. 114
Figure.IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 115
Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse…….. 128
Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse…… 129

Figure.V.3. Ferraillage des poutres principales…….. 132
Figure.V.4. Ferraillages des poutres secondaires..... 133
Figure.V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux……. 134
Figure.V.6. Disposition des armatures pour les poteaux…… 143
Figure.V.7. Ferraillage des poteaux…… 144
Figure.V.8. Désignation des voiles…….. 145
Figure.V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles……... 148
Figure.V.10. Les armatures transversales et les épingles……..... 153
Figure.V.11. La zone de recouvrement des voiles ……..... 154
Figure.V.12. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau…… 158
Figure.V.13. Armatures de linteaux…… 158
Figure.V.14. Section du linteau……... 159
Figure.V.15. Ferraillage du linteau..... 162
Figure.V.16. Coupe A-A..... 162
Figure.VI.1. Bulbes de pression dans différents types de semelles..... 161
Figure.VI.2. Schéma d'une semelle filante sous poteaux..... 169
Figure.VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voiles……. 176
Figure.VI.4. Ferraillage des longrines…… 177
Figure.VI.5. Pr dimensionnement du mur de soutènement……. 178
Figure.VI.6. schéma représentatif des forces stabilisatrices du mur de soutènement périphérique……. 180

Tableau.I.1. Dimension du bâtiment…….. 1
Tableau.I.2. Caractéristiques mécanique des aciers..... 9

Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur..... 16
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur..... 16
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 17
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant..... 18
Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse..... 19
Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage..... 20
Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poteaux..... 24
Tableau.II.9. Calcule de $\overline{N}$..... 26
Tableau.II.10. Détermination des charges d'exploitations..... 28
Tableau.II.11. Vérifications du ($1{,}1Nu \leq \overline{Nu}$)..... 28
Tableau.II.12. Vérifications de coffrage des poteaux..... 29
Tableau.II.14. Vérification aux zones nodales..... 30
Tableau.II.15. Pré dimensionnement des voiles..... 31

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère..... 32
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère..... 33
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 33
Tableau.III.4. la section d'armature…… 34
Tableau.III.5. vérifications des contraints…….. 34
Tableau.III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles..…….. 38
Tableau.III.7. Moments statiques des poutrelles……..... 38
Tableau.III.8. Détermination du nombre d'étaiements…… 40
Tableau.III.9. Méthode de Caquot…… 43
Tableau.III.10. Charges, surcharges et efforts a ELU et ELS……... 44
Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU…… 45
Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS…… 46
Tableau.III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..…… 47
Tableau.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……... 48
Tableau.III.15. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELU…… 49
Tableau.III.16. Moments aux appuis et en travées des poutrelles al 'ELS……... 50
Tableau.III.17. Récapitulations des efforts internes…….. 51
Tableau.III.18. Calcul et vérification des armatures..... 52
Tableau.III.19. Ferraillages longitudinaux des poutrelles..... 53

Tableau.III.20. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 54
Tableau.III.21. Vérification préliminaire de la flèche..... 54
Tableau.III.22. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 55
Tableau.III.23. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELU..... 56
Tableau.III.24. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELS..... 57
Tableau.III.25. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELU. 58
Tableau.III.26. Moments aux appuis et en travées des poutrelles a l'ELS. 59
Tableau.III.27. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELU..... 60
Tableau.III.28. Moments aux appuis et en travées des poutrelles a l'ELS. 61
Tableau.III.29. Récapitulations des efforts internes..... 62
Tableau.III.30. Calcul et vérification des armatures..... 63
Tableau.III.31. Ferraillage longitudinaux des poutrelles. 64
Tableau.III.32. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 65
Tableau.III.33. Vérification préliminaire de la flèche..... 65
Tableau.III.34. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 66
Tableau.III.35. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELU..... 67
Tableau.III.36. Moments en appuis et en travées des poutrelles a l'ELS..... 68
Tableau.III.37. Calcul et vérification des armatures..... 68
Tableau.III.38. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 69
Tableau.III.39. Vérification de l'effort tranchant..... 69
Tableau.III.40. Vérification préliminaire de la flèche..... 69
Tableau.III.41. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 70
Tableau.III.42. Les actions sur la dalle..... 72
Tableau.III.43. Travail externe de la 1ere dalle..... 73
Tableau.III.44. Travail interne de la 1ere dalle..... 74
Tableau.III.45. Les données..... 75
Tableau.III.46. Ferraillage de la dalle..... 75
Tableau.III.47. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 76
Tableau.III.49. Travail externe de la 2eme dalle..... 78
Tableau.III.50. Travail interne de la 2eme dalle..... 78
Tableau.III.51. Les données..... 79
Tableau.III.52. Ferraillage de la dalle..... 79
Tableau.III.53. Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 80
Tableau III.54. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier..... 84
Tableau.III.55. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier..... 85

Tableau.III.56. Combinaison des charges de l'escalier……. 85

Tableau.III.57. Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U…… 86

Tableau.III.59. Les données…….. 88

Tableau.III.60. Calcul des sections d'acier de l'escalier…… 88

Tableau.III.61. Vérification du ferraillage de l'escalier a l'ELS……... 89

Tableau.III.62. Valeur de la flèche…… 90

Tableau.III.63. les moments et les efforts…… 91

Tableau.III.64. Calcul des sections d'acier de la console…….. 92

Tableau III.65. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….. 94

Tableau.IV.1. Calcul du centre de torsion……. 100

Tableau.IV.2. Calcul de l'excentricité théorique……... 101

Tableau.IV.3. Calcul d'excentricité. Accidentelle……. 102

Tableau.IV.4. Calcul de l'excentricité total……... 102

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**…… 104

Tableau.IV.6. détermination du facteur de qualité Q……... 105

Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes……... 108

Tableau.IV.8. Coefficient de participation massique…… 109

Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique…….. 111

Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. 111

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X…… 113

Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…… 114

Tableau.IV.13. Calcul du moment stabilisant…… 116

Tableau.IV.14. Vérification de stabilisation……. 116

Tableau.IV.15. Vérification des déplacements inter-étage sens X…… 117

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens Y……... 118

Tableau.IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens X……. 119

Tableau.IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens Y……. 119

Tableau.IV.19. Vérification de l'effort normal réduit…… 120

Tableau.IV.20. Vérification de cisaillement des poutres…….. 121

Tableau.V.1. Les données de calcul……. 122

Tableau.V.2.. Ferraillage longitudinales des poutres principales……. 124

Tableau.V.3. Ferraillage longitudinales des poutres secondaires…….. 125

Tableau.V.4. Vérification des poutres principales a l'E.L.S……. 126

Tableau.V.5.. Vérification des poutres secondaire a l'E.L.S……. 126

Tableau.V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA……. 127

Tableau.V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA…… 128
Tableau.V.8. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……. 130
Tableau.V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….. 130
Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement…… 131
Tableau.V.12. Vérification de la flèche des poutres…….. 132
Tableau.VI.13. détermination des armatures longitudinales des poteaux a l'ELU…….... 136
Tableau.VI.14. Vérification des armatures a ELS des poteaux…… 138
Tableau.VI.15. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……... 140
Tableau.VI.16. Les armatures transversales et leurs espacements……... 142
Tableau.VI.17. Vérification de la quantité d'armatures transversales…….. 142
Tableau.VI.18. Les données de calcul…….. 148
Tableau.VI.19. Les voiles pleines……. 149
Tableau.VI.20. Les Vérification des contraintes a l'état limite de service……... 150
Tableau.VI.21. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003…… 150
Tableau.VI.22. Détermination des armatures horizontales…….. 152
Tableau.VI.23. Vérification des voiles a l'effort tranchant…….. 153
Tableau.VI.24. Calcul des armatures verticales……... 154
Tableau.VI.25. Les Vérification des contraintes a l'état limite de service……... 155
Tableau.VI.26. Détermination des armatures horizontales…….. 156
Tableau.VI.27. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux…….. 160
Tableau.VI.28. Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux…… 161
Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles isolées……. 166
Tableau.VI.2. Vérification du chevauchement entre les semelles…… 166
Tableau.VI.3. Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……. 167
Tableau.VI.4. armatures principales des semelles filantes…… 167
Tableau.VI.5. Armatures de répartition de la semelle filante…… 169
Tableau.VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles……. 170
Tableau.VI.7. Longueur de scellement filante……... 170
Tableau.VI.8. Dimensionnement de la poutre de libage…… 172
Tableau.VI.9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…… 172
Tableau.VI.10. Détermination des moments de la poutre de libage…….. 173
Tableau.VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELU…… 173
Tableau.VI.12. vérification des contraintes la poutre de libage a l'ELS…… 174
Tableau.VI.13. Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement…… 174
Tableau.VI.14. Les donnees de calcul…… 174

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution

Le thème à traiter est la conception et l'étude d'une structure multi fonction (habitation+ commerciale) contient (Entre-sol+ RDC pour les locaux de commerces+ 5 étages à usage d'habitation).

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

- Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Prédimensionnement des éléments structuraux.
- Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère,…).
- Etude dynamique et sismique, on a opté pour le logiciel SAP2000 version 19.1 comme Outil de conception.
- Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts Verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
- Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.



Figure.I. Coupe A-A

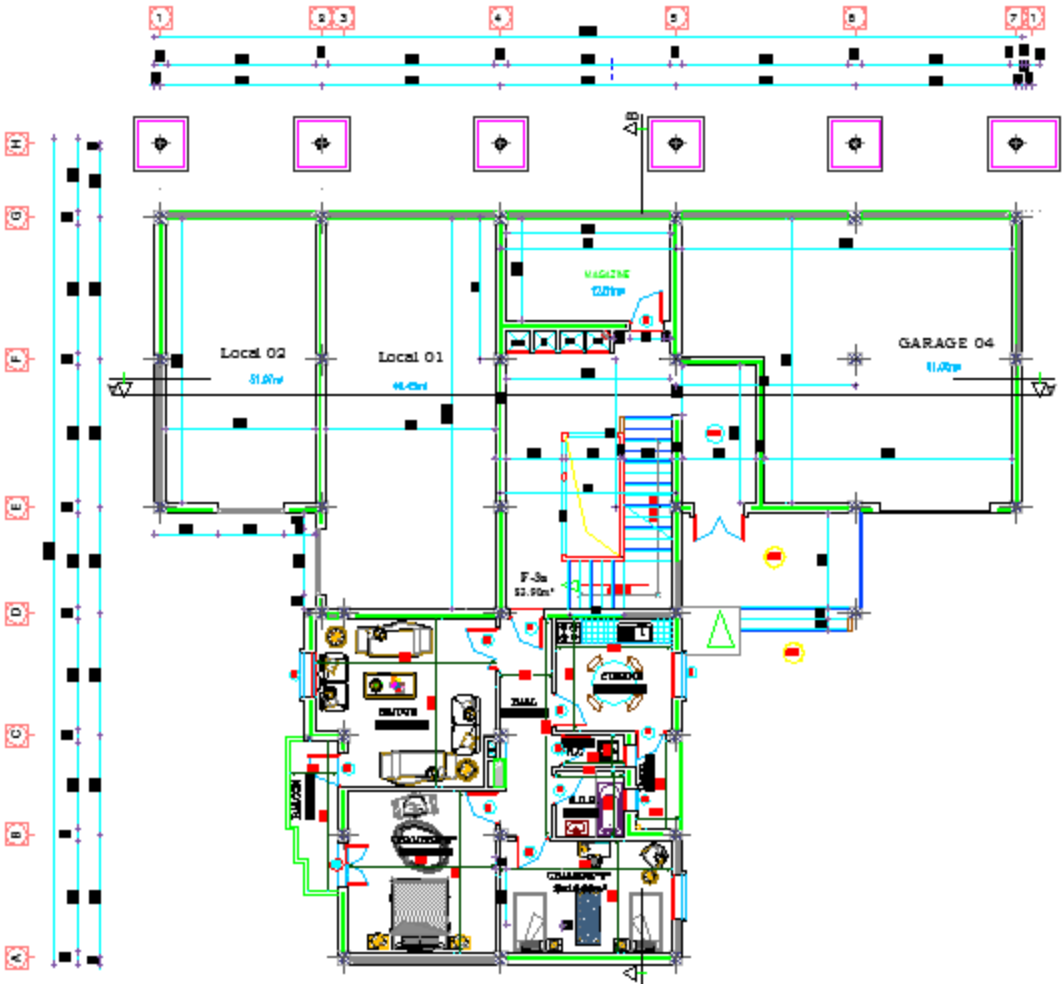


Figure. I. Vue en plan du Entre sol



Figure.I. Façade principale

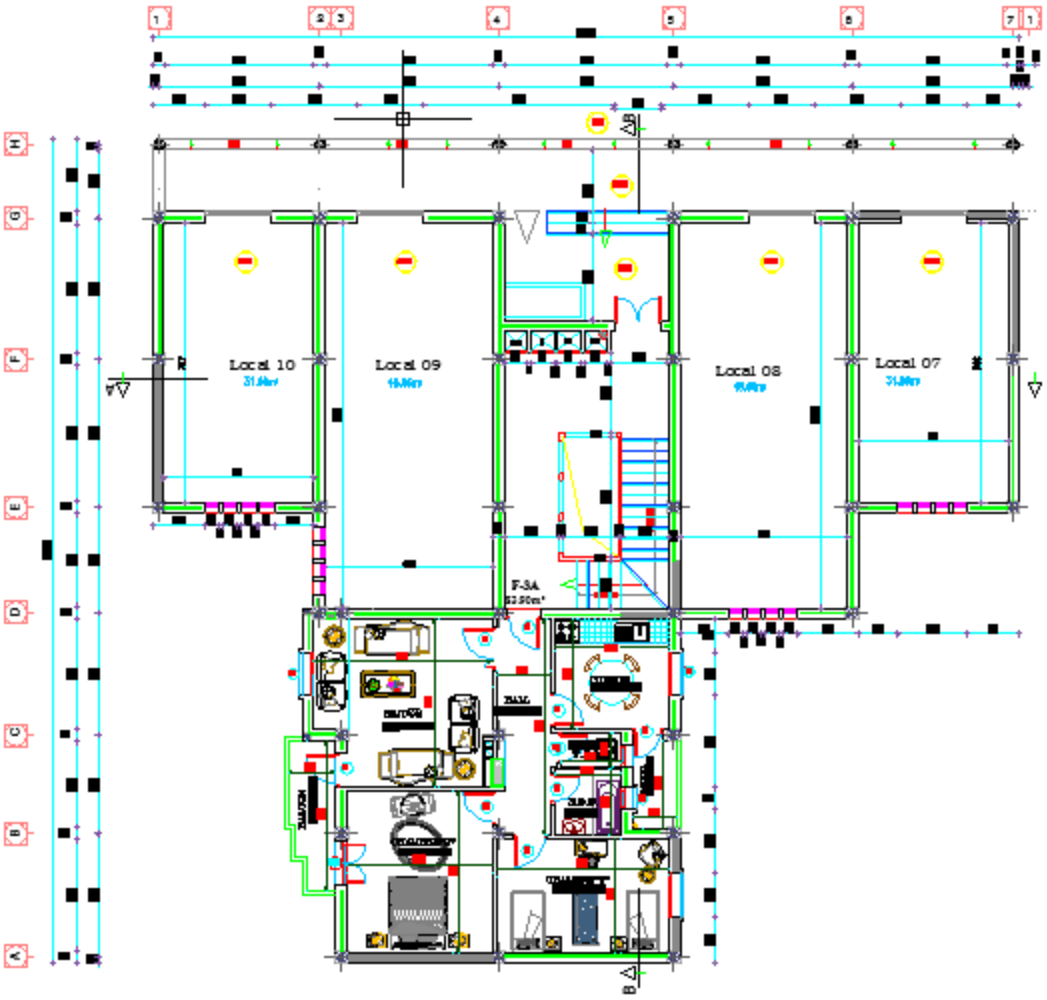


Figure. I. Vue en plan du RDC

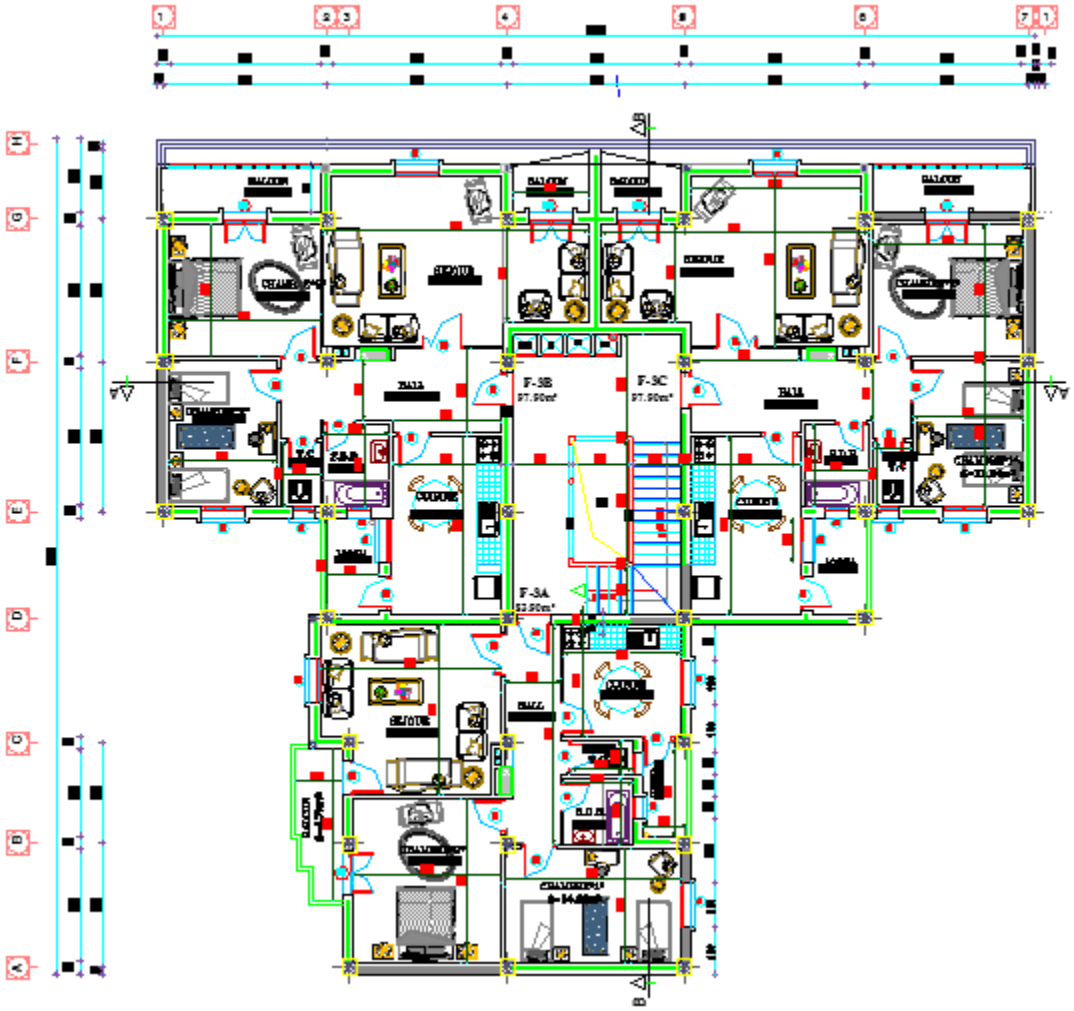


Figure. I. Vue en plan des étages

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bloc de forme irrégulière en plan, il est composé d'un : Entre sol et RDC à usage multiple (d'habitation avec locaux commerciaux) et (05) étages courants à usage d'habitation, chaque étage contient 3 appartements.

Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Boumerdes, région classée par le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 VERSION 2003** » comme une zone de forte sismicité« **zone III »**. Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

En effet pour bien concevoir notre structure nous sommes basés sur les critères suivants :

- Respecter les plans architecturaux pour conserver l'aspect architectural et esthétique du bâtiment.
- Assurer la stabilité et la rigidité adéquate de la structure.
- Assurer une bonne fonctionnalité du bâtiment.
- Optimiser les couts de construction.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.a. Dimensions :

Tableau 1-1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lo=23.76 m Largeur totale du bâtiment : La=22.60 m	Hauteur totale du bâtiment: H= 22.1m Hauteur de l'étage courant: h =3.06 m Hauteur de RDC: hr=3.23 m Hauteur du Entre sol: hs=3.57 m

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :

I.3.1.Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques en béton armée.

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

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de Leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.2.Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement Faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Planches à dalle pleine pour les balcons.

I.3.3.Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé :

- 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.
- Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.4.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs Extérieurs :**

- 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.

.

- **Les murs Intérieurs :** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5.Escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux (2) volées Pour le sous-sol et le RDC et pour les étages courants.

I.3.6.Revêtements :

Le revêtement est constitué de :

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

I.3.7.Infrastructure:

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

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

-La contrainte admissible du sol est de 1.50bars.

I.4.Caractéristiques des matériaux :

I.4.1.Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la Résistance des constructions aux séismes, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que, le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2. Béton:

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats Naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (Entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...)

Ses principales caractéristiques sont :

- une bonne résistance en compression simple.
- une mauvaise résistance en traction.
- un poids volumique compris entre 22 et 24kN/m3 environ pour le béton, et 25kN/m3 pour le béton armé
- un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10-5/°C

I.4.2.a. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et L'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé **(CPJ 42.5)**.

I.4.2.b. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25)

I.4.2.c. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.2.d. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son Module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des Conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons

(Dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions Avec la qualité du béton recherché.

I.4.3. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal « effort de traction ». Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils Ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.3.a. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes Dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4.3.b. Résistance caractéristique à la compression

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \text{ Si } \quad f_{cj}<40 \text{ MPa (Selon BAEL91).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \text{ Si } \quad f_{cj}>40 \text{ MPA (Selon BAEL91).}$$

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$

I.4.3.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " tj f " est déterminée par trois essais :

- En traction directe.
- En traction par fondage.

➢ En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton tj f est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

f_{tj}= 0,6+0,06 f_{cj} (f_{t28}**=2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

I.4.3.d.Module d'élasticité:

I.4.3.d.a. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module de déformation transversal **G** est donnée par la formule suivante :

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

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0{,}2\ à\ l'ELS. \\ 0\ à\ l'ELU. \end{cases}$$

I.4.3.d.b. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :**(selon CBA93)**

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$$ E_{I28}=32164,195 MPa. ► **Art [A.2.1.2.1]** ◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$ E_{V28}= 10721,40 MPa. ►**Art [A.2.1.2.2]** ◄

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

I.4.3.e.Contraintes limites :

I.4.3.e.a. Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant et donné par le **(CBA 93)** ► **Art [A.2.1.1.3.]** ◄ **:**

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min ($\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa .

❖ Fissuration peu nuisible :

τ_u = min ($\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa.

I.4.3.e.b. Contrainte de déformation:

❖ **Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficient\ de\ sécurité \begin{cases} 1,5\ situation\ durable \\ 1,15\ situation\ accidentelle. \end{cases}$$

- 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.4.3.f.Contraint limite à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.fc_{28} (σ_{bc} =15MPa)

I.4.3.g.Diagramme contrainte- déformation (σ= f (ξ)): ►►Art [A.4 .3.4 .1] ◄◄

◆**Diagramme Parabole – Rectangle :**

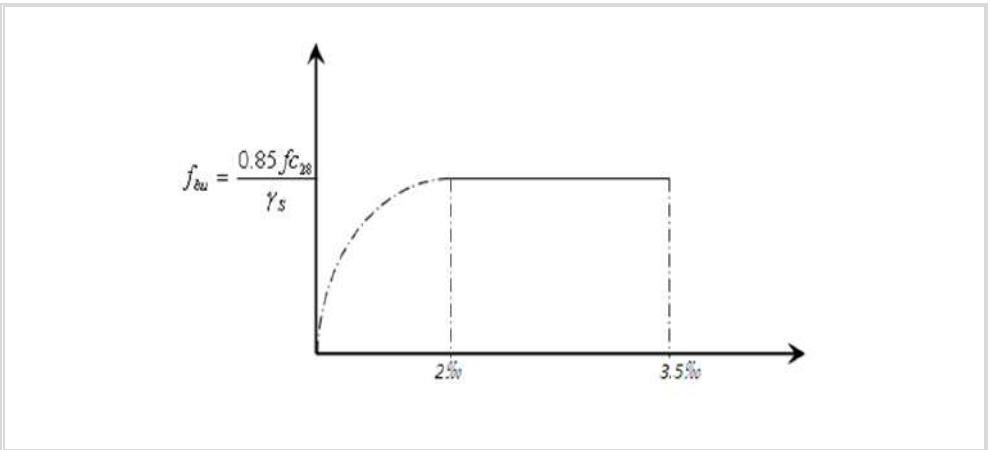


Figure.I.1. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.

- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3,5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

◆**Diagramme Rectangulaire :**

Cas d'emploi :

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la Figure .I.8.

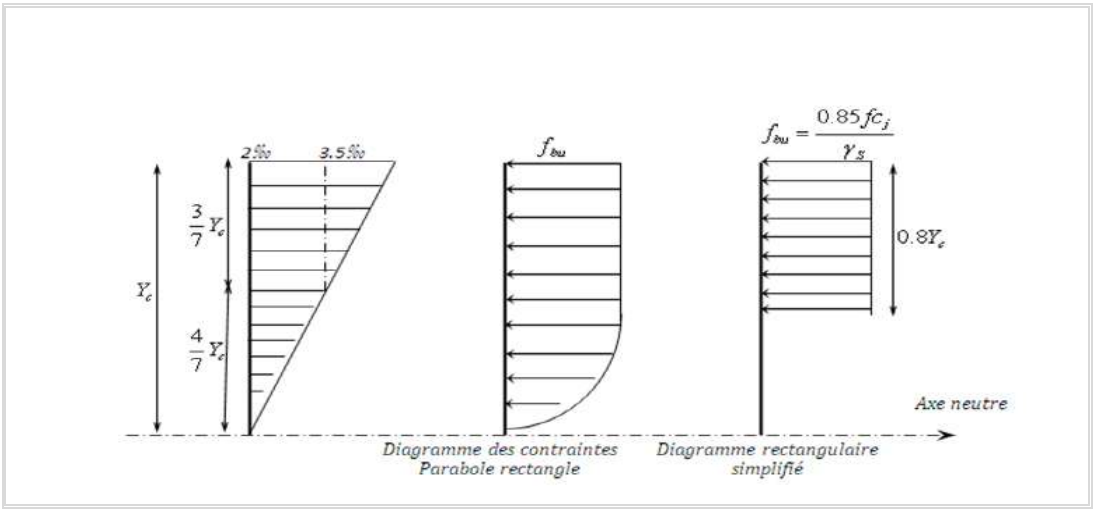


Figure.I.2. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.4.4. L'acier :

I.4.4.a.Types 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. Caractéristiques mécanique des aciers

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
PML	FeE	235		Poutrelle pour plancher
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.4.4.b.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé : Es=2.10^5MPa

❖ **Contraintes limites :**

◆ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **Diagramme contraintes- déformations :**

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

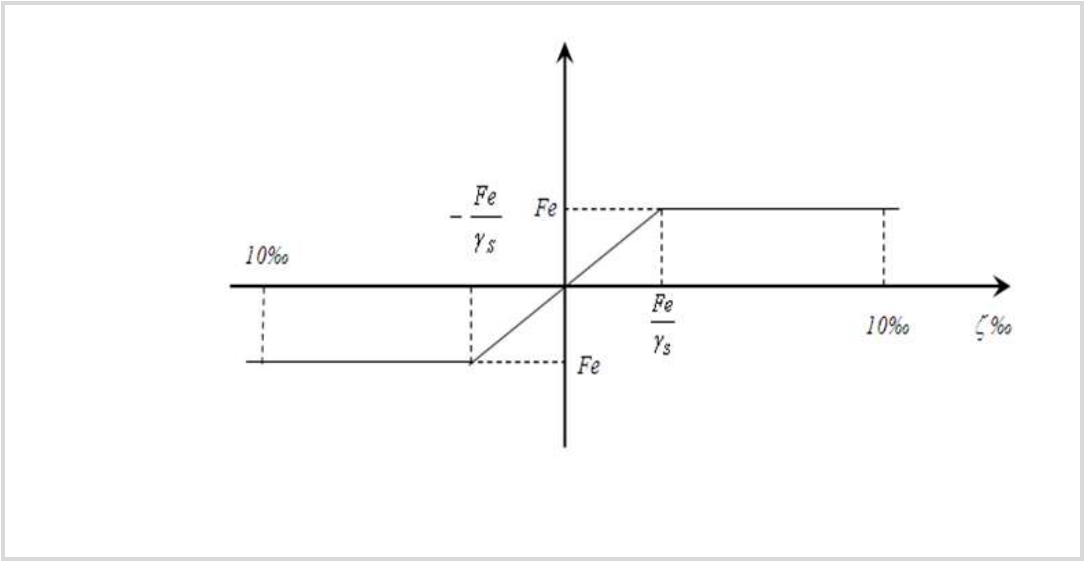


Figure.I.3. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s : $coefficient\ de\ sécurité \begin{cases} 1{,}15\ situation\ durable. \\ 1{,}00\ situation\ accidentelle. \end{cases}$

- **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois casengendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\ [2\ f\ /\ 3; 110.\sqrt{\eta.\ f_{tj}}]$[MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min[f/\ 2; 90.\sqrt{\eta.\ f_{tj}}]$[MPa]

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}00\ pour\ les\ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés. \\ 1{,}60\ pour\ les\ armatures\ à\ haute\ adhérance. \end{cases}$$

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t21} = 2.1MPa

E_{i28} = 32164.195MPa

$E_{v28} = \frac{1}{3}$ E_{v28} = 10721.398 MPa

σ_{bc} = **14.2 MPa** : Situation durable.

18.5 Mpa : Situation accidentelle.

$\overline{\tau u}$ = **3.33 Mpa** : Fissuration peu nuisible.

2.5 Mpa : Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\overline{\sigma bc}$ = 15 MPa.

† F_e E400, f = 400 : Pour les armatures longitudinales.
† F_eE 235, f = 235 : Pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma_s}$= 202MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II. PREDIMENSIONNEMENT:

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 **RPA99** Version 2003 et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement 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.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

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

L = 4.05 m

$$\frac{405}{20} \geq h_t \geq \frac{405}{25} \rightarrow 16.2\ cm \geq h_t \geq 20.25\ cm$$

On prend donc ht= 20 cm 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.

- **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

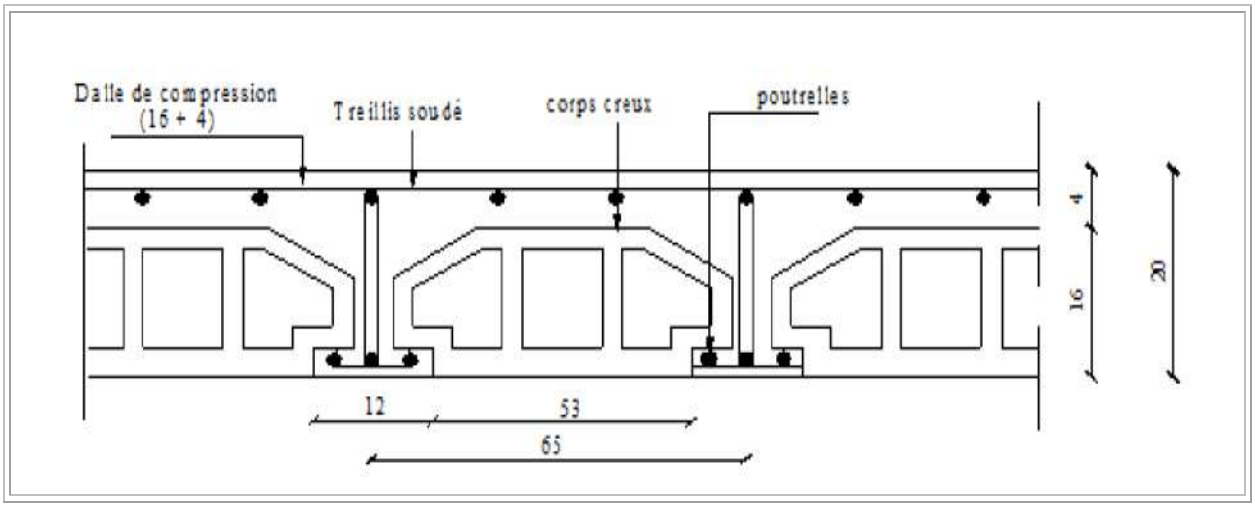


Figure.II.1. Schéma du plancher.

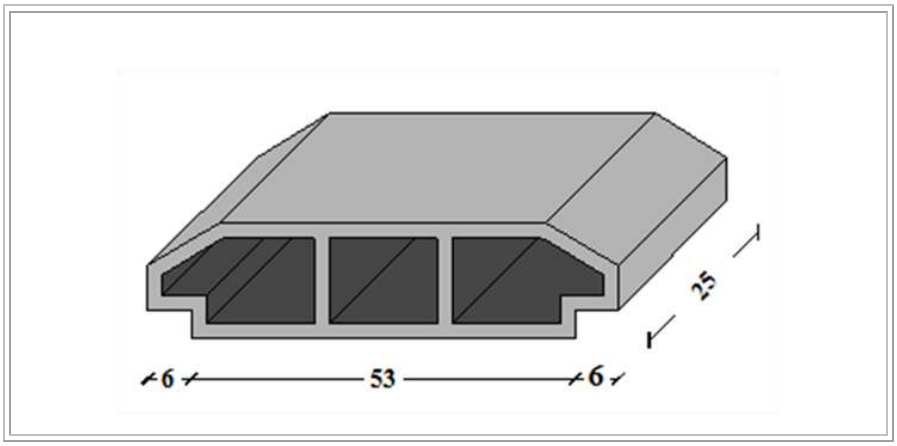


Figure.II.2. Dimensions du corps creux.

➢ **Plancher à corps creux pour les balcons :**

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

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

L = 4.90 m.

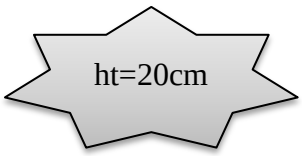
$$\frac{490}{20} \geq h_t \geq \frac{490}{25} \rightarrow 24.5cm \geq h_t \geq 19.6\ cm$$

On prend donc ht= 20 cm 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.



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 lesquels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance:**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

L= 1.49 m⟶ 4.25 cm ≤ ep ≤ 4.96cm

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L= 2.37 m⟶ 5.26cm ≤ ep ≤ 5.93 cm

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

ep : épaisseur de la dalle

❖ **Sécurité contre l'incendie:**

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

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

❖ **Critère d'isolation acoustique:**

e_p = 15 cm.

❖ **Condition de la flèche:**

- Si $L \leq 5$ m $\Rightarrow f \leq L/500$
- Si $L > 5$m $\Rightarrow f \leq (L/1000) + 0{,}5$ cm

❖ **Conclusion:**

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15 cm.

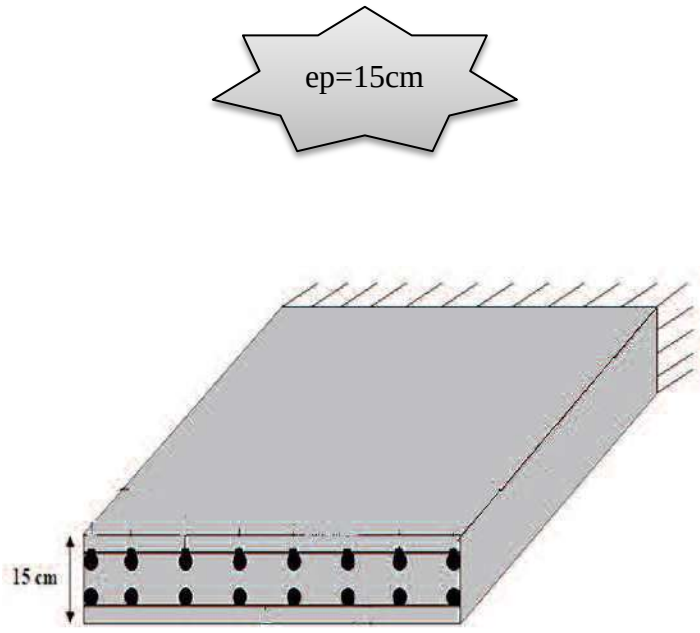


Figure.II.3. Dimensions de la dalle pleine

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1. charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2. charge permanente du mur extérieur.

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				5.25

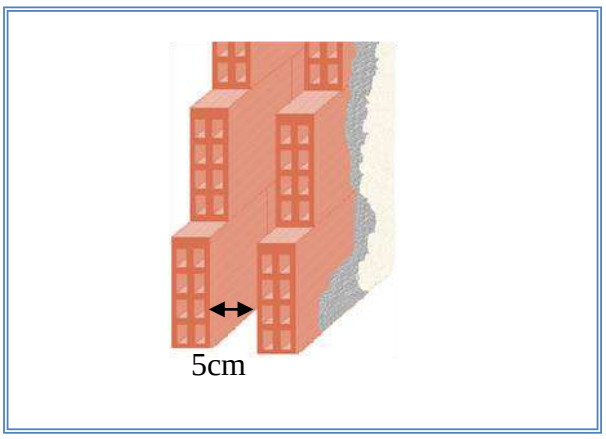


Figure.II.4. Mur double cloison.

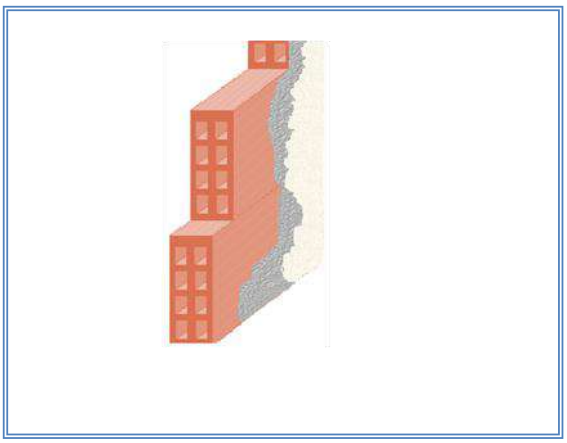


Figure.II.5. Mur simple cloison.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.08
2	Etanchéité multicouche	0.02	-	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.01	22	2.20
5	Film polyane	-		0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				6.45



Figure.II.6. Constituant d'un plancher terrasse.

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 :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple cloison	0,1	-	1.62
Total				6.01

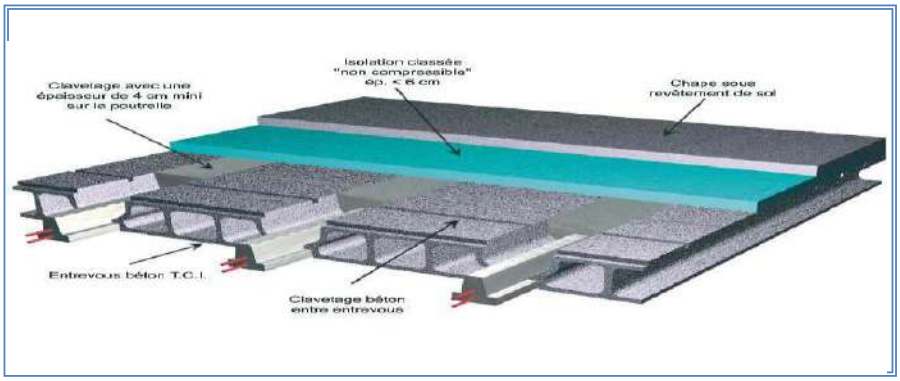


Figure.II.7. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Plancher courant à usage d'habitation **: Q= 1.5 KN/m².**

Le R.D.C à usage commercial : **Q= 5 KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine :

II .3.4.a. Balcons de la terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,00
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
Total			G = 7.35

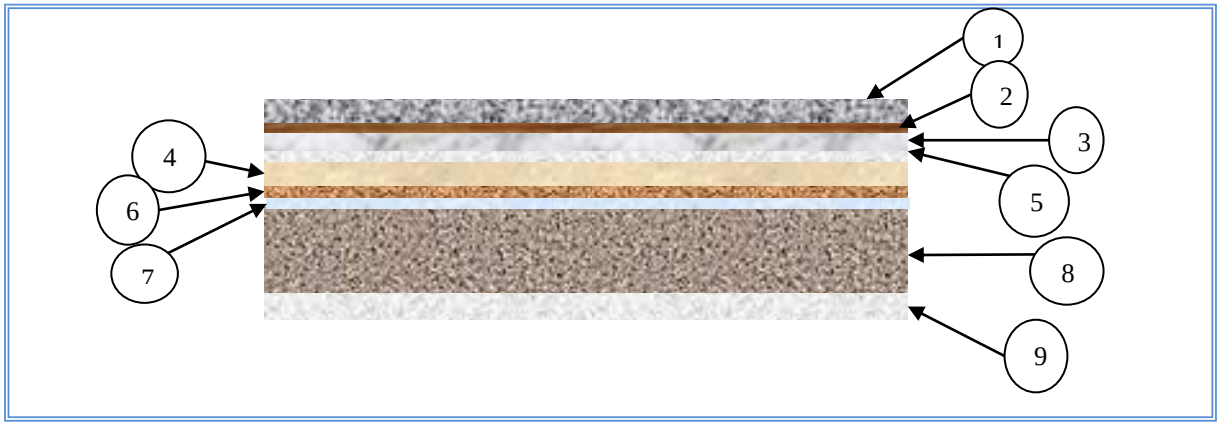


Figure.II.8. Composants d'un balcon de la terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

❖ **Charges permanentes :**

Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple cloison	0.1	-	1.62
Total				6.91

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Pour les balcons : **Q = 3,5 KN/m².**

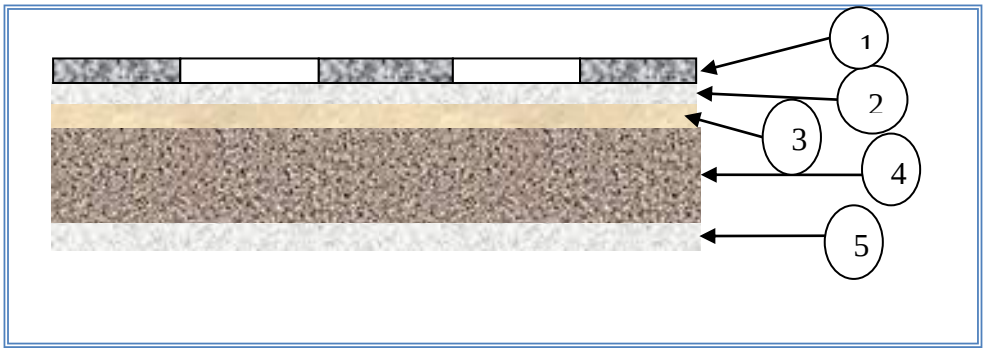


Figure.II.9. Composants d'un balcon de l'étage.

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).

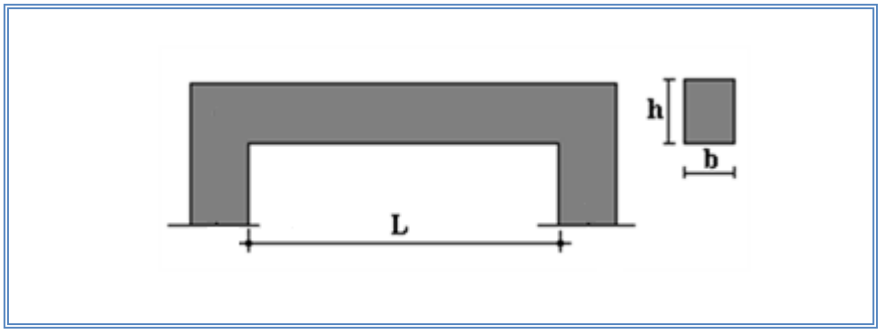


Figure.II.10. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

- 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: ►► Art [7.5.1] ◄◄ [1]

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4.0
- bmax ≤ 1.5h+b1

II.4.1. Les poutres principales:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4.90-0.30=4.60 m → 30.66 cm ≤ h ≤ 46 cm.

12 cm ≤ b ≤ 28cm.

Pour la portée de L = 4,60 m : on adopte : h = 40 cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 40 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1{,}5 \times 40 + 30 = 90\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0{,}086 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06 \quad \text{(c.v)}$$

Donc on prend : (b × h) = (30 × 40) cm²

II.4.2. Les poutres secondaires:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4,05-0.3=3.75m $\rightarrow$ 25 cm ≤ h ≤ 37.5cm

9 cm ≤ b ≤ 21 cm

Pour la portée de L = 3.75m : on adopte : h = 30 cm, b = 25 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- b = 25cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1.20 \leq 4$ (c.v)
- $b_{max} = 25\,cm \leq 1{,}5 \times 30 + 25 = 70\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

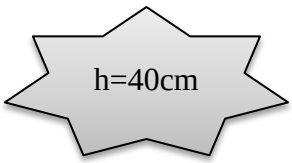
$$\frac{h}{L} = 0{,}080 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06 \quad \text{(c.v)}$$

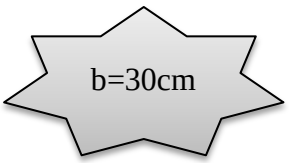
Donc on prend : (b x h) = (25 x 30) cm².

Conclusion :

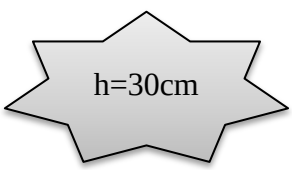
Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×40) et (25×30) cm^2 respectivement.

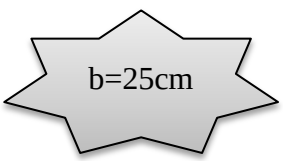
Pour les poutres principales :





Pour les poutres secondaires :





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 décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), 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 devient:(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 **(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)**

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone III*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	Sous- sol
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	35	40	40	45
	b (cm)	30	30	35	35	40	40	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- ❖ $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a :

L0= 3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants.

L0=3.23m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec RDC.

L0=3.57m : est comptée entre face supérieure du RDC avec le sous-sol.

- ❖ Pour les étages courants, le RDC et sous-sol on a Lf =0.7L0.

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- Nu : Effort normal admissible l'ELU.
- β=1.1 : plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- b= 1,50 & s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- Fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{L_f}{i}; i = \dfrac{b}{\sqrt{12}} & \text{(sectionrectangulaire)} \end{cases}$$

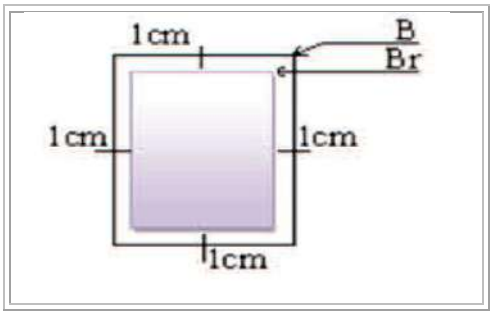


Figure.II.11. Section réduite du poteau.

Tableau.II.9. Calcule de $\overline{N}$.

	dimension	Lf (m)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$(kN)
le 5eme étage	30x30	2.14	78400	24.73	0.773	90	1146.202
le 4eme étage	30x30	2.14	78400	24.73	0.773	90	1146.202
le 3eme étage	35x35	2.14	108900	21.20	0.792	122.5	1630.722
le 2eme étage	35x35	2.14	108900	21.20	0.792	122.5	1630.722
le 1eme étage	40x40	2.14	144400	18.55	0.805	160	2196.845
RDC	40x40	2.26	144400	19.58	0.800	160	2183.581
Entre sol	45x45	2.49	184900	19.24	0.802	202.5	2801.09

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

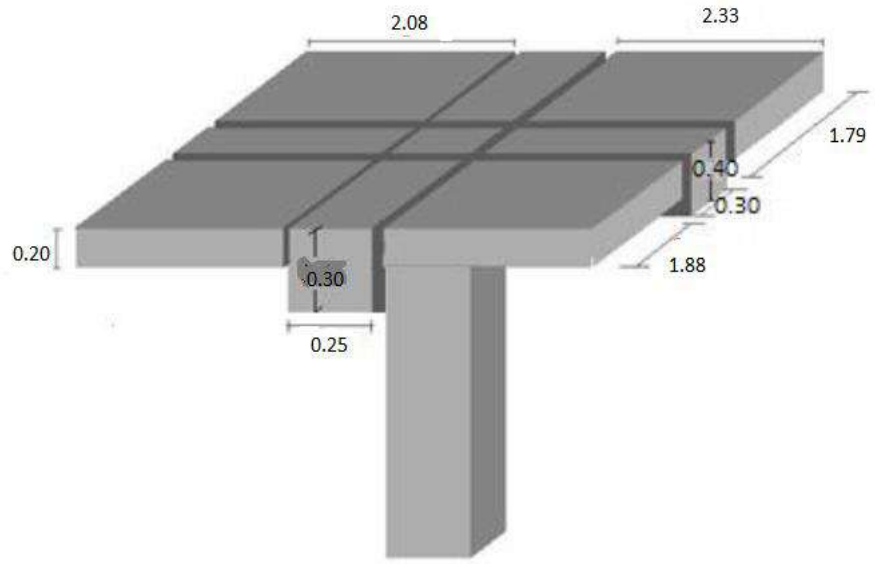


Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité.

le poteau le plus sollicité situe au voisinage poteau de la rive.

- Surface du plancher revenant au poteau:

Sp = (2.08+2.33)x(1.79+1.88) =16.18 m2

- Surface totale:

St = (2.08+0.25+2.33)x(1.79+0.30+1.88) = 18.50 m2

II.5.6. Descente des charges:

On calcule 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.

II.5.6.a.Charges 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.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher $4^{ème}$ étage : Q_0+Q_1

Plancher $3^{ème}$ étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher $2^{ème}$ étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher $1^{ème}$ étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Entre sol Q 0 +0.70 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+ Q6)

Tableau.II.10. Détermination des charges d'exploitations.

	q(kN/m²)	st (m²)	Q (KN/m²)	∑Qi (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
5eme étage	1	18.50	18.50	Q0=	-	-	18.50
4eme étage	1.5		27.75	Q1=	27.75	1	46.25
3eme étage	1.5		27.75	Q2=	55.5	0.95	71.23
2eme étage	1.5		27.75	Q3=	83.25	0.90	93.43
1eme étage	1.5		27.75	Q4=	111	0.85	112.85
RDC	1.5		27.75	Q5=	138.75	0.80	129.5
Entre sol	5		92.5	Q6=	231.25	0.75	191.938

II.5.6.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau.II.11. Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G cum (KN)	Q cum (KN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$
5ème étage	Poutre P	13.80	132.08	132.08	18.50	206.054	226.660	1146.202	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	6.89							
	Plancher	104.36							
4ème étage	Poutre P	13.80	124.96	257.04	46.25	416.373	458.010	1146.202	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	6.83							
	Plancher	97.24							
3ème étage	Poutre P	13.80	127.44	384.48	71.23	625.885	688.473	1630.722	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	9,37							
	Plancher	97.24							

2ème étage	Poutre P	13.80	127.44	511.92	93.43	831.235	914.358	1630.722	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	9.37							
	Plancher	97.24							
1ère étage	Poutre P	13.80	130.31	624.24	112.85	1036.295	1139.924	2196.845	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	12,24							
	Plancher	97.24							
RDC	Poutre P	13.80	130.99	773.23	129.50	12.38.111	1361.922	2183.581	Oui
	Poutre S	7.03							
	Poteau	12.92							
	Plancher	97.24							
Entre sol	Poutre P	13.80	136.15	909.38	191.938	1515.564	1667.120	2801.090	
	Poutre S	7.03							
	Poteau	18.07							
	Plancher	97.24							

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.12. Vérifications de coffrage des poteaux.

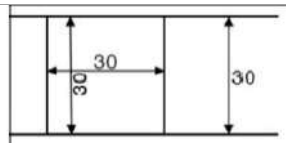
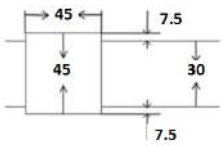
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm		Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Étage courant	Min (b, h) =30 cm≥ (he/20) = (3,06 - 0,30)/20=13,80 cm	Oui
	RDC	Min (b, h) =45 cm≥ (he/20) = (3,23 - 0,40)/20=14.15 cm	Oui
	SOUS-SOL	Min (b, h) =45 cm≥ (he/20) = (3,57 - 0,45)/20=15.6 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		Oui

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau.II.14. Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont L'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides En béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement Supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003(Art 7.7.1), exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

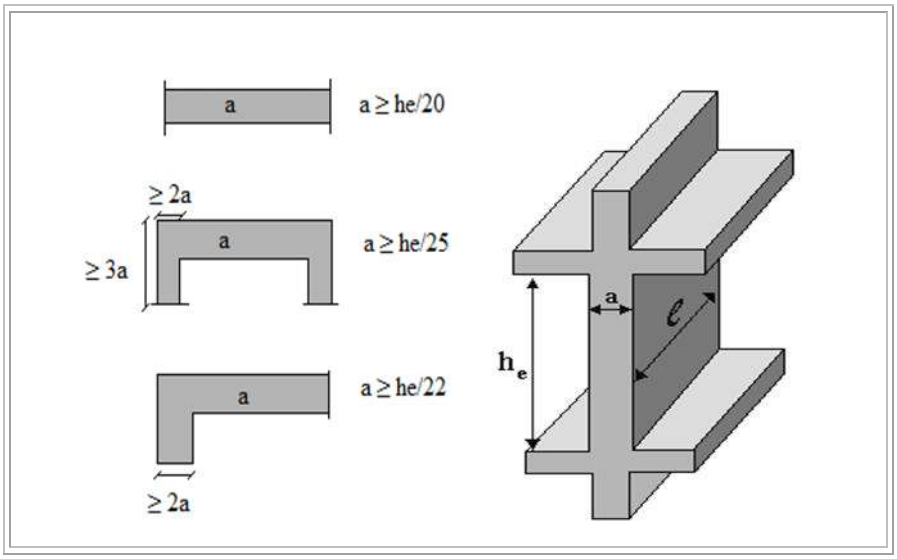


Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau.II.15. Pré dimensionnement des voiles.

	he	a (cm)
Etage courant	3.06-.35=2.71m	15
RDC	3.23-0.35=2.88m	15
Entre sol	3.57-0.35=3.22m	15

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles : a=15cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 10cm de d'épaisseur et 60cm de hauteur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

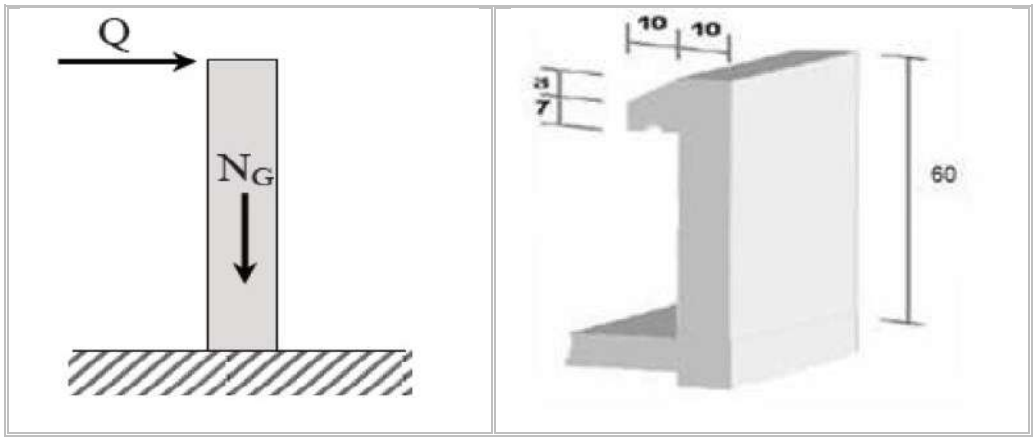


Figure. III.1:L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : *[(0,6*0,1)+(0,07)+((0,03*0,1)/2)].25*1=1.7125KN*
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×1.7125 =2,311KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1,5 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1.7125 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (60×10) cm^2 soumise à la flexion composée

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
b	*100*	*cm*	fc_{28}	*25*	*MPa*
h	*10*	*cm*	*FeE*	*400*	*MPa*
C_1	*2,5*	*cm*	*Sollicitations*		
C_2	*2,5*	*cm*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
Longueur de flambement			*Nu*	*2.311*	*KN*
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Mu*	*0.9*	*KN.m*
L_0	*0,6*	*m*	*Nser*	*1.712*	*KN*
L_f	*1,2*	*m*	*Mser*	*0,6*	*KN.m*

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

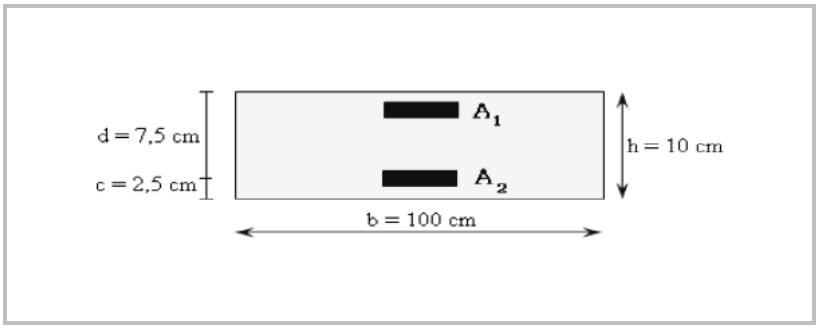


Figure III.2 : Section de B.A à l'ELU

Tableau.III.4 : la section d'armature

μ	β	A	Amin	A'	Arep	Achoisir	St
0.012	0.994	0.30	1	0	0.50≤ **A** ≤ 1.005	**A=4HA8**=2.01cm²	**St=25cm**
						Ar=3HA8=1.50cm²	**St=20cm**

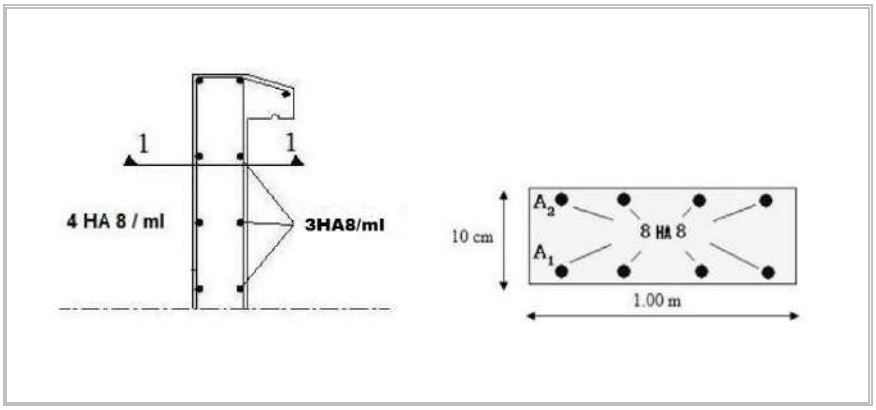
III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Tableau.III.5 : vérifications des contraints.

Vérification de contrainte à L'ELS			Vérification de cisaillement	
σ_b = 0,94Mpa	σ_{badm}=15Mpa	**vérifier**	$\tau_u = 0,02MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa$	**vérifier**
σ_s =38.62Mpa	σ_{sadm} =201.63 Mpa			

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

Figure.III.3 : Ferraillage de l'acrotère.



III.2. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression: [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, 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 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a_1 \leq 20 \text{ cm} \quad [2]$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a_2 \leq 33 \text{ cm} \quad [2]$$

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

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520), Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

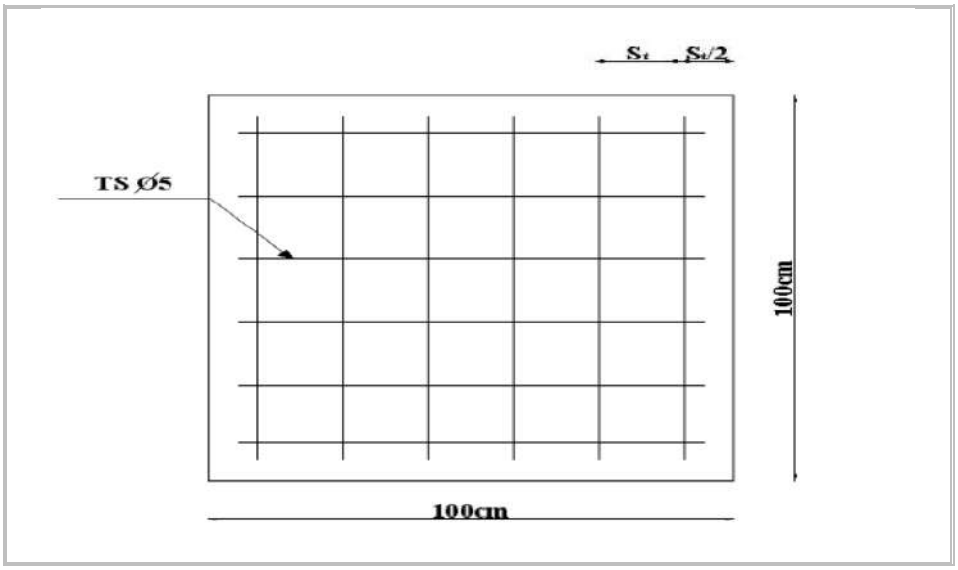
$$50\text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\ .$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires auxnervures. On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

Figure.III.4. Disposition des armatures de la table de compression.



III.2.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- Une section en T en travées
- Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

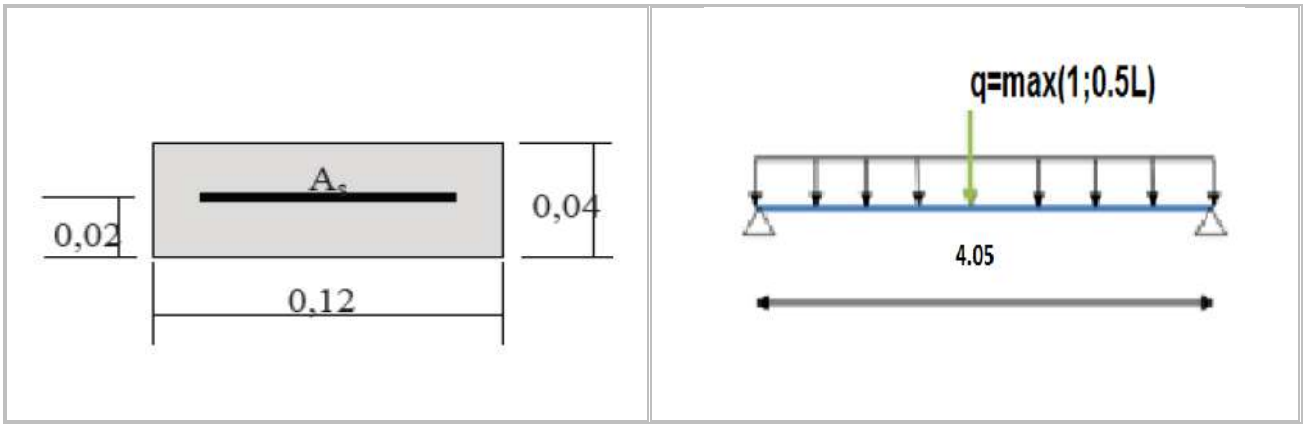
- **Calcul avant coulage:**

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

son poids propre

le poids de corps creux (entrevous)

une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 Kn ou (0.5*L) Kn , qui représente le poids d



F.III.5. Schéma statique de la poutrelle.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

- **Evaluations des charges :**

Tableau.III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4.05	2,025	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

- **Calcul des moments à ELU :**

Tableau.III.7. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.476\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2.050 KN.m$
$Mu=1,35M_G+1,5M_Q=5.067$ KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5.067 \times 10^6}{14{,}2 \times 0.12 \times (20)^2} = 7.436 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$\mu = 7.436 > \mu_l = 0{,}392$ => $A_s \neq 0$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

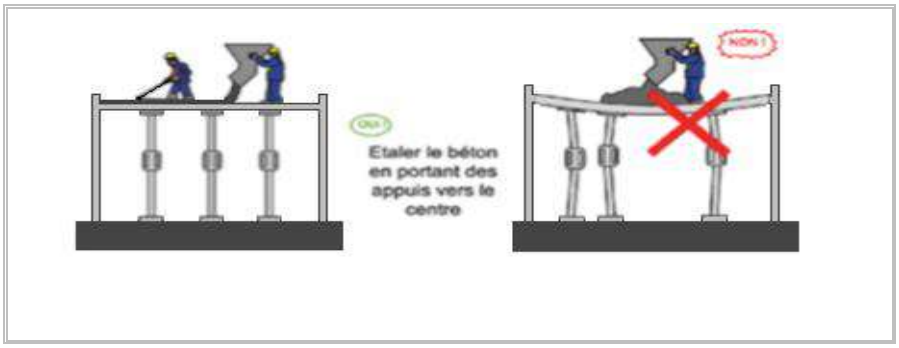


Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements.

➢ **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminé le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f limite", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention f<f limite ;

$$f = f_G + f_Q$$

tq :

f_Q : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier, Q = max (1 kN; 0.5L) m.

$$f_Q = \frac{P..L^3}{48.E.I}$$

f_G : Une flèche due à la charge répartie.

$$f_G = \frac{5.P..L^4}{384.E.I}$$

$\overline{f} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ Pour L > 500 m

$\overline{f} = \frac{L}{500}$ Pour L < 500 m

Tableau.III.8. Détermination du nombre d'étaiements

Nombres D'etainments	G (KN/ml)	Q (KN)	L (m)	f_G (mm)	f_Q (mm)	$f_G + f_Q$	$\overline{f}$	$f \leq \overline{f}$
0	0.77	2.025	4.05	144.59	136.14	280.73	8.1	CNV
1			2.025	9.037	17.02	26.06	4.05	CNV
2			1.012	0.564	2.127	2.691	2.025	CNV
3			0.506	0.035	0.266	0.301	1.012	CV

Resultants:

Alors, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de 50.6cm pour que la Poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit :

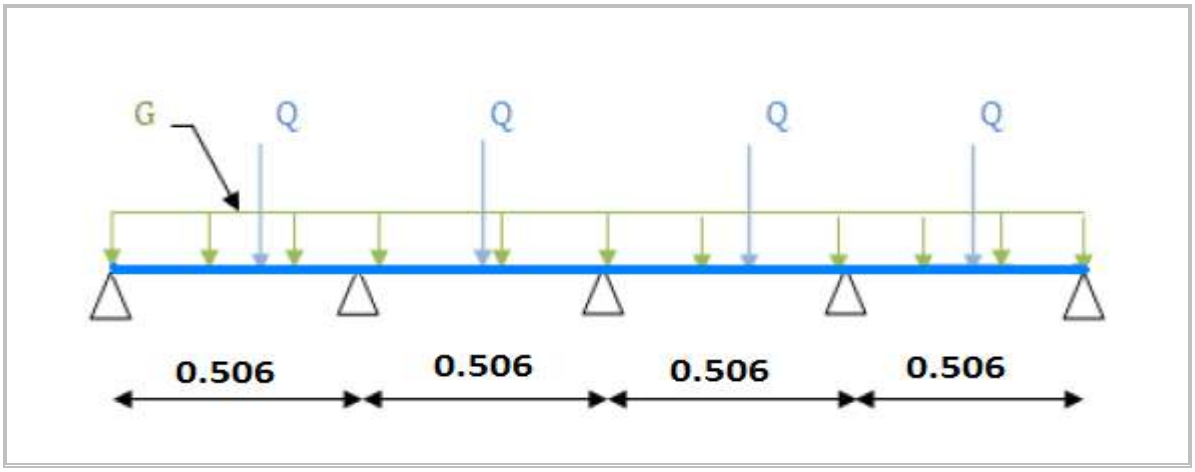


Figure III .7. Travée avec 3étaits espacée de 0.506 m

- **Après coulage :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue, trois types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

a. Méthode de calcul des poutres:

a.1 Conditions d'application :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

-Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min}\ (2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$$

-Charges concentrées :

$$P \leq \text{Min}\ (Q/4 \text{ et } 2\ KN)$$

P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

a.2.Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.

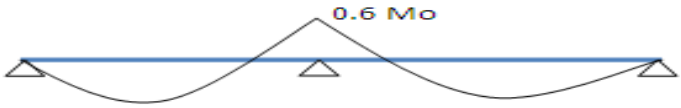
M_w : moment à l'appui de gauche.

M_e : moment à l'appui de droite.

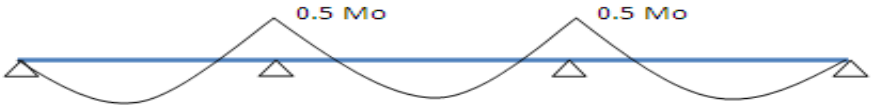
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

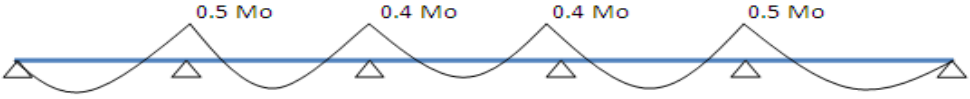
- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.



$Ma \geq 0.5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



$Ma \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) M_0: moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(M_a=0,2 M_0).

5) l'effort tranchant est égale :

T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)

T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

M_t=0,85 M_0

M_a=M_b=-0,5 M_0

b .méthode de Caquot :

Tableau.III.9. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à 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.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

➢ **Calcul des charges et surcharges :**

Tableau III. 10: Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

	G kN/m2	Q kN/m2	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.45*0.65=4.193	1*0.65=0.65	6.63	4.84
Plancher courant	6.01*0.65=3.906	1.5*0.65=0.975	6.74	4.88
Plancher de RDC	6.01*0.65=3.906	1.5*0.65=0.975	6.74	4.88
		5*0.65=3.25	10.15	7.16

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles, Notre structure comporte trois types de poutrelles :

III.2.2.1. Plancher d'habitation:

➢ **Sollicitations de calcul :**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Poutrelles à deux travées :

Pour ce type, on utilise la méthode forfaitaire

$$Q = 1.5\ KN/m^2 \leq Min\ (12.02\ KN/m^2 \text{ et } 5\ KN/m^2) \quad (cv)$$

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0.8 < L_{AB}/L_{BC} = 1.04\ KN/m^2 < 0.25 \quad (_{CV})$$

La fissuration est peu nuisible (cv)

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	13.81	9.11	2,76	8..29	-15.01	12.277
B – C	12.68	8.37	7.61	2.54	-11.762	14.375

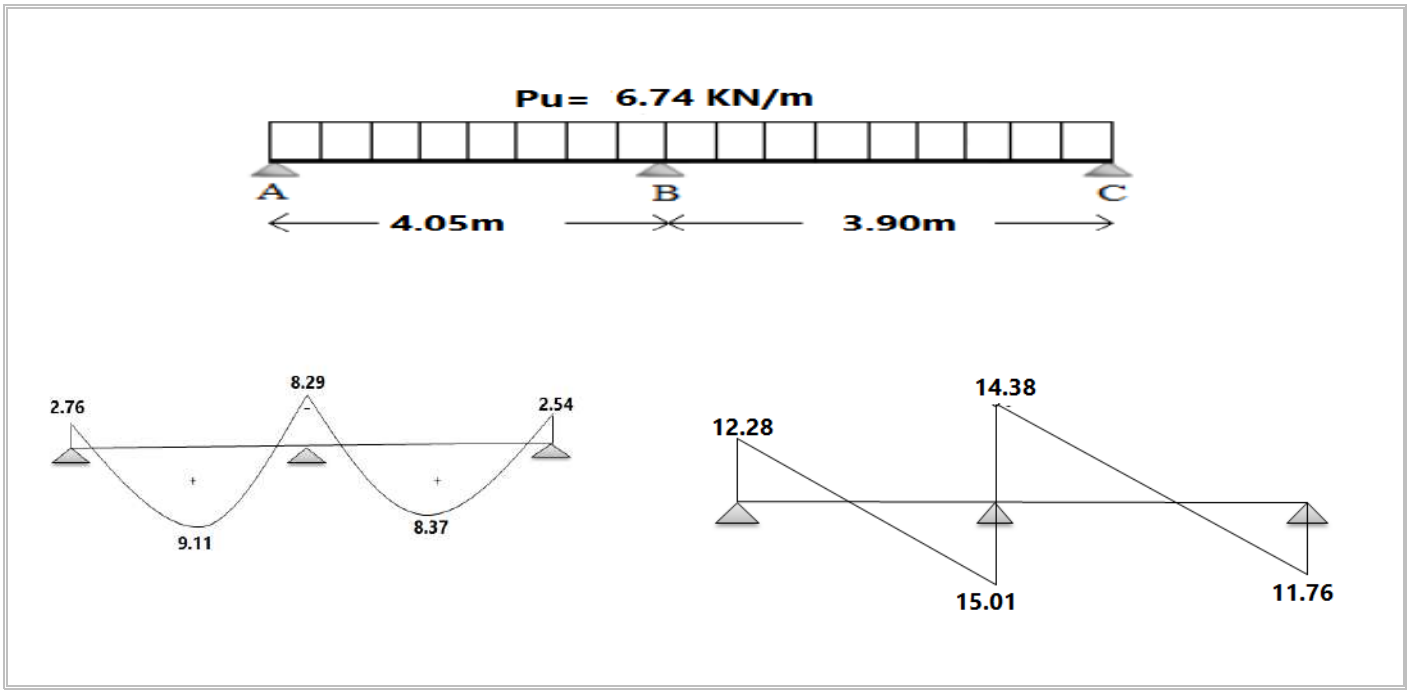


Figure.III.8. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	10.01	6.60	2.00	6.01	8.90	-10.87
B – C	9.19	6.06	5.51	1.84	10.42	-8.52

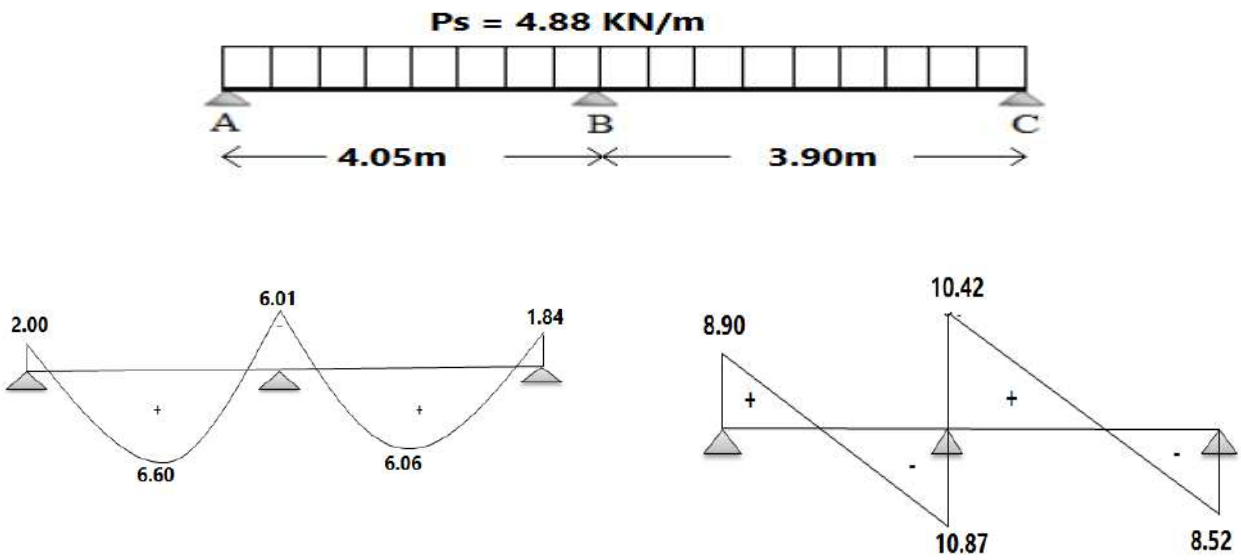


Figure.III.9. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

C. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Poutrelle à trois travées Type 2 :

L_{AB} /L_{BC} = 0.716 ⟶ 0.8 < 0.716 < 1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau.III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A – B	7,09	2.62	1.42	7.54	7.66	-11.89
B – C	13.82	4.90	7.54	10.29	12.97	-14.33
C – D	12.68	6.27	10.29	2.54	15.07	-11.08

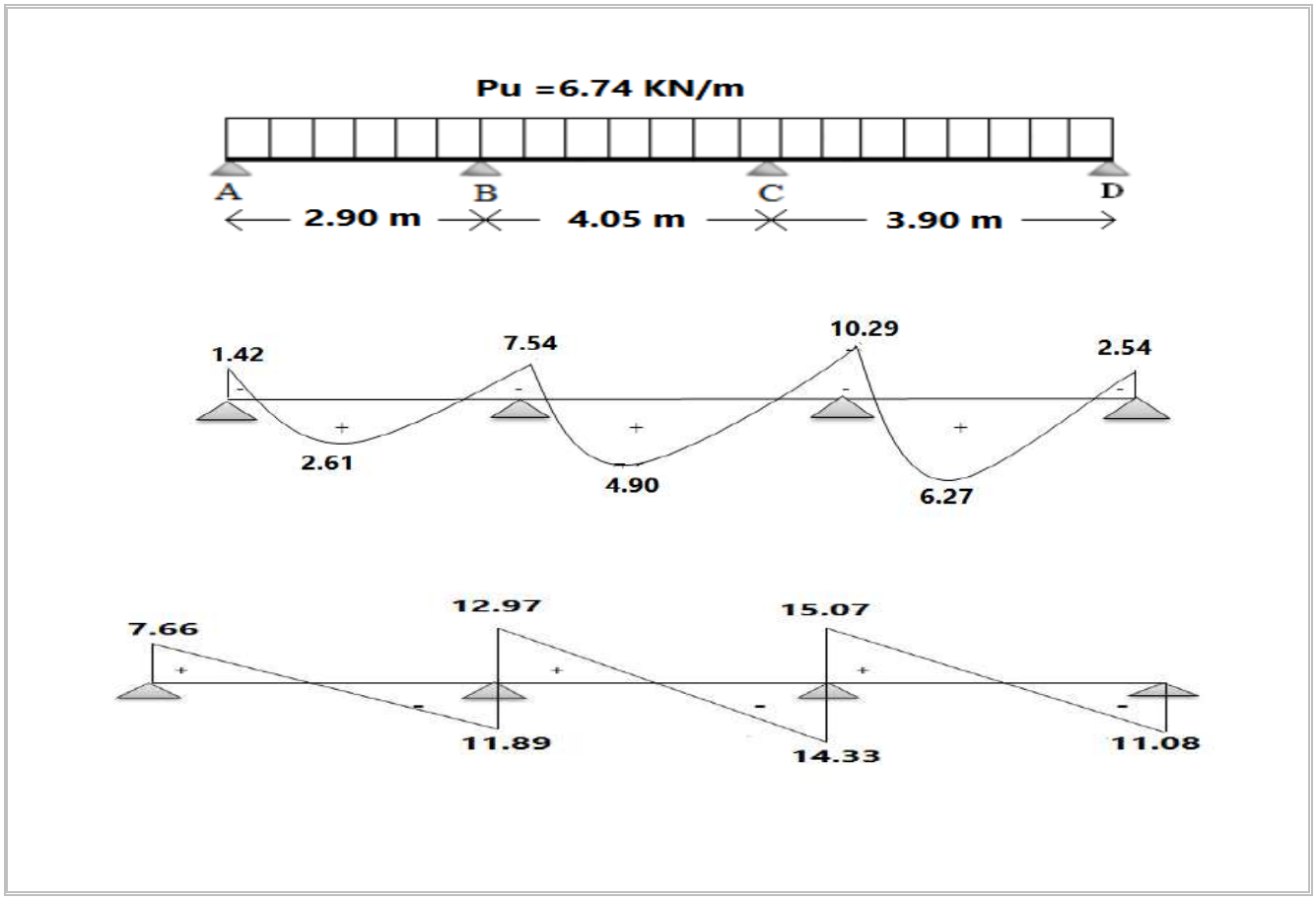


Figure.III.10. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

d.Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	5.13	1.89	1.03	5.46
B – C	10.01	3.55	5.46	7.45
C – D	9.18	4.54	7.45	4.54

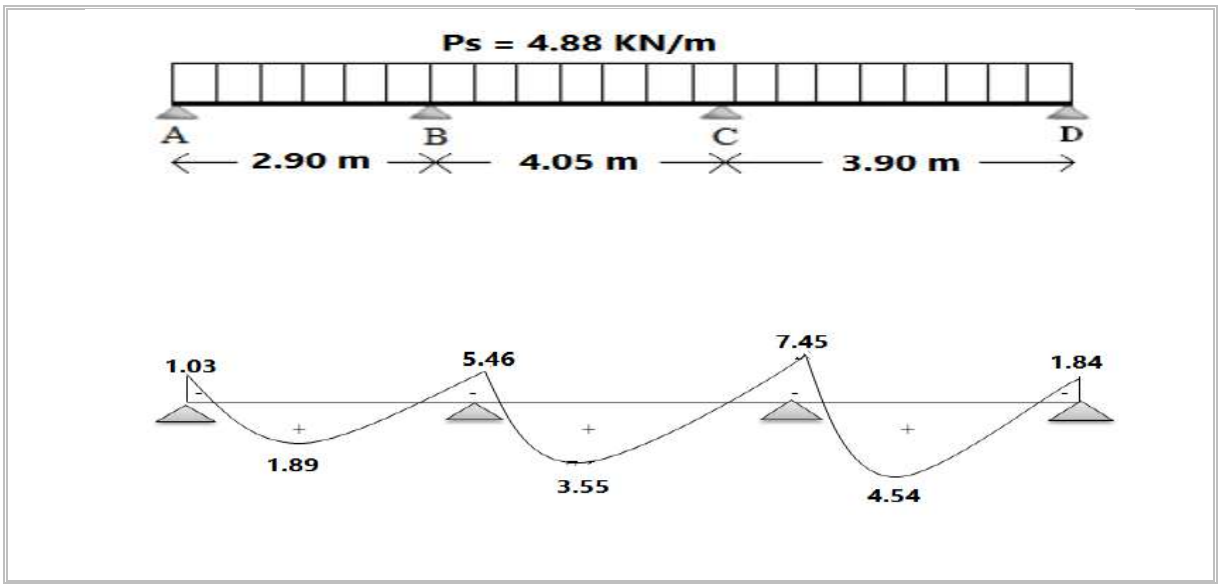


Figure.III.11. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

D. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Poutrelle à six travées Type 1 :

LAB /LBC = 0.716 ⟶ 0.8 < 0.716 < 1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant

Tableau.III.15. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
A – B	9.63	5.18	2.56	9.08	11.47	-14.81
B – C	6.14	0.25	9.08	4.80	10.68	-7.52
C – D	9.45	4.54	4.80	5.03	11.22	-11.36
D - E	7.09	1.25	5.03	6.63	9.22	-10.32
E - F	13.82	5.36	6.63	10.37	12.73	-14.57
F - G	12.68	6.27	10.37	2.56	15.07	-11.08

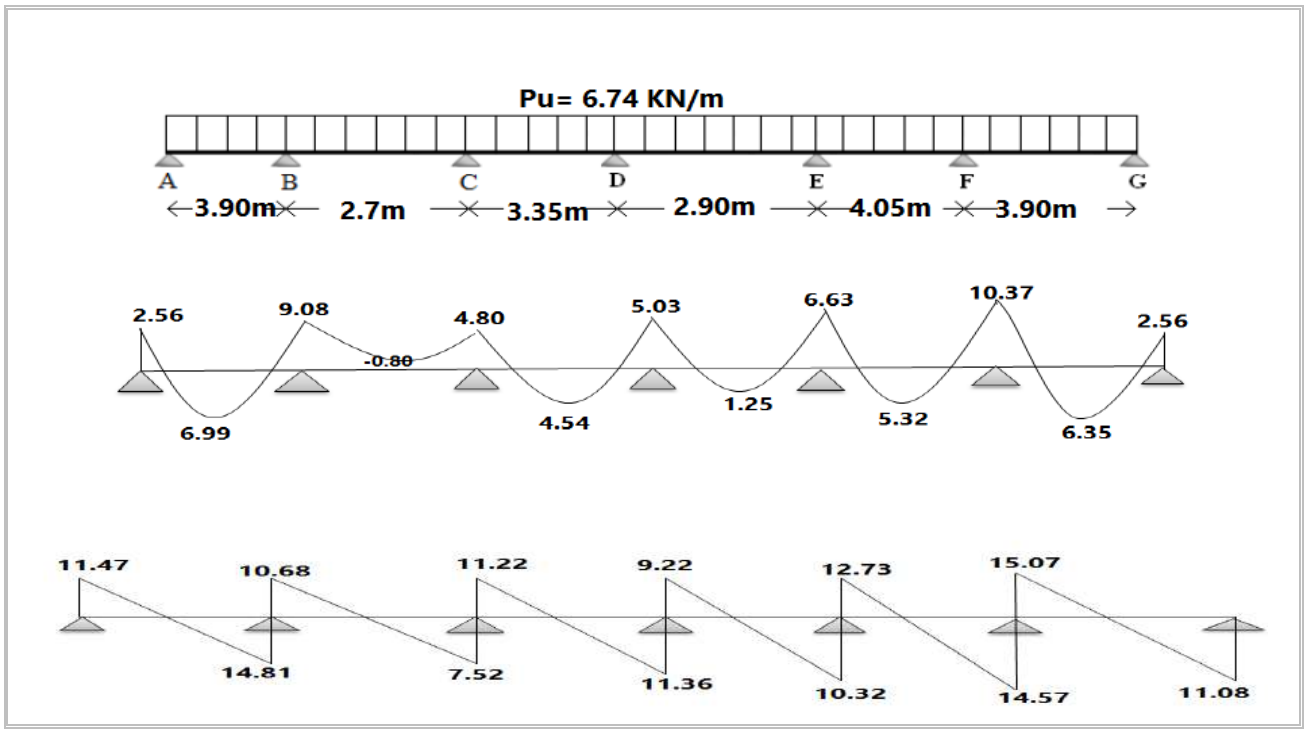


Figure.III.12. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

e. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.16. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	6.97	3.75	1.39	5.05
B – C	4.45	0.18	5.05	3.48
C – D	6.85	3.28	3.48	3.64
D - E	5.13	0.91	3.64	4.80
E - F	10.01	3.88	4.80	7.45
F - G	9.18	4.54	7.45	1.84

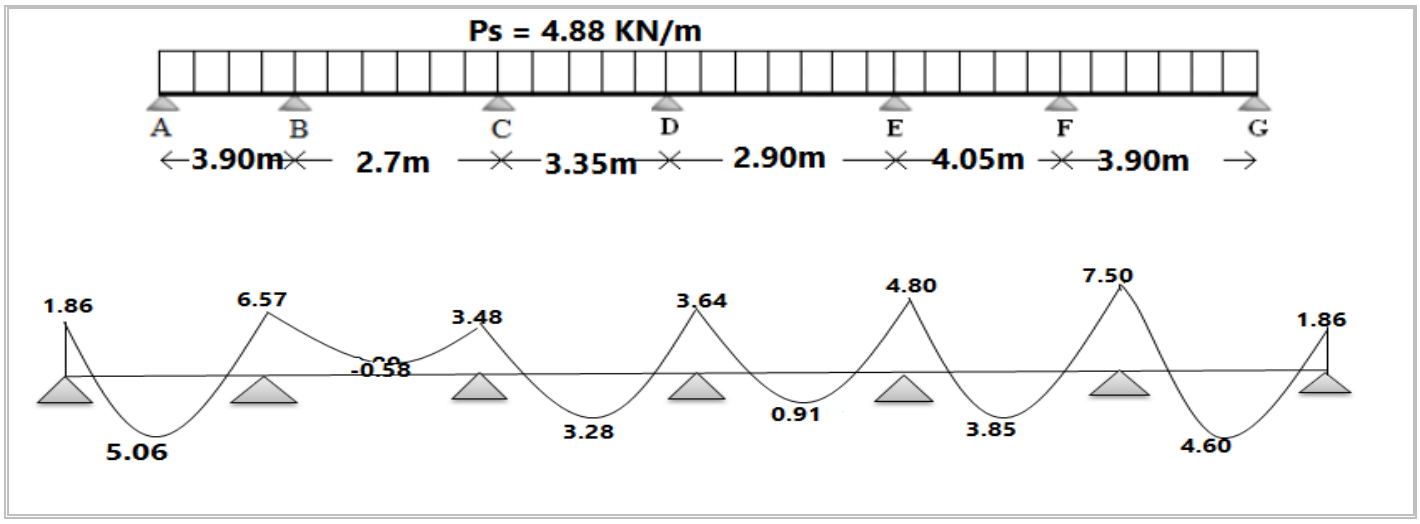


Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.2.1.a.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appui sont :

Tableau.III.17.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	8.29	9.11	15.01	6.01	6.60
référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.22.1.b.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

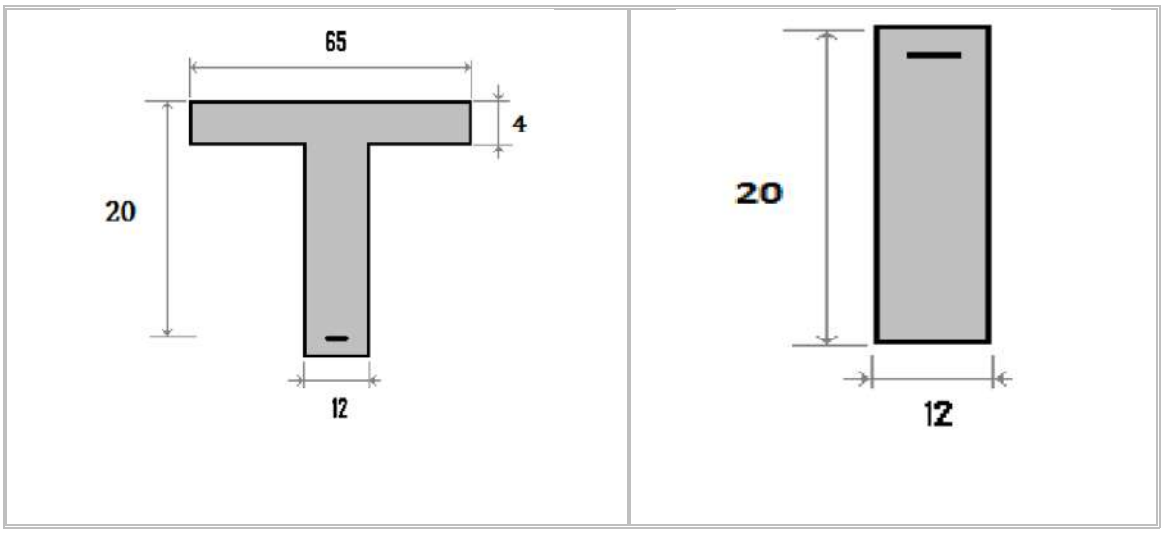


Figure III.14 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche)

En appui (à droite)

Tableau.III.18. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	9.11	8.29
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=0.65.0.04.14{,}2.10^3.(0.16-0.04/2)= 59.07$ (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,027	0,134
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,986	0,928
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.40	1.35
	A_{min} (cm^2)	1,30	2.40
	Le choix	3HA10=2,35 (cm^2)	1HA10+HA10=1.57 (cm^2)

- **Vérification à L'ELS:**

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	6.60	6.01
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	4.02	6.89
	I_G (cm^4)	9317.68	4761.98
	K (N/mm^3)	0,070	0.126
	σ_b (MPa)	2.90	8.70
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

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

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.19. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2,35	A_a=1HA10+1HA10=1.57

- **Calcul des armatures transversales:**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq \min[0.9\,d, 40\,cm] = 16.2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$ **Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 12.05cm$ **,** on adopt: S_t = 15cm

On doit vérifier les deux relations suivantes**:** $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{56*400}{120*150} = 1.24Mpa \geq \frac{1{,}15(0{,}695 - 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1)}{0{,}9 \times 400 \times (0+1)} = 0.0020Mpa$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0{,}18cm^2$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18cm^2$ (C.V)

Tableau.III.20. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2φ6	15cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15.01\times10^3}{120\times180} = 0{,}695\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\ ; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}695\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

La section du béton existant peu équilibré l'effort tranchant .

- **vérification de la flèche:**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

Tableau.III.21. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3{,}6/fe$
$h/L = 0{,}20/405 = 0{,}049$ $M_t/(15.M_0) = 6.60/(15\times10.01) = 0{,}044$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2{,}35/(12\times19) = 0{,}0103$ $3{,}6/fe = 3{,}6/400 = 0{,}009$
C.V	C.N.V

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

Avec: $f_{limite}= \frac{L}{500}= 8.1mm$

Donc: $\Delta f_t= 3.7911\ mm < f_{Limite}= 8.1\ mm$ (cv)

Tableau.III.22. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,170	0,0103	0,860	171.879	0,599	3,989	1,17
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
20804.528	6744.424	11692.306	4.05	4.990	8.636	3.65	8.1	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement **(e=16+4cm)** du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles **(3HA10=2.35 cm²).**

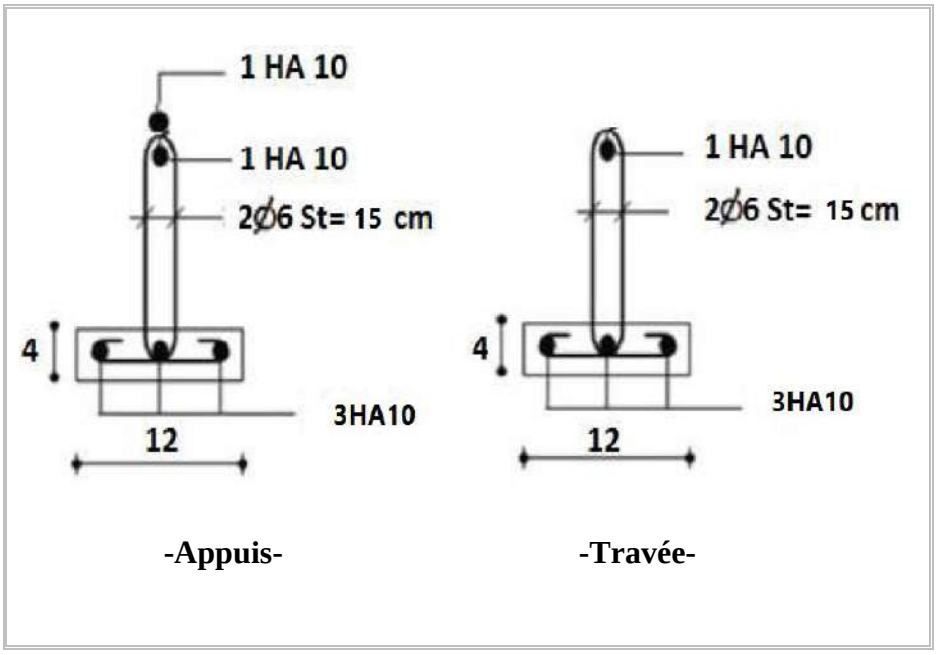


Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles.

III.2.2.2. Plancher commerce (RDC) :

- **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Poutrelles à deux travées :

Pour ce type, on utilise la méthode forfaitaire

Tableau.III.23. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	20.81	15.32	4.16	12.48	18.50	-22.61
B – C	19.10	14.06	11.46	3.82	21.66	-17.72

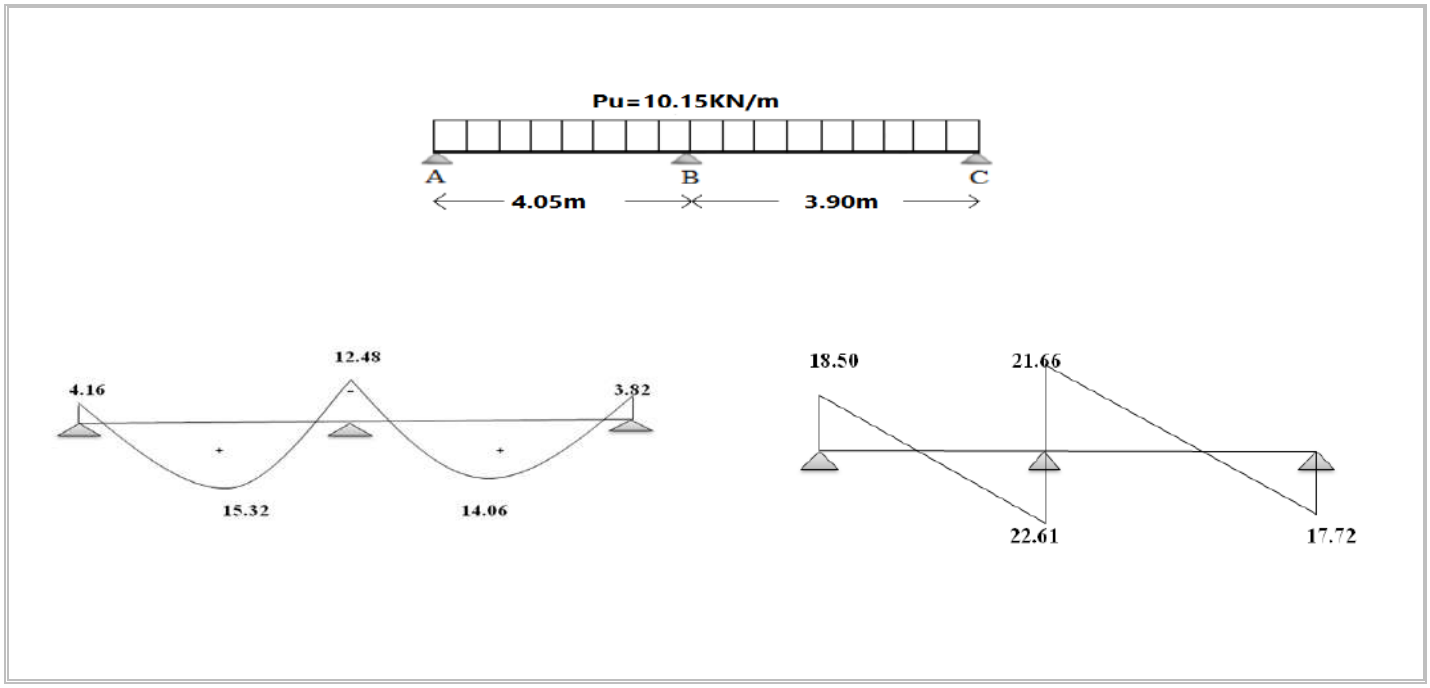


Figure.III.16. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

- **Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:**

Tableau.III.24. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	14.67	10.80	2.93	8.80	13.04	-15.94
B – C	13.47	9.92	8.08	2.69	15.27	-12.50

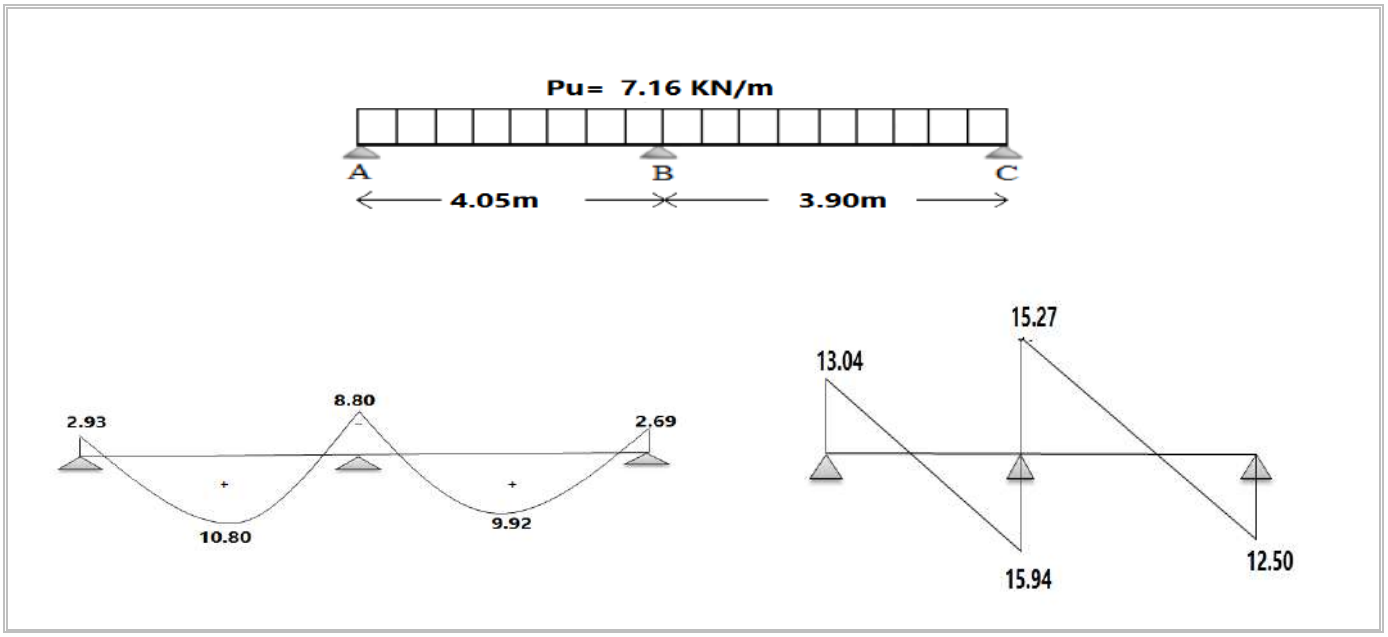


Figure.III.17. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

- **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Poutrelle à trois travées Type 2 :

L_{AB} /L_{BC} = 0.716⟶ 0.8 < 0.716 < 1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau.III.25. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A – B	10.67	3.92	2.13	11.36	11.54	-17.90
B – C	20.81	7.38	11.36	15.50	19.53	-21.58
C – D	19.10	9.44	15.50	3.82	22.70	-16.58

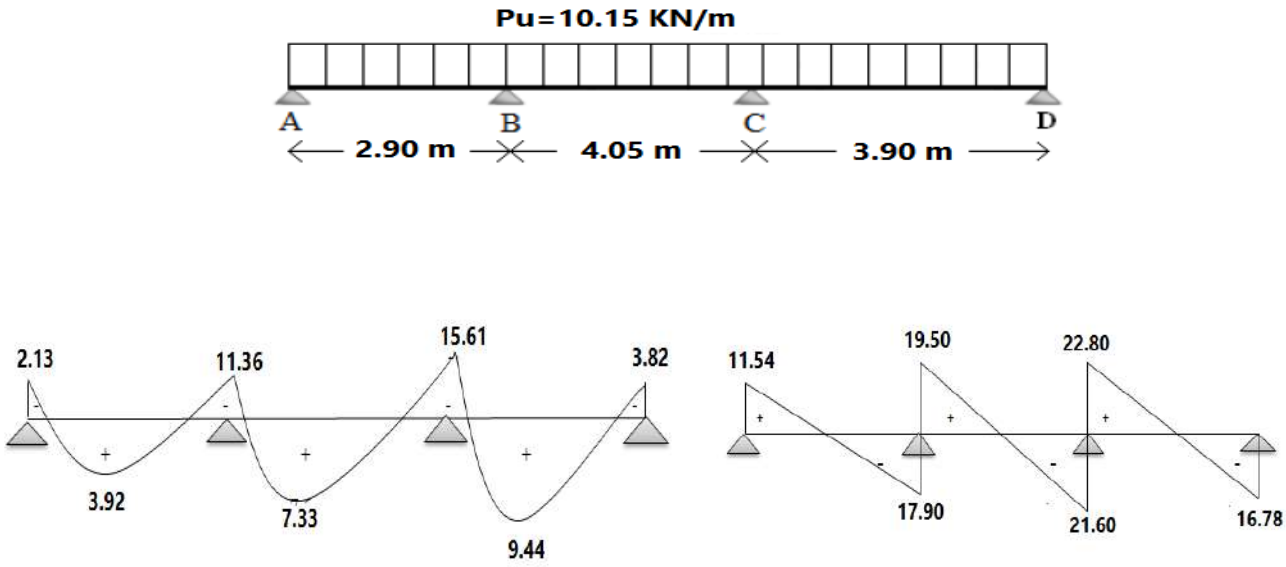


Figure.III.18. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

- **Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:**

Tableau.III.26. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	7.53	2.77	1.51	8.01
B – C	14.68	5.12	8.01	10.93
C – D	13.47	6.66	10.93	2.69

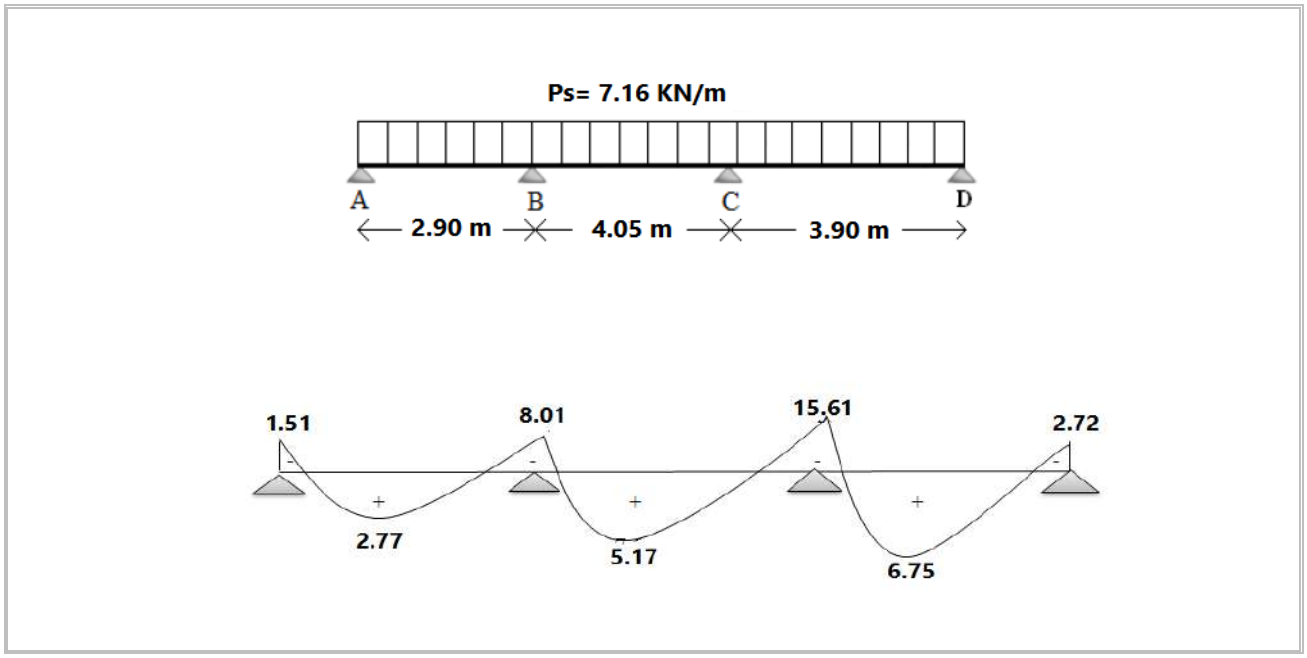


Figure.III.19. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

- **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Poutrelle à six travées Type 3 :

LAB /LBC = 0.716 ⟶ 0.8 < 0.716 < 1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau.III.27. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
A – B	9.63	5.18	1.93	6.97	9.90	-12.88
B – C	6.14	0.25	6.97	4.80	9.90	-8.30
C – D	9.45	4.45	4.80	7.58	11.22	-11.36
D - E	10.67	1.89	7.58	9.99	13.89	-15.55
E - F	20.81	12.64	9.99	6.36	21.45	-19.66
F - G	19.10	9.44	15.50	3.82	22.70	-16.68

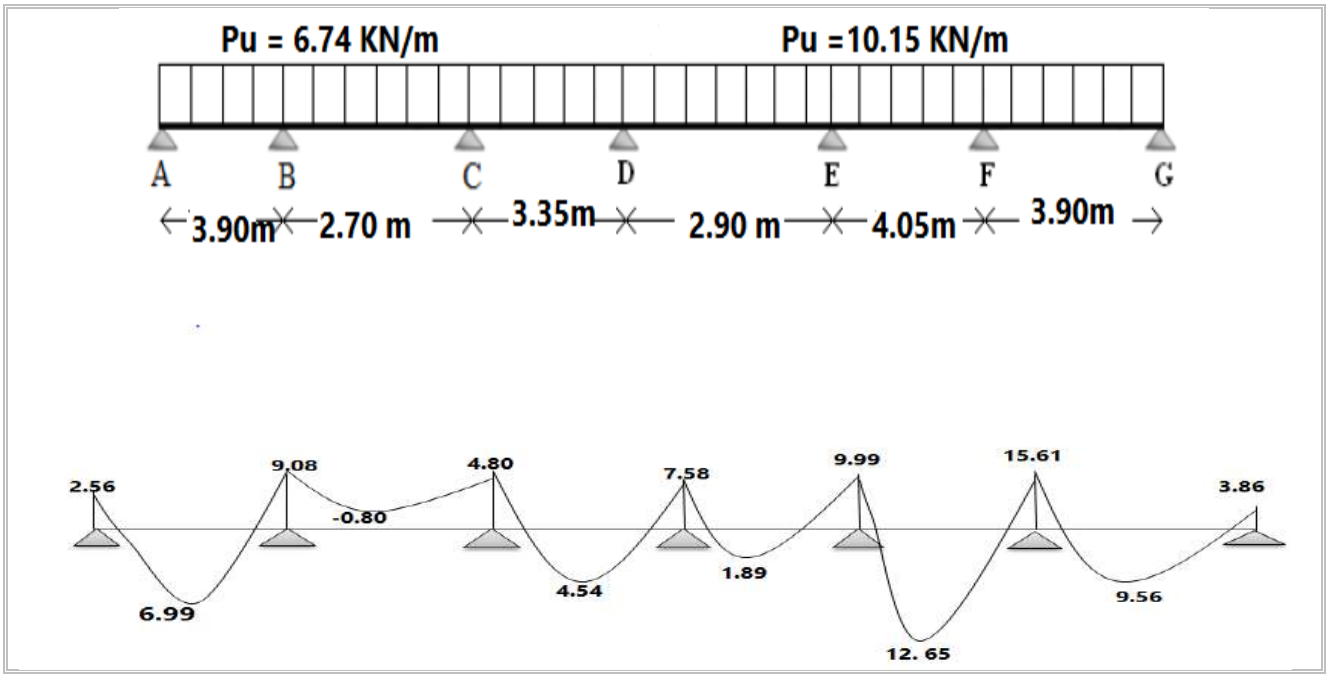


Figure.III.20. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

- **Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:**

Tableau.III.28. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	6.97	3.75	1.39	5.05
B – C	4.45	0.18	5.05	3.48
C – D	6.85	3.28	3.48	3.64
D - E	7.53	1.33	5.35	7.04
E - F	14.68	5.69	7.04	10.93
F - G	13.47	6.66	10.93	2.93

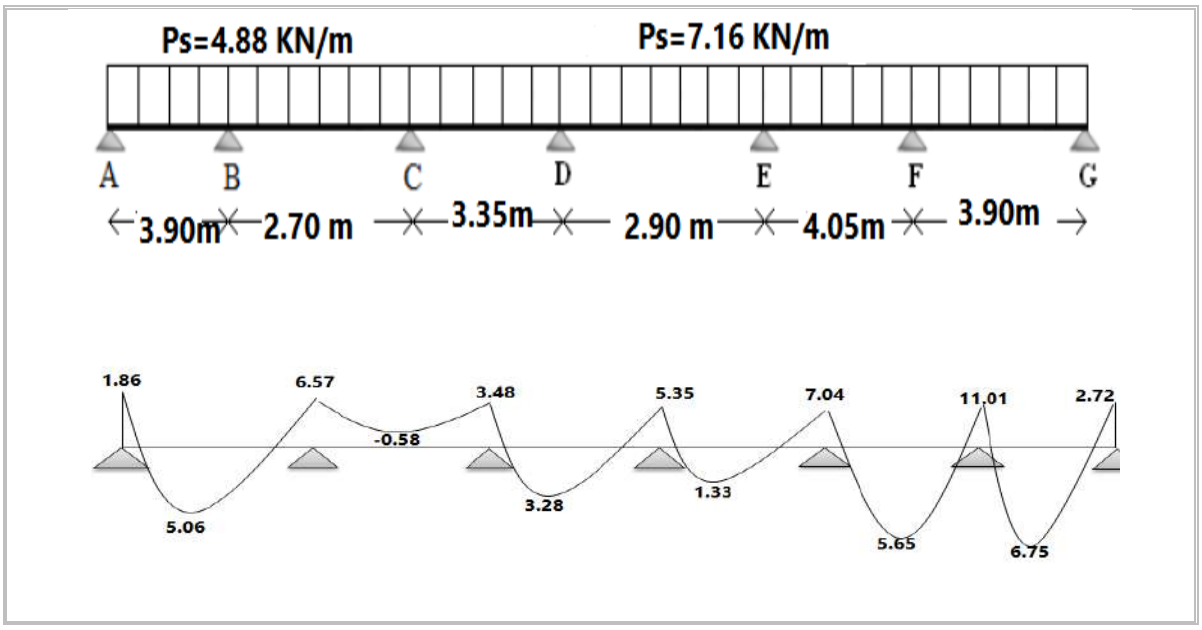


Figure.III.21. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.2.2.a.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appui sont :

Tableau.III.29.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	12.48	15.32	22.61	10.80	9.92
référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.2.2.2.b.Ferraillage des poutrelles :

- **Calcul des armatures longitudinales:**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

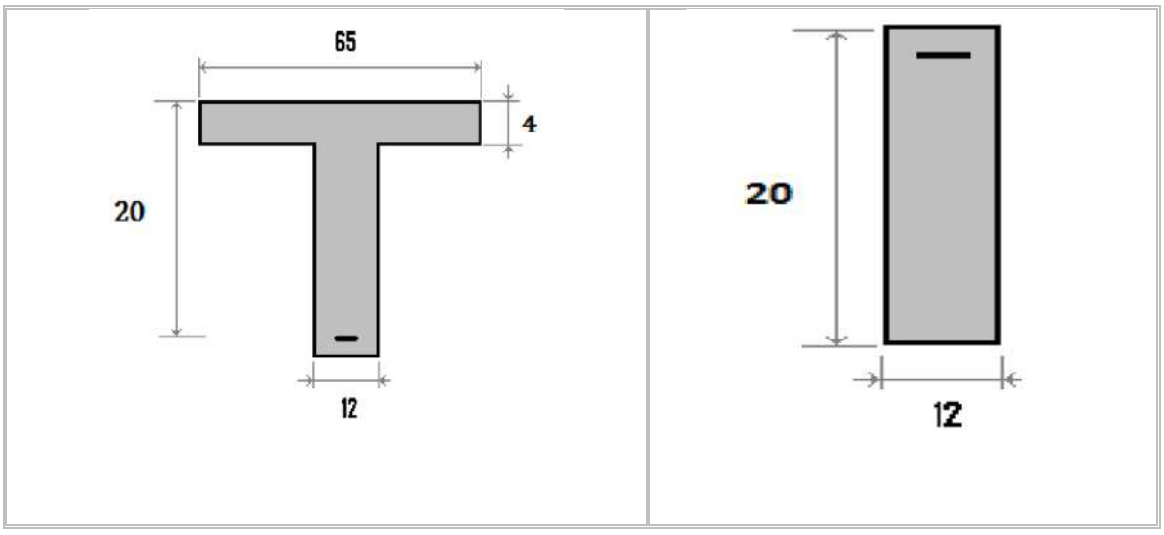


Figure III.22 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche)

En appui (à droite)

Tableau.III.30. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	15.32	12.48
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=0.65.0.04.14{,}2.10^3.(0.16-0.04/2)= 59.07$ (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,046	0,202
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,976	0,866
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.35	2.14
	A_{min} (cm^2)	1,30	2.40
	Le choix	3HA10=2.35 (cm^2)	1HA12+1HA12=2.26 (cm^2)

- **Vérification à L'ELS:**

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	10.80	8.80
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	4.02	7.91
	I_G (cm^4)	9317.66	6148.95
	K (N/mm^3)	0.115	0.143
	σ_b (MPa)	4.7	11.33
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.31. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2.35cm²	A_a=1HA12+1HA12=2.26cm²

- **Calcul des armatures transversales:**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- **Escapement:**

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,40\,cm] = 16.2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$ **Art.7.5.2.2: RPA 99 version 2003**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 12.05cm$ **,** on adopt*:* S_t = *15cm.*

On doit vérifier les deux relations suivantes**:** $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{56*400}{120*150} = 1.24Mpa \geq \frac{1{,}15(1.047 - 0{,}3\times 2{,}1\times 1)}{0{,}9\times 400\times(0+1)} = 0.0013Mpa$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0{,}18cm^2$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18cm^2$ (C.V)

Tableau.III.32. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2φ6	15cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{22.61\times10^3}{120\times190} = 0.991\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\ ; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.991\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

La section du béton existant peu équilibré l'effort tranchant .

- **vérification de la flèche:**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps

Tableau.III.33. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3{,}6/fe$
$h/L = 0{,}20/405 = 0{,}049$ $M_t/(15.M_0) = 10.80/(15\times14.68) = 0{,}049$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2{,}35/(12\times19) = 0{,}0103$ $3{,}6/fe = 3{,}6/400 = 0{,}009$
C.V	C.N.V

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

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

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{5000} = 8.1mm$

Donc: $\Delta f_t = 6.067\ mm < f_{Limite} = 8.1\ mm$ (cv)

Tableau.III.34. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,170	0,0103	0,860	281.257	0,731	3.988	1,17
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20804.528	5840.0.83	10558.52	4.05	9.430	15.218	6.21	8.1	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement **(e=16+4cm)** du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles **(3HA10=2.35cm²).**

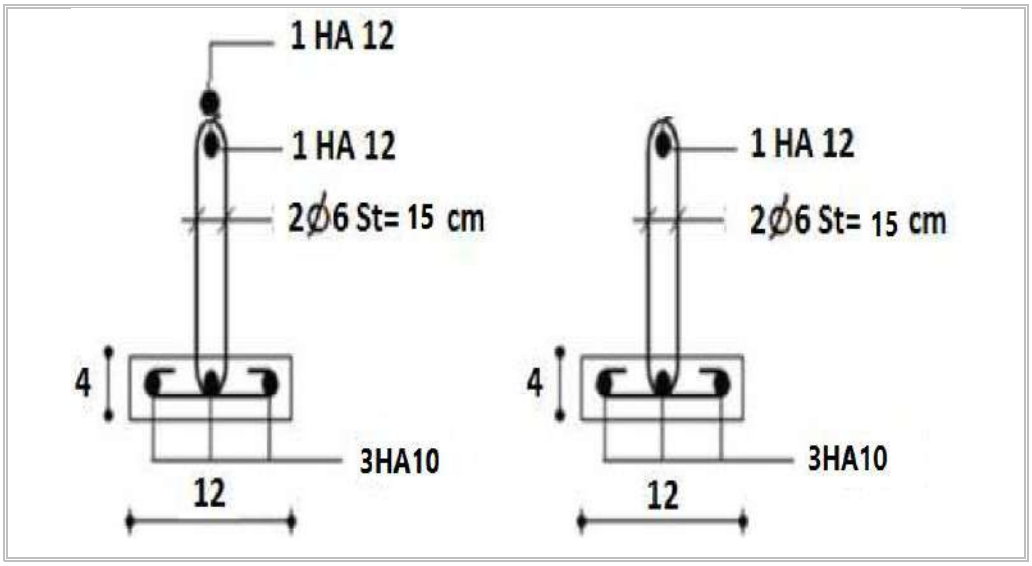


Figure.III.23. Ferraillage des poutrelles.

III.2.2.3. pour les balcons :

- **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Poutrelle à six travées Type 3 :

LAB /LBC = 0.48 ⟶ 0.8 < 0.48 < 1.25 donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau.III.35. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
A – B	5.06	0.39	0.00	9.33	4.45	-12.06
B – C	20.23	8.61	9.33	12.12	15.58	-17.45
C – D	16.39	7.80	12.12	3.28	17.27	-12.45

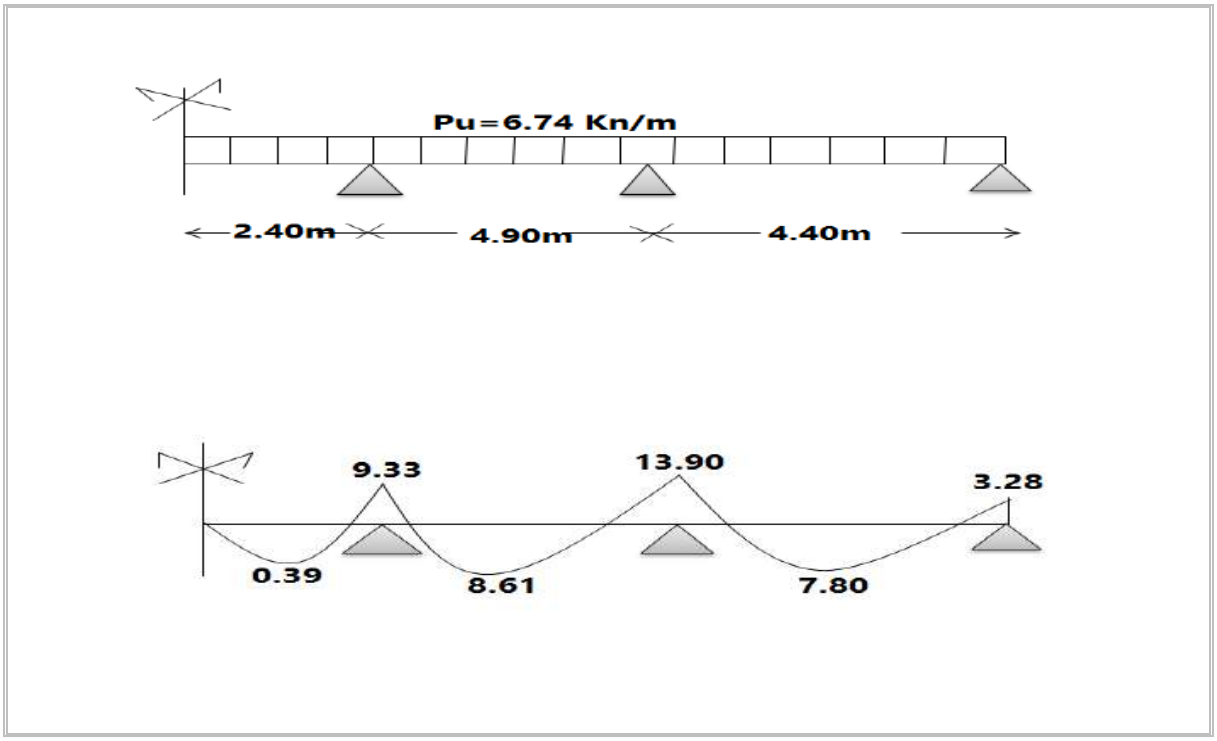


Figure.III.24. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

- **Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:**

Tableau.III.36. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	3.66	0.28	0.00	6.75
B – C	14.65	6.24	6.75	10.06
C – D	11.86	5.65	10.06	2.37

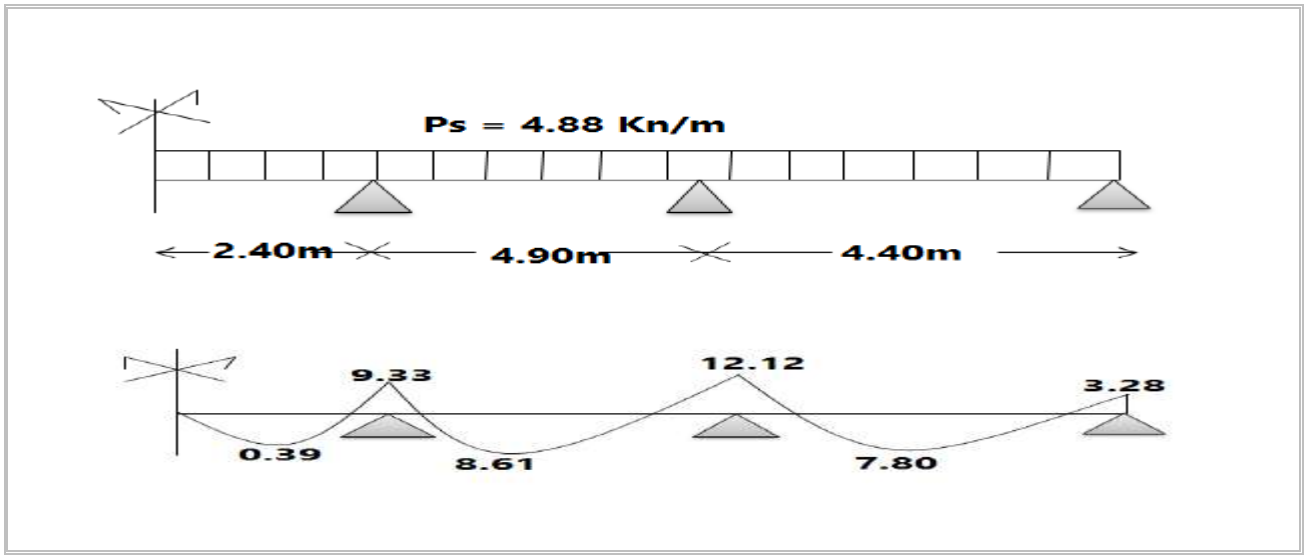


Figure.III.26. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

III.2.2.3.b.Ferraillage des poutrelles :

Tableau.III.37. Calcul et vérification des armatures

	Mu (KN.m)	μ	μ_l	$\mu < \mu_l$	β	A'(cm²)	A_{min}(cm²)	A(cm²)	$A_{choisir}$(cm²)
En travée	8.61	0.026	0.392	cv	0.987	0	1.30	1.39	3HA10=2.35cm²
Enappuis	12.12	0.197	0.392	cv	0.894	0	0.24	1.96	2HA12=2.26cm²

- **Vérification à L'ELS:**

	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$
En travée	6.24	15	4.029	9317.66	0.066	2.7	cv
Enappuis	10.06		7.91	6148.94	0.163	12.94	cv

- **Calcul des armatures transversales:**

Tableau.III.38. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2φ6	15cm

- **Vérifications:**

Tableau. III.39 : Vérification de l'effort tranchant

τ_{MPa}	$\bar{\tau}_{MPa}$	$\tau_{MPa} < \bar{\tau}_{MPa}$
0.765	3.33	cv

- **vérification de la flèche:**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

Tableau.III.40. Vérification préliminaire de la flèche.

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/405 = 0,049$ $M_t/(15.M_0) = 6.24/(15\times14.65) = 0,028$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times19) = 0,0103$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C.N.V

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Tableau.III.41. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
6.24	2,35	11.15	0.0103	0.858	162.883	0.583	3.988	1.17
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
10489.591	3469.168	5977.251	4.05	9.172	15.971	6.798	8.1	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement **(e=16+4cm)** du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles **(3HA10=2.35cm²).**

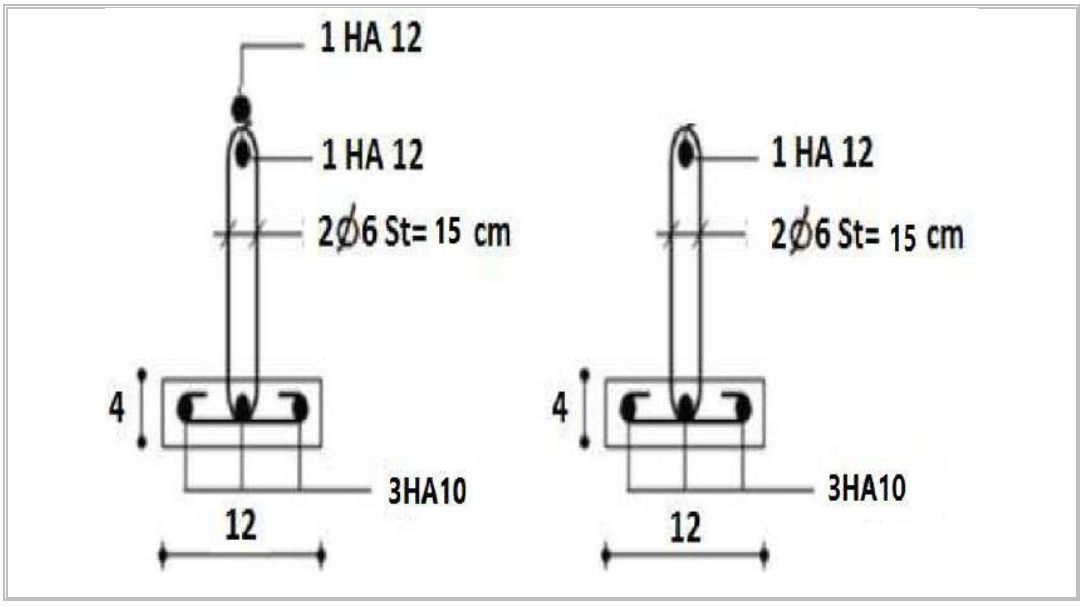


Figure.III.27. Ferraillage des poutrelles.

III.3. Calcul des dalles:

III.3.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue deux types de dalle pleine de formes régulière.

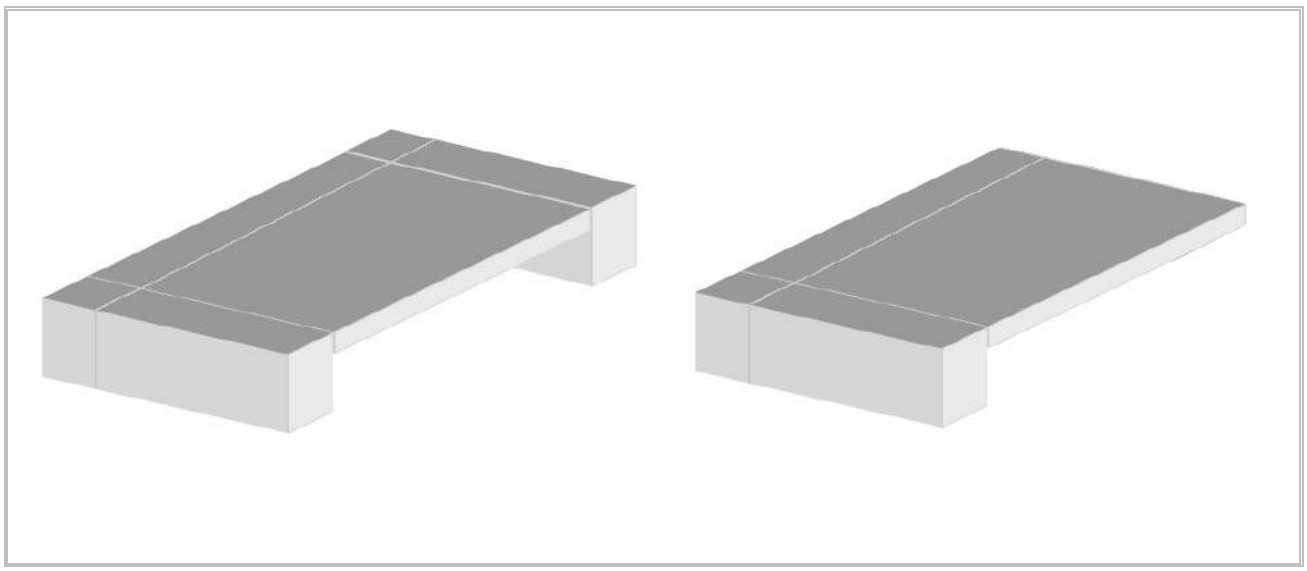


Figure.III.28. Les deux types des dalles.

III.3.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.2.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments deflexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

T_{ext} = P. f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.3.3.2. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.42. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.91	3.5	14,58
ELS			10,41

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant.

III.3.4. Calcul de la première dalle : (dalle reposant sur 3 appuis)

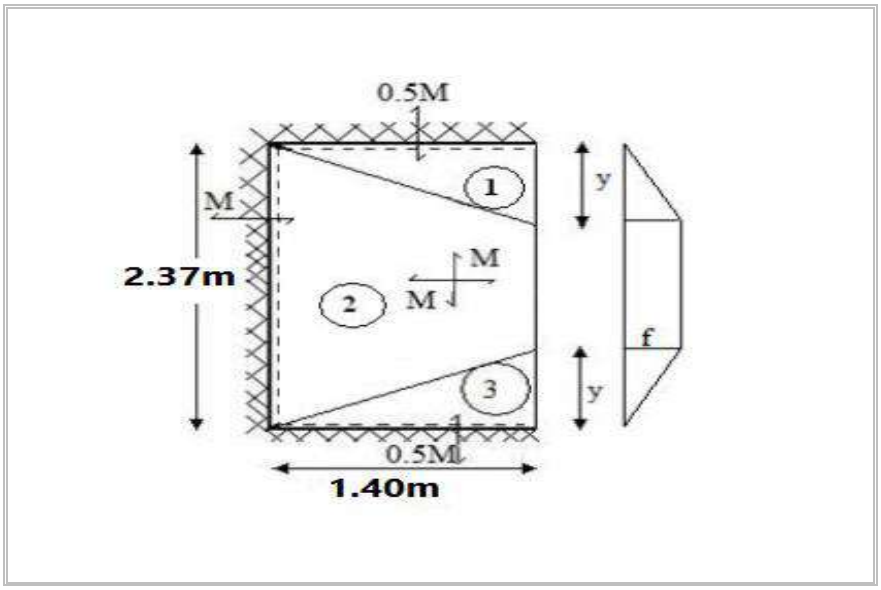


Figure.III.29. Les deux types de ruptures de 1ère dalle.

Tableau.III.43. Travail externe de la 1ère dalle.

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	2	0,70 y	f/3	$0,47.y.f.q_u$
2	(2.37-2y).1,4		f/2	$(1.66-1,4y).f.q_u$
3	2	0,70 y	f/3	$0,47.y.f.q_u$
			$\sum$	$f.q_u.(1.66-0,46y)$

Tableau.III.44. Travail interne de la 1ère dalle.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,40	f/y	1,40. M.f/y
	-	0,5M	1,40	f/y	0,70.M.f/y
2	+	M	2y	f/1,4	1,43. M.y.f
	-	M	2.37	f/1,4	1.69. M.f
3	+	M	1,40	f/y	1,40. M.f/y
	-	0,5M	1,40	f/y	0,70.M.f/y
				∑	M.f.(4,2/y +1,43y +1.69)

➢ **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne

$f.q_u.(1.66-0,46y) = M.f.(4,2/y +1,43y +1.69)$

$M= qu.\frac{(1.66-0.46y)}{(\frac{4.2}{y}+1.43y+1.69)}$

$\frac{dM}{dy}= 0 \quad \Rightarrow y=1.07m$

$M_{ult} = 0,16\ q_{ult}$; => M_{ult} =0,16×14,58 = 2.33 KN.m

$M_{ser} = 0,16 q_{ser}$; => M_{ser} =0,16×10,41= 1.67 KN.m

En travée:

M^t_{ult} = 2.33 KN.m

M^t_{ser} = 1.67 KN.m

Aux appuis:

M^a_{ult} = 0, 5×2.33 = 1.17 KN.m

M^a_{ser} = 0, 5×1.67 = 0.84 KN.m

III.3.4. 1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.45. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c=2 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

ρ = Lx/Ly = 1,402.37=0,59

et 0,59 ≤ 0,4 donc la dalle travaillant suivant deux directions

$Ø_p \leq h/10 = 15/10 = 1,5$ cm

On adopte alors $Ø_x$=10 mm

d_x= h-e-Ø/ 2=12.5 cm ; $d_y = d_x ((Ø_x + Ø_y))/2$=11.5cm

Tableau.III.46. Ferraillage de la dalle

		M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}	A'	St (cm)
Sens x	En travée	2.33	0.010	0.995	0.54	1.5	5HA8=2.31	0	25
	En appuis	1.17	0.007	0.996	0.27	1.5	5HA8=2.31	0	25
Sens y	En travée	2.33	0.012	0.997	0.59	1.5	5HA8=2.31	0	25
	En appuis	1.17	0.008	0.996	0.30	1.5	5HA8=2.31	0	25

III.3.4.2. Vérifications:

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/4 = 25 cm ; on adopte: esp = 25 cm.

25cm ≤ 33cm (cv)

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

	Suivant X	Suivant Y
V(kn)	$V_{UX} = \frac{pu*Lx*Ly}{2*Lx+Ly} = \frac{14.58*1.40*2.37}{2*2.37+1.40} = 7.87$ KN	$V_{UY} = \frac{pu*Lx*L*y}{3*Ly} = \frac{14.58*1.40*2.37}{3*2.37} = 6.80$KN
τ_u	$\tau_u = \frac{7.87*10^3}{1000*125} = 0.063Mpa$	$\tau_u = \frac{6.80*10^3}{1000*115} = 0.059Mpa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16Mpa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	cv	

Conclusion: Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul.

- **vérification des contraintes à l'état limite de service:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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.47.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	K	σs	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma}_s$	
Sens x	En travée	1.67	2.61	3981.84	0.042	62.22	109.46	15	202	cv
	En appuis	0.84	2.61	3981.84	0.021	31.30	55.07	15	202	
Sens y	En appuis	1.67	2.49	3327.49	0.050	67.83	124.97	15	202	
	En travée	0.84	2.49	3327.49	0.025	34.67	63.87	15	202	

➢ **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = 0{,}107 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}023 & \text{(c.v)} \\ \frac{A}{b.d} = 0{,}0024 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 & \text{(c.v)} \end{cases}$$

Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque les conditions précédentes Sont réalisées

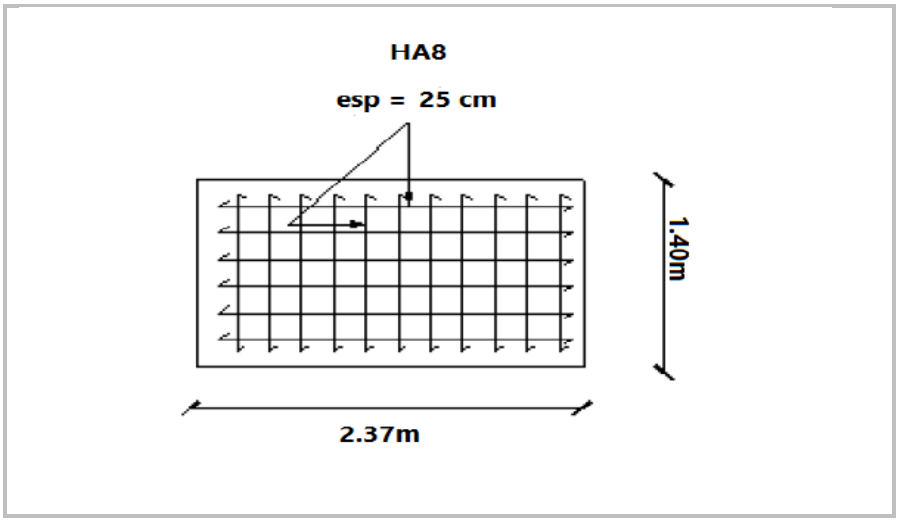


Figure III.30:ferraillage de la dalle pleine

III.3.5. Calcul de la deuxième dalle: (dalle reposant sur 2 appuis)

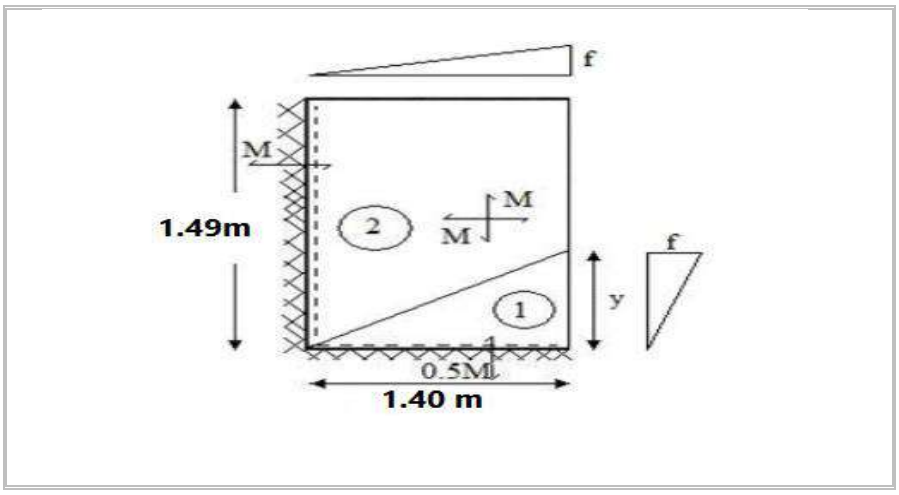


Figure.III.31. Type de rupture de 2ère dalle.

Tableau.III.48. Travail externe de la 2ème dalle.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0,70 y	f/3	$0,23.y.f.q_u$
2	(1.49-y).1,4	f/2	$(1.04-0.70y).f.q_u$
3	0,70 y	f/3	$0,23.y.f.q_u$
		∑	$f.q_u.(1,04-0,24y)$

Tableau.III.49. Travail interne de la 2ème dalle.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,40	f/y	1,40. M.f/y
	-	0,5M	1,40	f/y	0,70.M.f/y
2	+	M	y	f/1,4	0,71. M.y.f
	-	M	1.04	f/1,4	1.06. M.f
			∑		M.f.(2,1/y +0,71y +1.06)

➢ **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne

$f.q_{ult}.(1,04-0,24y) = M.f.(2,1/y+0,71y+1.06)$

$$\frac{dq_u}{dy} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 1{,}06m$$

$M_{ult} = 0,20\ q_{ult}$; => $M_{ult} = 0,20 \times 14,58 = 2.92KN.m$

$M_{ser} = 0,20\ q_{ser}$; => $M_{ser} = 0,20 \times 10,41 = 2.08KN.m$

En travée:

$M^t_{ult} = 2.92KN.m$

$M^t_{ser} = 2.08KN.$

Aux appuis:

$M^a_{ult} = 0,5 \times 2.92 = 1.46\ KN.m$

$M^a_{ser} = 0,5 \times 2.08 = 1,89\ KN.$

III.3.5. a. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.50. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	e= 2 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

ρ = Lx/Ly = 1,40/1.49=0,90

et $0,90 \leq 0,4$ donc la dalle travaillant suivant deux directions

$Ø_p \leq h/10 = 15/10 = 1,5$ cm

On adopte alors $Ø_x$=10 mm

d_x= h-e-Ø/ 2=12 cm ; dy= dx ((Øx+ Øy))/2=11.5cm

Tableau.III.51. Ferraillage de la dalle pleine.

		M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisi	A'	St (cm)
Sens x	En travée	2.92	0.010	0.993	0.67	1.5	5HA8=2.31	0	25
	En appuis	1.46	0.006	0.992	0.73	1.5	5HA8=2.31	0	25
Sens y	En travée	2.92	0.015	0.997	0.33	1.5	5HA8=2.31	0	25
	En appuis	1.46	0.007	0.996	0.36	1.5	5HA8=2.31	0	25

III.3.5.b. Vérifications:

❖ **Vérification de l'espacement entre les aciers:**

$$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 25 cm ; on adopte: esp = 25 cm.

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

	Suivant X	Suivant Y
V(kn)	$V_{UX} = \frac{pu*Lx*Ly}{2*Lx+Ly} = \frac{14.58*1.40*1.49}{2*1.49+1.40} = 6.94$ KN	$V_{UY} = \frac{pu*Lx*L*y}{3*Ly} = \frac{14.58*1.40*1.49}{3*1.49} = 6.80$KN
τ_u	$\tau_u = \frac{6.94*10^3}{1000*125} = 0.056Mpa$	$\tau_u = \frac{6.80*10^3}{1000*115} = 0.059Mpa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16Mpa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	cv	

Conclusion: Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul

❖ **Vérification des contraintes à l'état limite de service:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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.52.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	K	σs	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma}_s$	
Sens x	En travée	2.08	2.61	3981.84	0.052	77.48	136.32	15	202	cv
	En appuis	1.04	2.61	3981.84	0.026	38.75	68.28	15	202	
Sens y	En appuis	2.08	2.49	3327.49	0.063	84.48	155.65	15	202	
	En travée	1.04	2.49	3327.49	0.031	42.23	77.81	15	202	

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}107 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}041 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}002 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

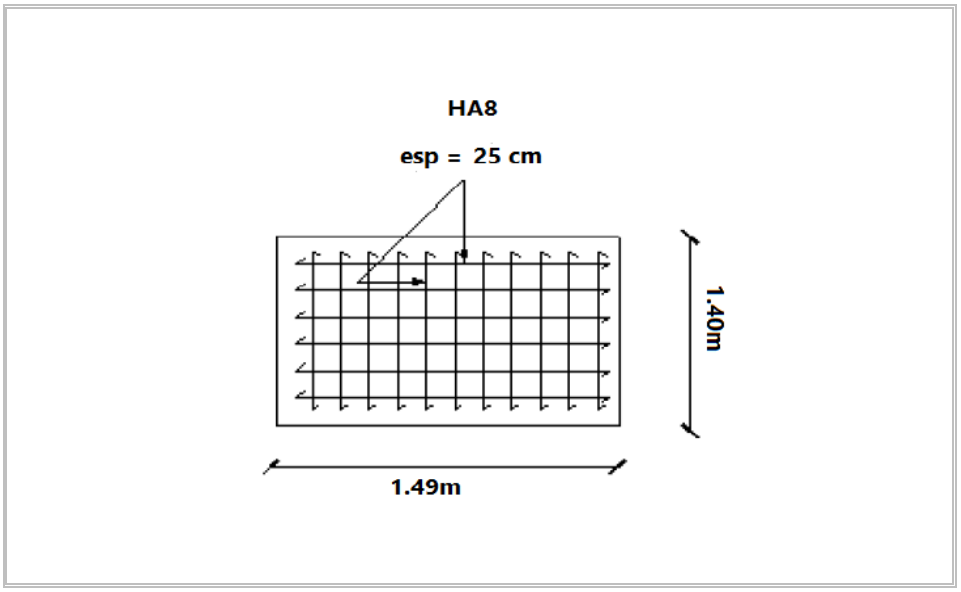


Figure III.32:ferraillage de la dalle pleine

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitué d'une suite de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction Il doit donc être ergonomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect e esthétique.

III.4.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

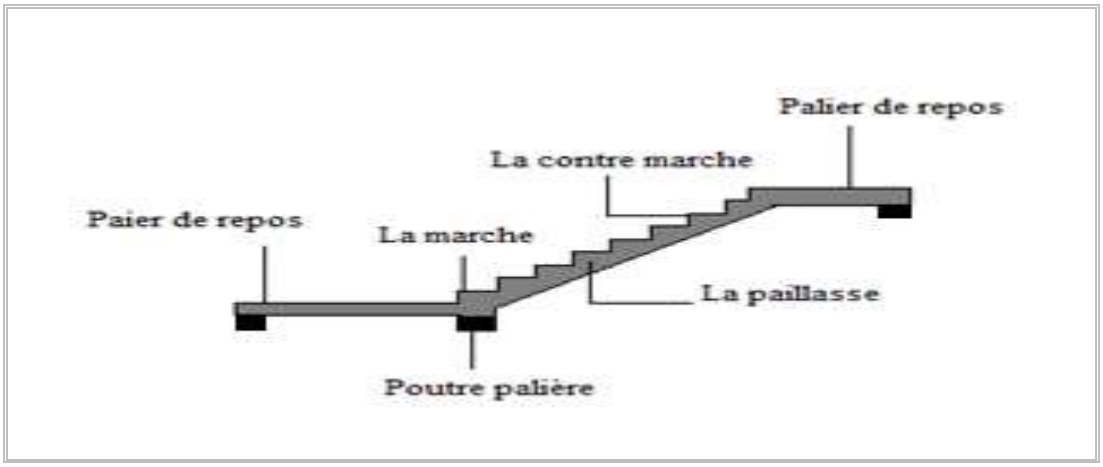


Figure.III.33. Représentation d'un escalier.

III.4.3. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit:

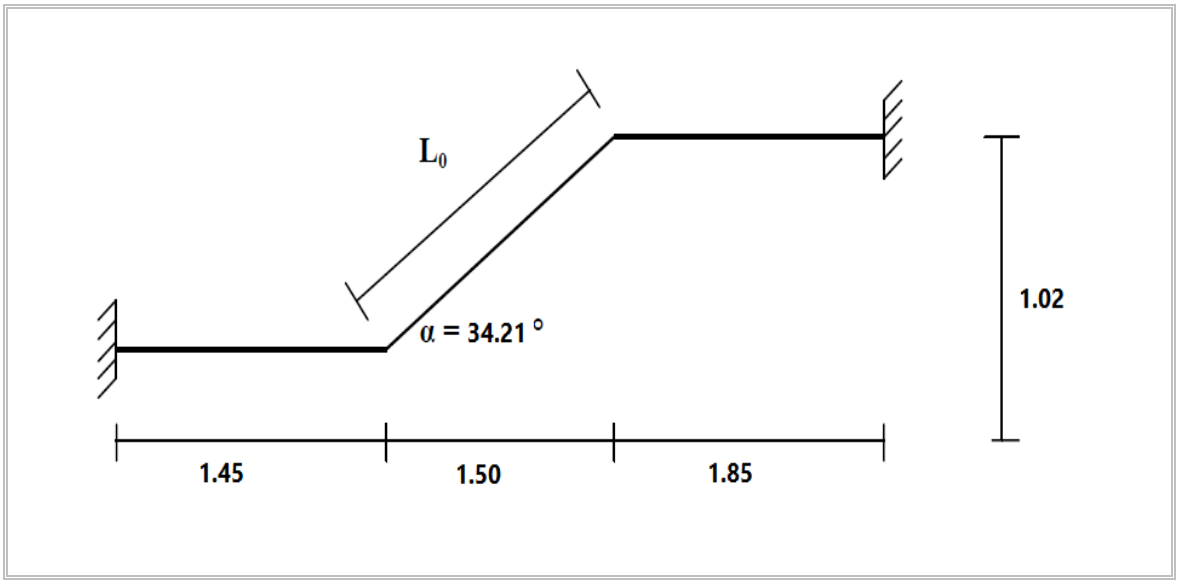


Figure.III.34. Dimensions de l'escalier.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.02m

- largeur de la marche : g = 30cm

- hauteur de la contre marche : h = 17cm

-Nombre de contre marches : n=6

-Nombre de marches : n-1=5

h=$\frac{H}{n}$= $\frac{102}{6}$ = 17cm.

Alors : g=$\frac{L}{n-1}$ = 30cm.

Vérification de l'équation de << BLONDEL>> :

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$$

Avec : g =30cm ; h=17cm

$$59cm < 64 < 66\ cm \qquad (cv)$$

❖ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,02}{1.50} \Rightarrow \alpha = 34.215^0$$

❖ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 1.81m$$

❖ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=1,45 + 1.50+1.85 = 4.80m

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \quad \text{Avec} \quad \Rightarrow 13,71 \le e \le 16cm$$

On prend donc l'épaisseur : e_p= 15 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes:

Tableau.III.53. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,40
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	-	0,20
			G	5,29

Tableau.III.54. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,40
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15 / cosα	25	4.53
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit plâtre	0,02	-	0,20
			G	8,19

c. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.55. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,29	2,5	10.89	7,99
Paillasse	8,19	2,5	14.81	10,69

III.4.6. Détermination des efforts:

a. Récapitulation :

- **à L'ELU :**

Tableau III.56.Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
solicitation	31.31	18.42	29.32

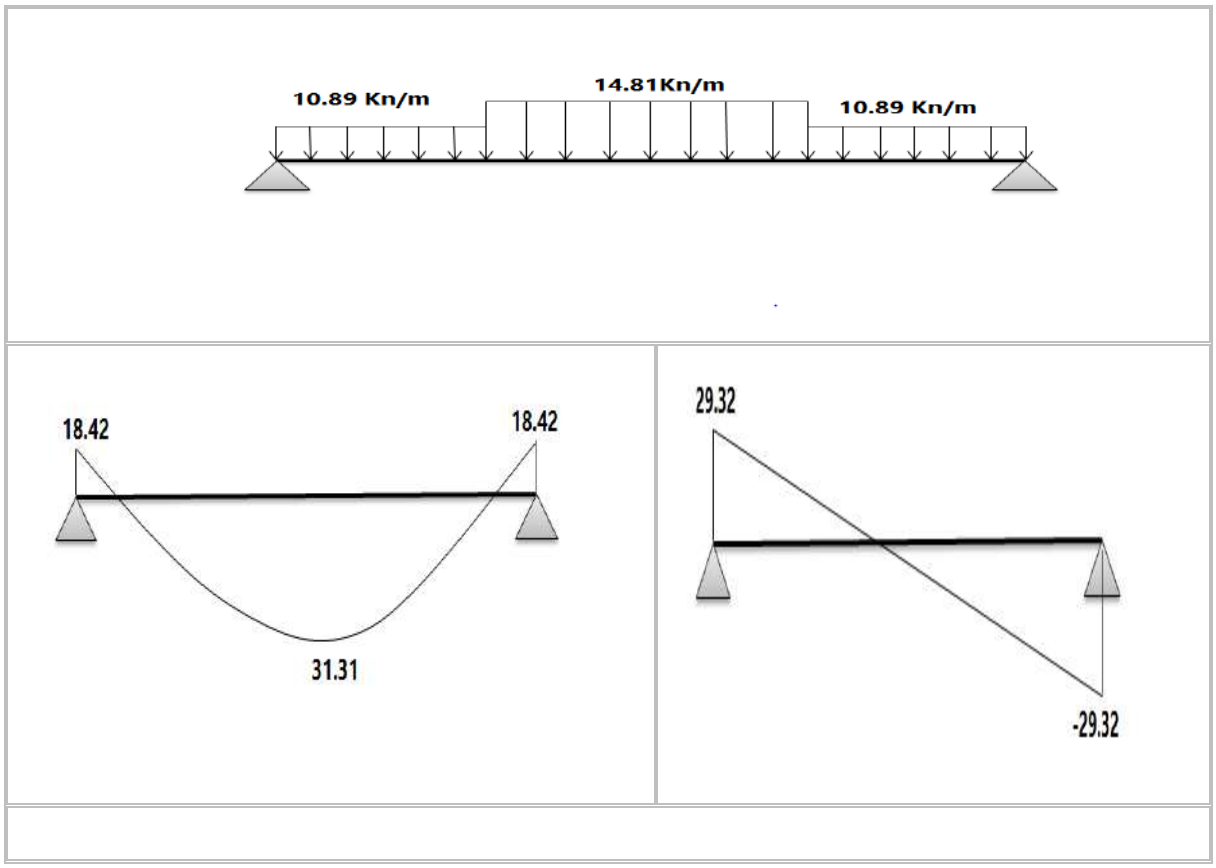


Figure.III.35. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

➢ **à L'ELS :**

Tableau III.57. Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
solicitation	22.48	13.22	21.05

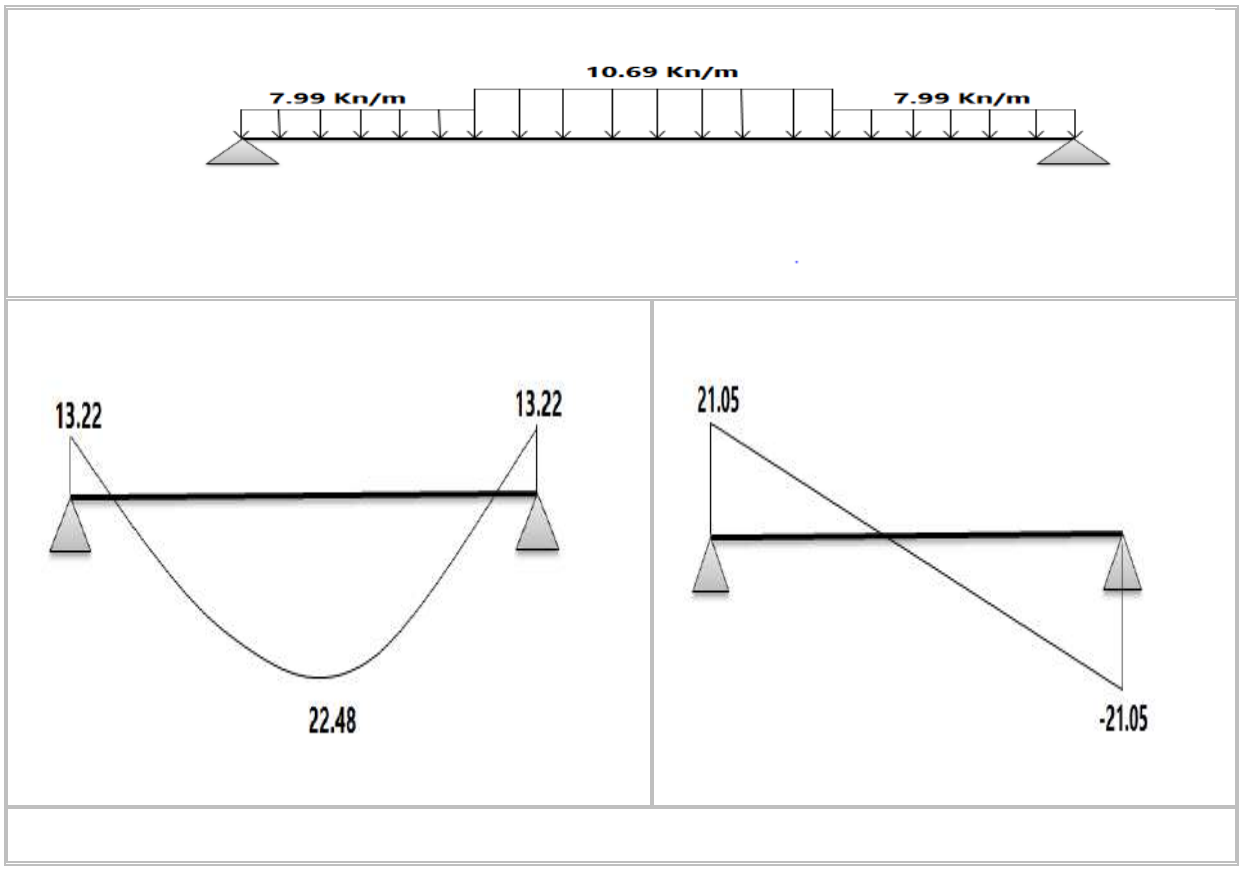


Figure.III.36. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

III.4.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.58. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.59. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	31.31	0,130	0,930	7.44	0	1,50	7HA12= 7.92
En appuis	18.42	0,077	0,960	4.24	0	1,50	7HA12= 7.92

a. Armature de répartition:

$A_r = A/4 \longrightarrow$ { En travée : A_r =1.98cm ; Aux appuis: A_r =1.98cm }

On adopte { En travée: A = 4HA10 cm² ; Aux appuis : A =4HA10 cm² }

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t = 14.25cm \le \overline{S_t} = Min\left[3h = 45;33\right] = 33cm \quad S_t = 15cm < 33\ cm$$

Pour les armatures transversales :

$$S_t = 14.25cm \le \overline{S_t} = Min\left[4h = 60;33\right] = 33cm \quad S_t = 25cm < 45\ cm$$

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{29.3210^3}{1000.130} = 0{,}225 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\tau_u = 0{,}225\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.60. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.92	7.92
M_{ser} (KN.m)	22.48	13.22
Y (cm)	4.50	4.50
I (cm^4)	11620.79	11620.79
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	8.70	5.12
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

e. Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0{,}15}{4{,}80} = 0{,}031 \leq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}031 \geq \frac{M_t}{20\,M_0} = 0{,}030 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}0061 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad \text{(c.n.v)}$$

✓ **Calcul de la flèche:**

Tableau.III.61. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
22.48	0.006	246.999	0,547	3.447	1.379	34569.329	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f<f_{adm}$
10721,39	13172.638	21671.035	12.225	22.293	8	9.6	cv

III.5. Calcul de la poutre palière:

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée.

III.5.1. Pré dimensionnement:

Conditions à vérifier :	Choix de dimensions :
Condition de résistance $L/15 \leq h \leq L/10$ $0,6h \leq b \leq h$	L= 1.85m ⟶ 12.33cm ≤ h ≤ 18.5cm h = 30 cm. h=30 cm ⟶ 18 cm ≤ b ≤ 30cm.
Verification selon le RPA 99 : h ≥ 30 cm; b ≥ 20 cm. h / b < 4	h = 30cm ≥ 30 cm. b = 30 cm ≥ 20 cm. h / b = 1 < 4
Condition de rigidité h / L ≥ 1/16	(30/185=0.162) ≥ (1/16=0.0625) (condition verifier)
Conclusion	h = 30cm ; b =30 cm

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

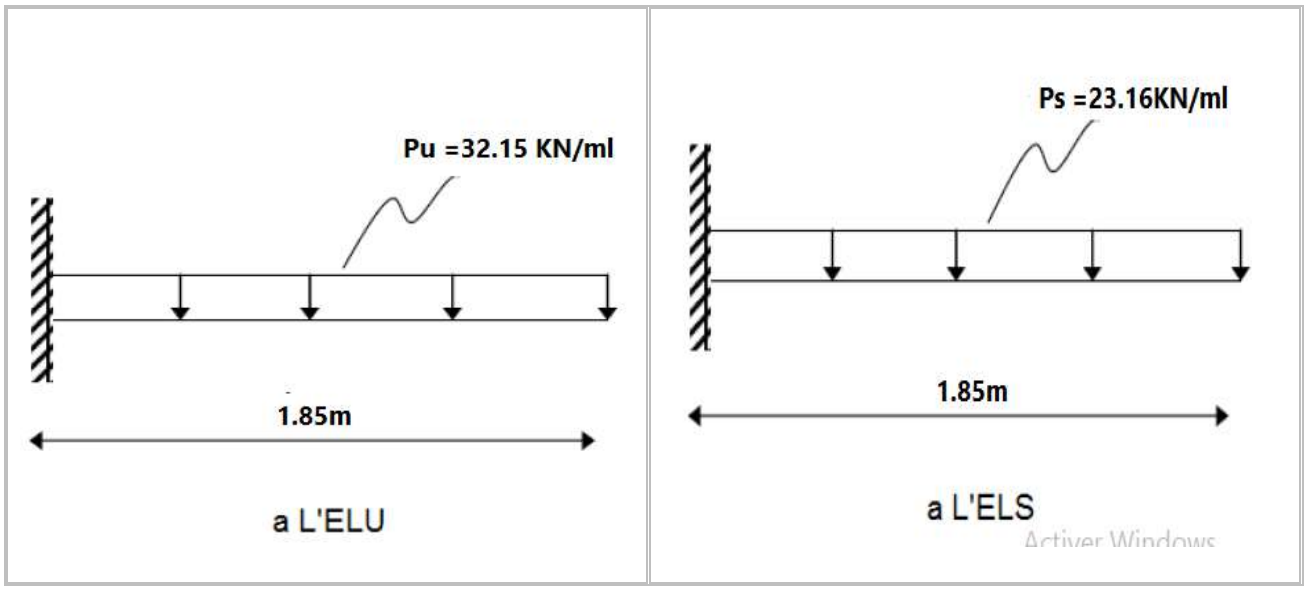
Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 29.12 KN ; R_{ser} = 20.91 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25KN/ml.

Donc: P_u = 1,35x (2,25) +29.12 = 32.15 KN/ml

P_{ser} = (2.25) +20.91 =23.16 KN/ml.



Figrure.III.37 : Schéma statique de la console.

III.5.3. Calcul des efforts:

La poutre palière est encastrée dans une seule extrémité ; le calcul se fera pour une console

$$R_A = R_B = p*l$$

$$M_{appuis} = M_A = \frac{p_u l^2}{2} \ ;$$

Tableau.III.62. les moments et les efforts

	T (KN)	Mt (KN.m)
E.L.U	59.47	55.02
E.L.S	42.84	39.63

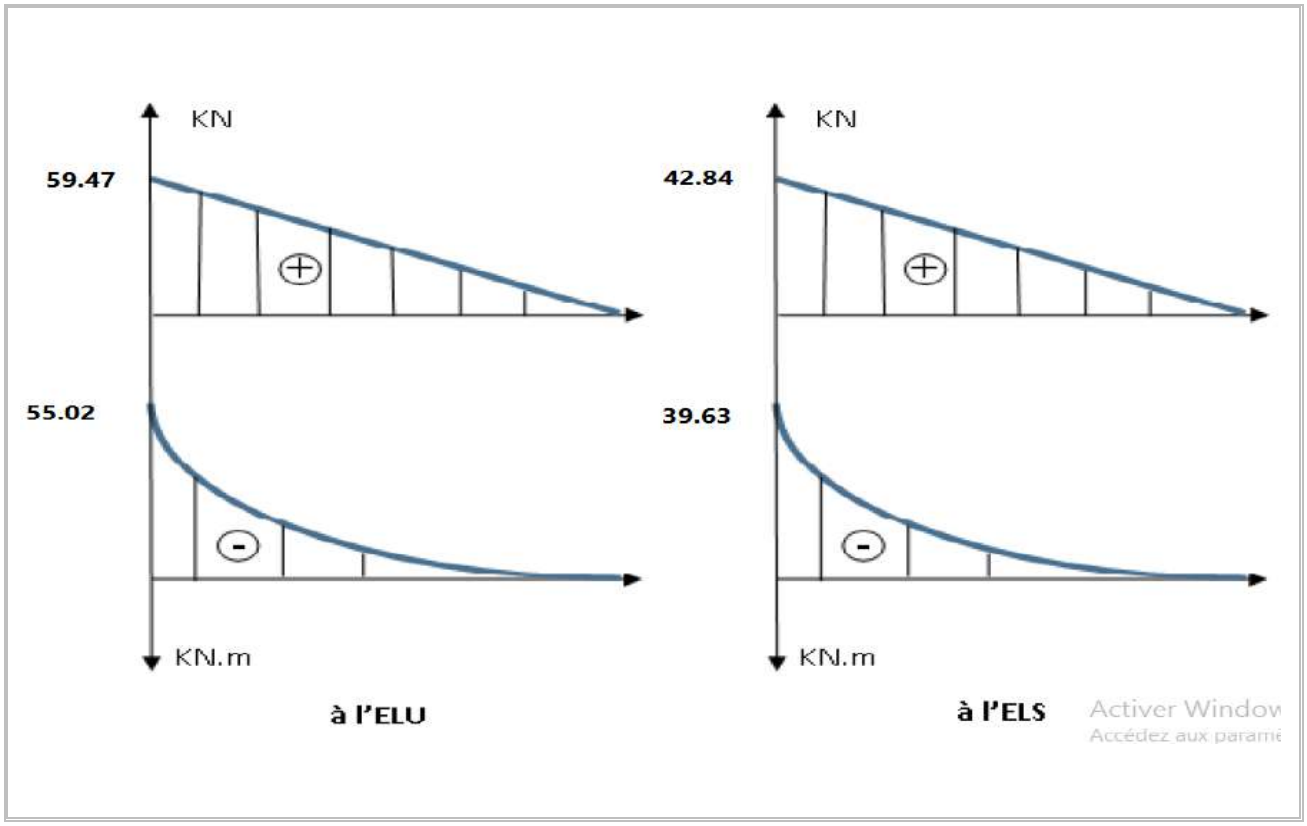


Figure III.38: Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

III.5.4. Ferraillage de la console :

➢ **Armatures longitudinales:**

Le 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 : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27.5cm, c=2.5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.63. Calcul des sections d'acier de la console

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En appuis	55.02	0.170	0,906	6.34	0.9	**6HA12**	6.78

❖ **Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄**

- A_{min} = 0.5%.b.h
- A_{max} = 4% b.h (zone courante).
- A_{max}=6% b.h (zone de recouvrement).

❖ **Condition de non fragilité :**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

$A = 6.78cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ (cv)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{59.47\times10^3}{300\times275} 0{,}721MPa$$

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

$\tau_u = 0{,}721MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa$ (cv)

❖ **Armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 0.85;\ \varphi_l = 12;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 8.5mm$$

$\varphi_t = 8\ mm$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 50.26mm^2$$

At=at×nt: nt=4, ⟶ donc : A_t =4HA8=2,01 cm^2.

❖ **Calcul de l'espacement St :**

On doit vérifier:

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(400/1{,}15)}{30(0{,}721-0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq 230.48\ mm.$$

L'espacement St est très grand, même si on démunie At reste très grand, dans ce cas on prend l'espacement minimal $S_t = Min[0{,}9d;40cm] = 24.75cm$.

Donc : **S_t = 15cm**

❖ **Vérification de la section minimale :**

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

$A_t = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4*300*150}{400} = 0.3cm^2$ (CV)

❖ **Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$A_t = 0.03.b.S_t$

Zone nodal: St ≤ Min (h/4; 12 ØL) ⟶ St= 7cm.

Zone courante: St ≤ h/2 ⟶ St=15 cm.

S_t =7cm ⟶ **A_t** =2.01cm² > **A_t** =0.003.30.7=0.63cm².

S_t = 15cm ⟶ **A_t =2.01cm² > A_t** =0.003.30.15=1.35cm².

III.5.5. Verifications:

❖ **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.64. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Appuis	42.84	6.78	67230.153	0.064	1.80	1.14	15	C.V

❖ **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{185} = 0{,}162 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad (c.v)$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}162 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \quad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{6.78}{30 \times 27.5} = 0.008 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \quad (c.v)$$

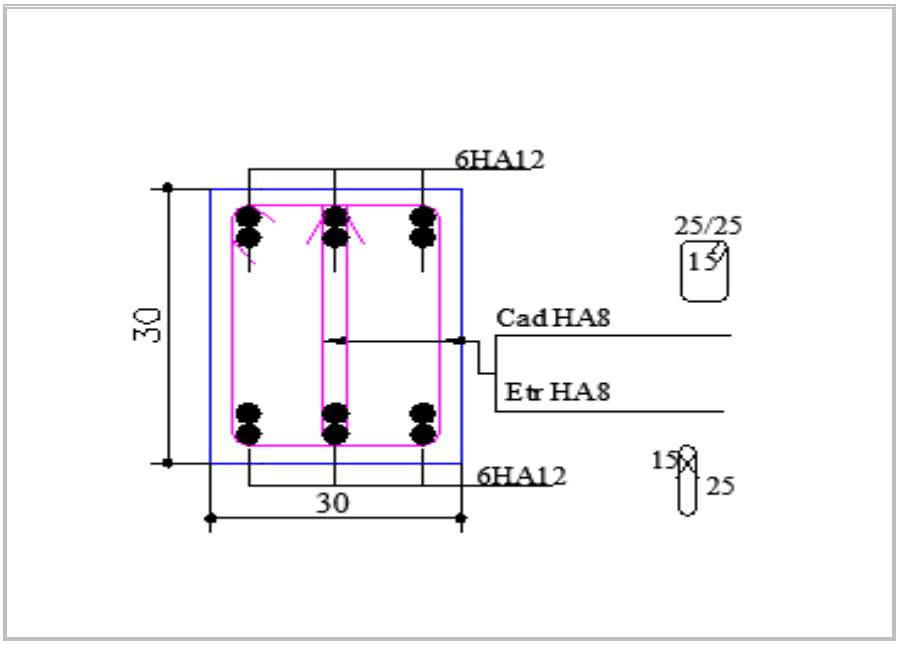


Figure III.39: Ferraillage du consol sous paillasse.

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

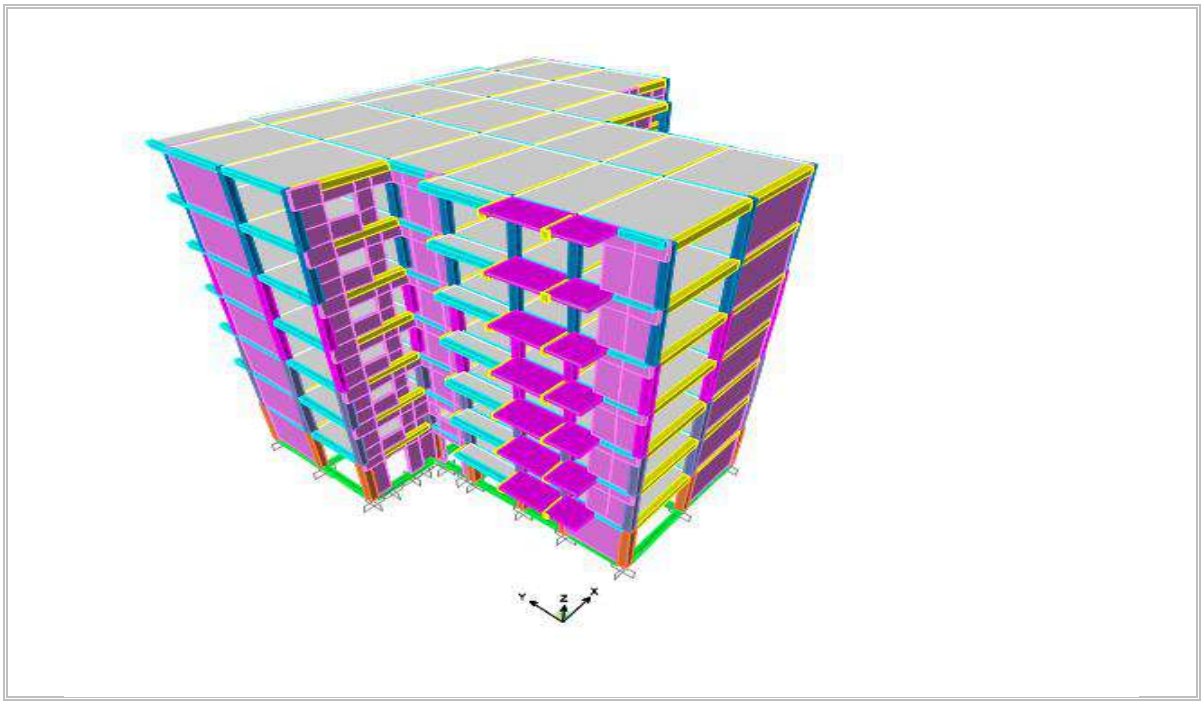
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ;

on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.



Figures IV.1. Disposition du voile vue 3D

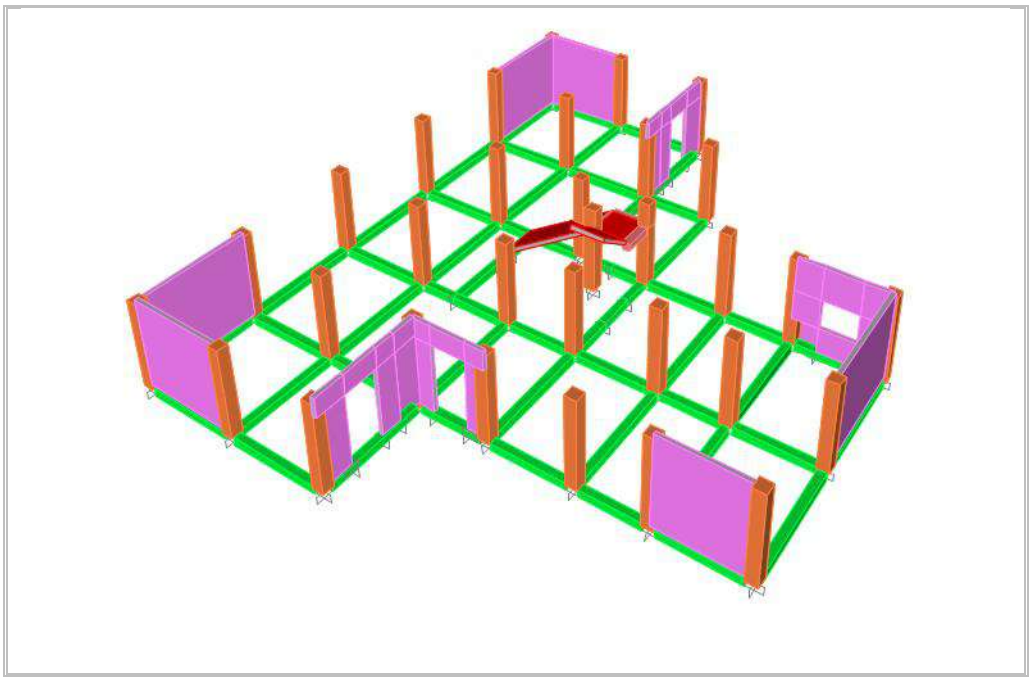


Figure.IV.2. Disposition des voiles.

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de
- Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- les poteaux' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Les voiles pleins : $\begin{cases} I_{XG} = \frac{L.e^3}{12} & \text{par rapport à " } X_G \text{ ".} \\ I_{YG} = \frac{e.L^3}{12} & \text{par rapport à " } Y_G \text{ ".} \end{cases}$

-Les voiles avec ouvertures: $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{8}{20n} \quad \frac{1}{30n^2} \quad \frac{1}{30n^3} \quad \frac{20}{11} \ldots \qquad \text{si } n \leq 11$$

$$a_n = 1 \qquad \text{si } n > 11$$

- a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.
- n: nombre de niveaux,
- I: inertie totale du refend.
- E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

- I_i : moment d'inertie des trumeaux.
- A_i: aire des éléments du refend.
- 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
- a: demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$: Voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

- H: hauteur d'étage.
- H_0: hauteur totale du refend.
- α : (coefficient des monolithismes des voiles).

✓ **Remarque:** si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

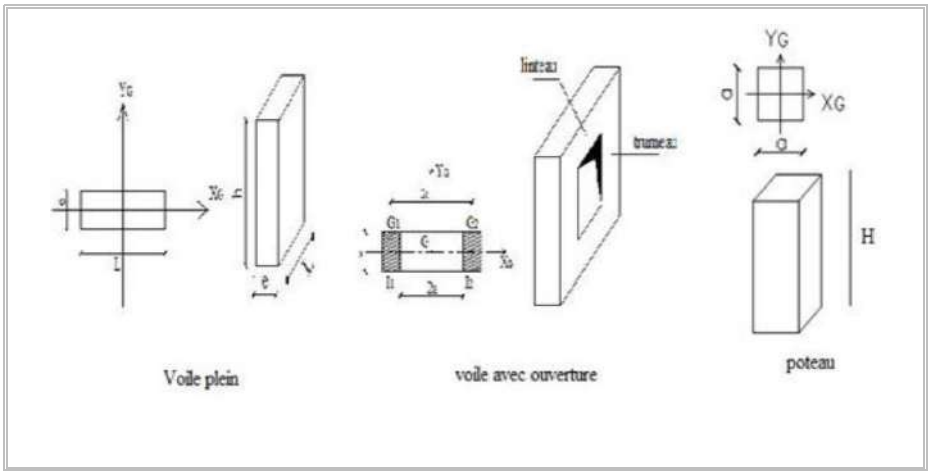


Figure.**IV.3.** Inerties des voiles et des poteaux

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.1. Calcul du centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	Niveau	Poids	XG (m)	YG	∑ Ix (m^4)	∑ Iy (m^4)	XR	YR (m)
G_ DIAPH_	3.57	4784.08	10.97	12.56	5.845E+06	3.350E+06	10.30	12.75
F_ DIAPH_	6.8	4425.60	11.09	13.24	2.380E+06	9.945E+05	11.01	13.70
E_ DIAPH_	9.86	4434.87	10.99	13.13	1.892E+06	5.641E+05	10.39	13.40
D_ DIAPH_	12.92	4307.81	11.08	13.24	1.193E+06	3.075E+05	10.67	13.52
C_ DIAPH_	15.98	4339.56	10.99	13.12	7.751E+05	1.922E+05	10.41	13.20
B_ DIAPH_	19.04	4369.53	10.90	12.97	5.093E+05	9.881E+04	10.51	13.10
A_ DIAPH_	22.1	3373.83	10.88	12.77	3.215E+05	5.053E+04	9.37	12.98

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.a. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} E_x = | X_G - X_t | \\ E_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Les valeurs de l'excentricité theorique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.66	0.19	Oui
F_ DIAPH_ 6.8	6.8	0.07	0.46	Oui
E_ DIAPH_ 9.86	9.86	0.59	0.27	Oui
D_ DIAPH_ 12.92	12.92	0.40	0.28	Oui
C_ DIAPH_ 15.98	15.98	0.56	0.08	Oui
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	0.38	0.13	Oui
A_ DIAPH_ 22.1	22.1	1.49	0.21	Oui

IV.2.3.b. Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7: RPA 99 VERSION 2003)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. Calcul d'excentricité. accidentelle.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
5ème	23.41	21.76	1.17	1.09
4ème	23,41	21.76	1.17	1.09
3ème	23,41	21.76	1.17	1.09
2ème	23,41	21.76	1.17	1.09
1er	23,41	21.76	1.17	1.09
RDC	23,41	21.76	1.17	1.09
Entre sol	23.41	21.76	1.17	1.09

IV.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquéeau niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV .4 . Calcul de l'excentricité totale

Niveau	Direction X			Direction Y		
	$E_{X.théo}$ (m)	EX.acc (m)	EX.tot (m)	EY.théo (m)	EY.acc (m)	EY.tot (m)
3.57	0.66	1.17	1.83	0.19	1.09	1.28
6.80	0.07	1.17	1.24	0.46	1.09	1.55
9.86	0.59	1.17	1.76	0.27	1.09	1.36
12.92	0.40	1.17	1.57	0.28	1.09	1.37
15.98	0.56	1.17	1.73	0.08	1.09	1.17
19.04	0.38	1.17	1.55	0.13	1.09	1.22
22.10	1.49	1.17	2.66	0.21	1.09	1.30

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

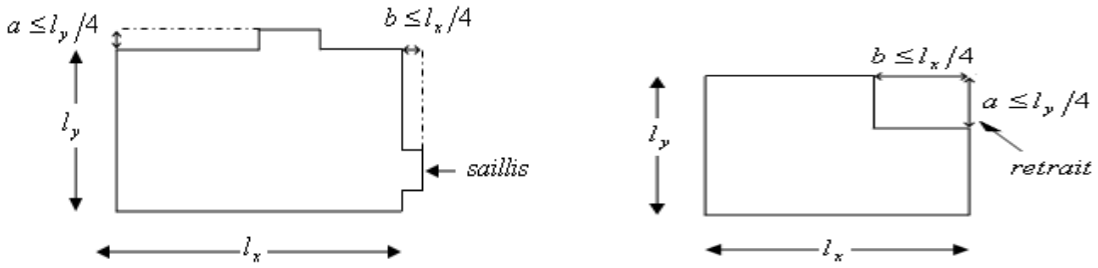
IV.3.1.Introduction :

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 d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- **Régularité en plan :**



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V).**

- La configuration de bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht=22.1 m <17 m (C.N.V)

- Donc, selon (Art.4.1.2: RPA 99 VERSION 2003), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis 'SAP2000 v 19'

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. 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 la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le' **SAP 2000'** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier 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.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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]

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**.

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

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3)

On prend dans un premier calcul (R= 4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000**) qui sont données ci-après.

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

Donc : **R= 4**

d. facteur de qualité Q : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4).

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent- la régularité en plan et en élévation - la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.6. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,05	Oui	0,05
2. Redondances en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0	Non	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0,10		0,10	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$
$Q_Y = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$

e. périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

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.

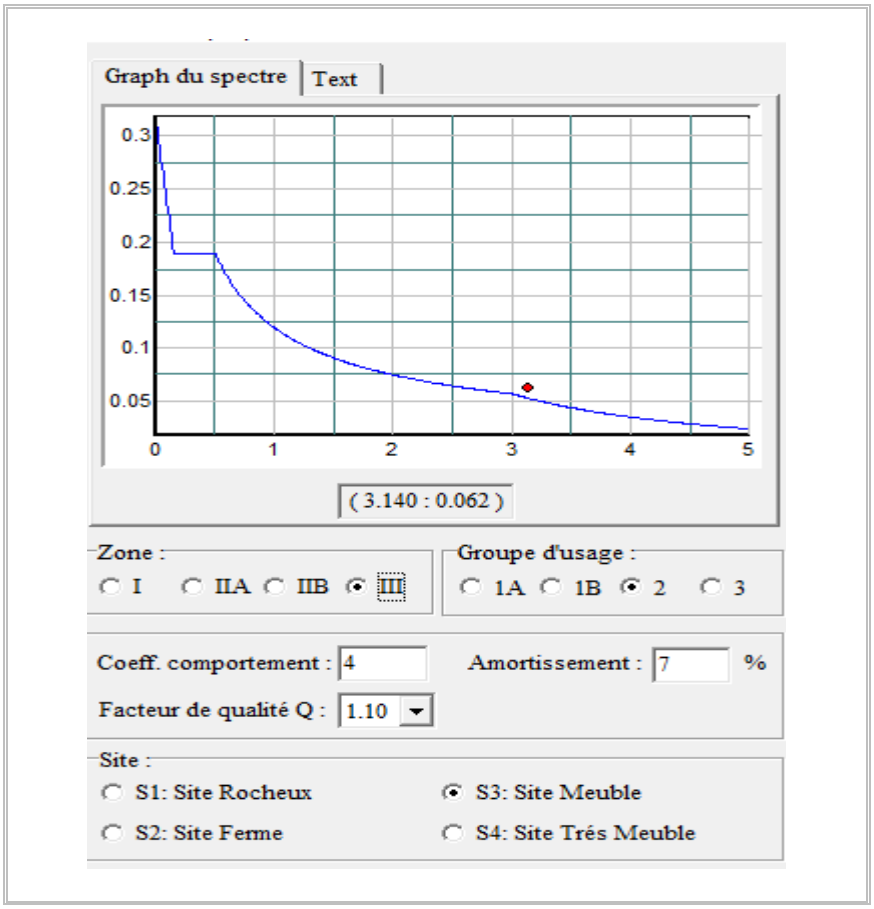


Figure.IV.4. Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

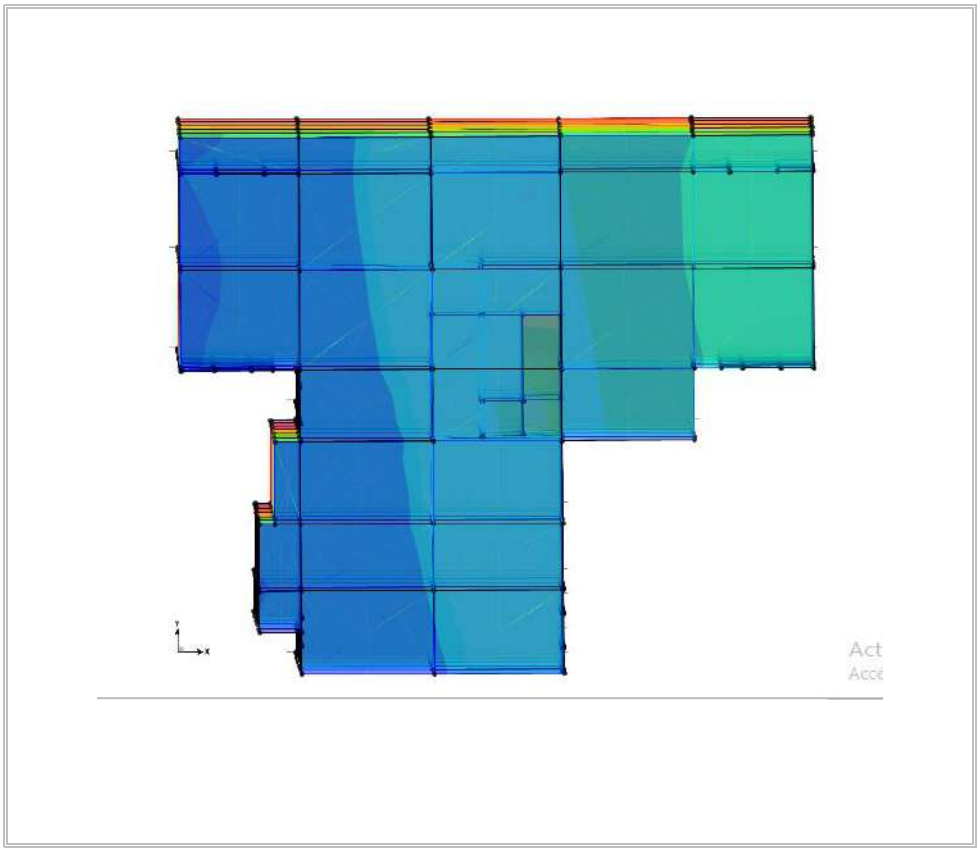
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

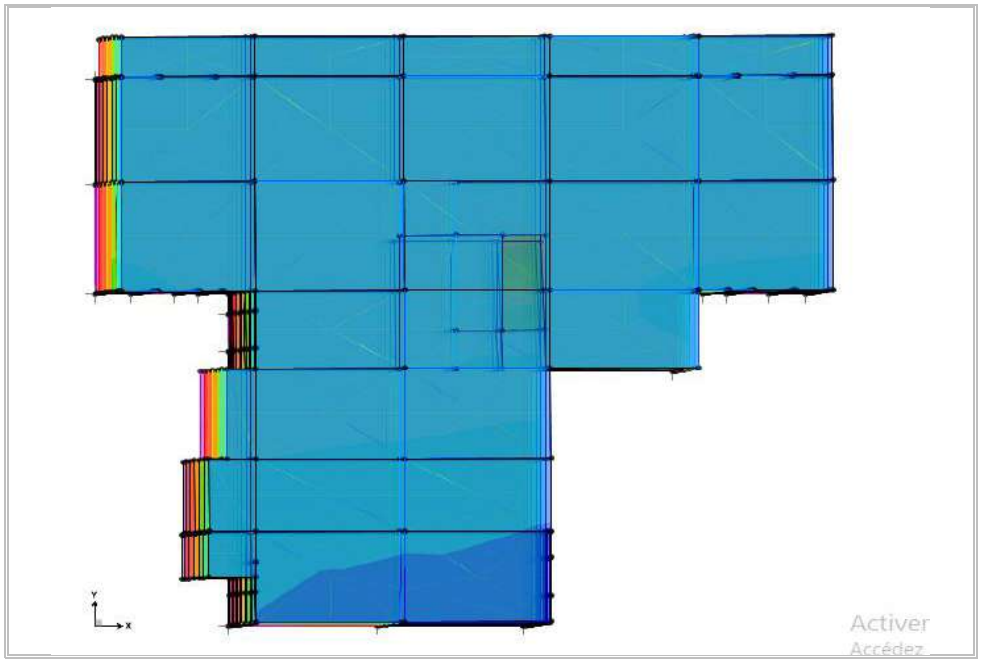
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Figure.IV.5. Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1 : Translation suivant y



Mode 2 : Translation suivant x



Mode 3 : Rotation suivant de z

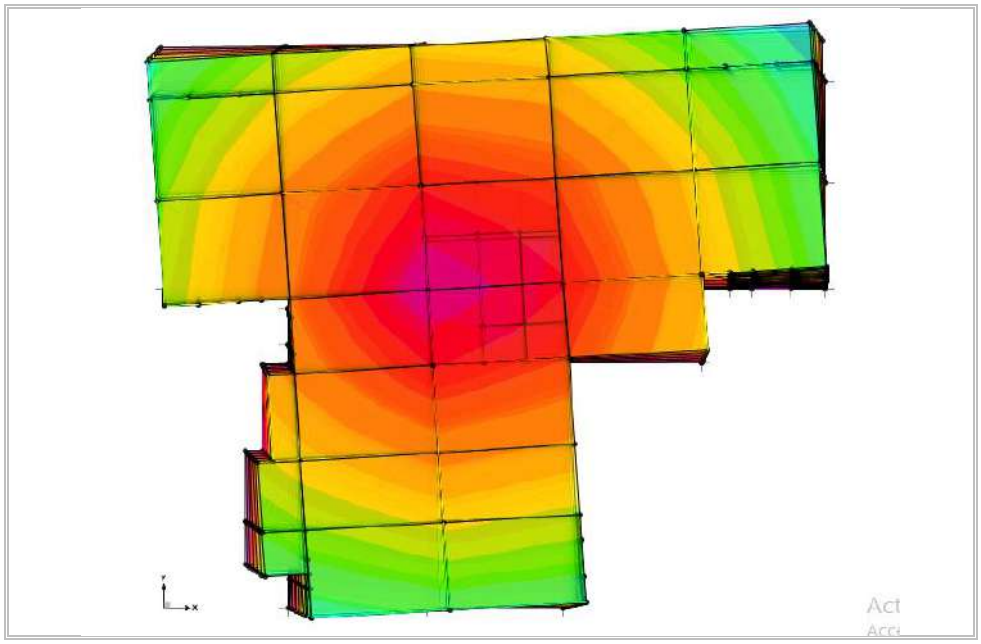


Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

Modes	Période (s)	Masse modéle U_x(%)	Masse modéle U_y(%)	Masse modèle R_t (%)	Cas
1	0.52	0.75%	67.69%	0.20%	Translation suivant X
2	0.43	68.14%	0.76%	0.01%	Translation suivant Y
3	0.33	0.04%	0.20%	67.69%	*Rotation autour de Z*

IV.4.2.vérification de participation massique :

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 d'après: **(Art. 4.3.4. a: RPA 99 VERSION 2003).**
le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

K≥3 N [RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV.8. Coefficient de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant" y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.52	0.75	67.69	0.75	67.69
2	0.43	68.14	0.76	68.89	68.45
3	0.33	0.04	0.22	68.93	68.67
4	0.13	0.00	0.03	68.93	68.71
5	0.13	0.09	18.79	69.03	87.50
6	0.12	0.04	1.47	69.07	88.96
7	0.12	0.01	0.05	86.84	89.01
8	0.11	17.17	0.13	88.70	89.14
9	0.11	1.86	0.01	88.70	89.14

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90% qu'après le 9éme mode**.**

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (Art.4.2.6: RPA 99 VERSION 2003)

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 $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

❖ **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 :

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

Catégorie du site : site S_3 $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases}$ **(R.P.A 99 VERSION 2003. tab.4.7).**

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 : $\begin{cases} T_X = 0{,}041s \\ T_Y = 0{,}43s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta_1 = 0.2$; $\beta_2 = 0.60$ (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5).

W=32547.792KN.

Tableau.IV.9. 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	2,205	2,205	4,0	1,10	1,10	32547.792	5210.731	4934.042

Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	$V_t > 0{,}8\times V$
X	5210.731	4180.418	4168.584	C.V
Y	4934.042	4158.843	3947.233	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0{,}8V/V_t$).

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

❖ Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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

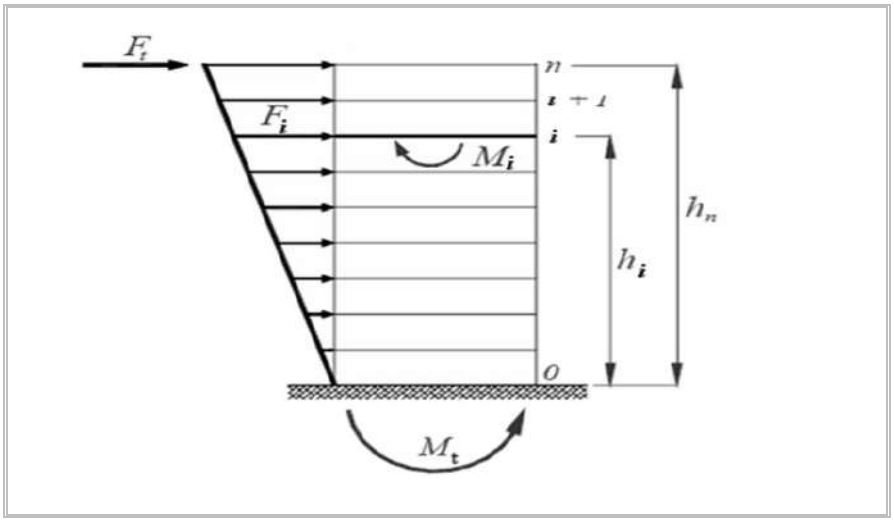


Figure.IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003)

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- ❖ Tx = 0,41 s → F_t = 0
- ❖ Ty = 0,43.s → F_t = 0

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_y = \alpha_y . V_y$$

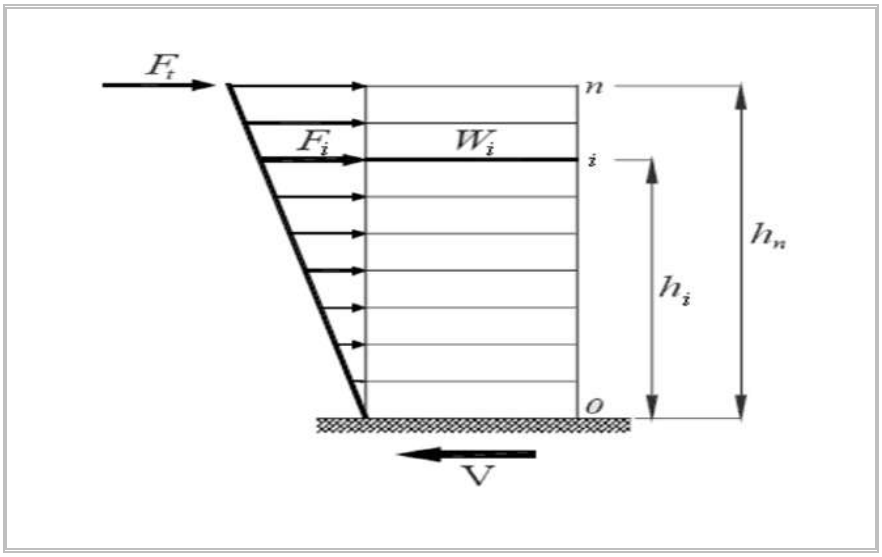


Figure.IV.7. Distribution des forces sismiques.

✓ V_X =5210.731 KN

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+22.10	4836.440	106885.32	0.26573819	1384.69
+19.04	4425.600	84263.42	0.20949564	1091.63
+15.98	4434.870	70869.22	0.17619499	918.10
+12.92	4307.810	55656.91	0.13837414	721.03
+9.86	4339.560	42788.06	0.10637964	554.32
+6.80	4369.540	29712.87	0.07387211	384.93
+3.57	3373.840	12044.61	0.02994529	156.04
SOMME		402220.42	1	5210.73

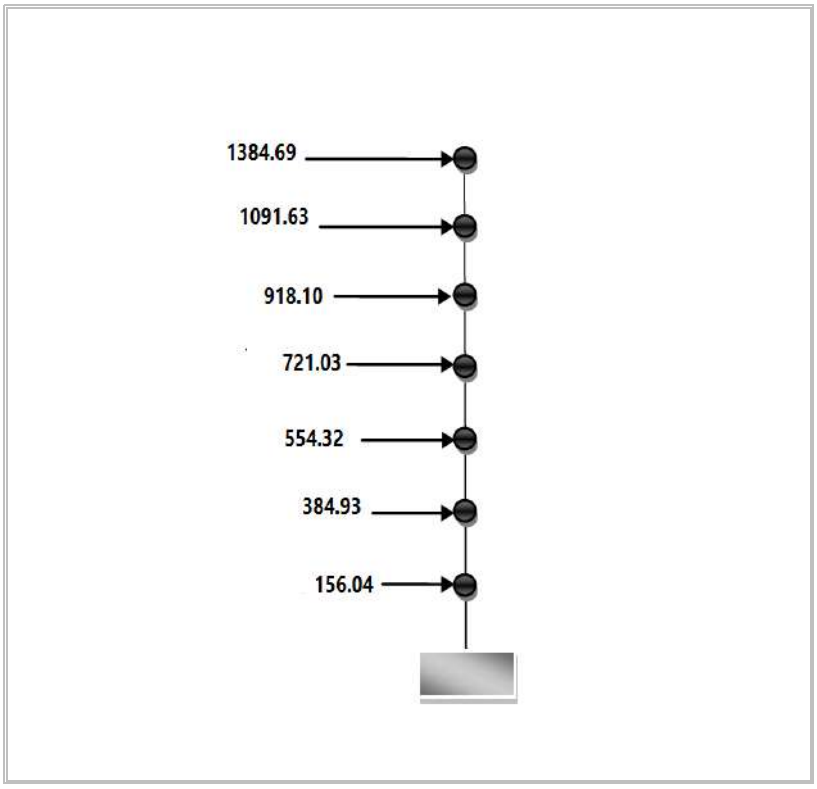


Figure.IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

✓ V_Y = 4908.773KN

Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy} (KN)
+22.10	4836.440	106885.32	0.26573819	1304.45
+19.04	4425.600	84263.42	0.20949564	1028.37
+15.98	4434.870	70869.22	0.17619499	864.90
+12.92	4307.810	55656.91	0.13837414	679.25
+9.86	4339.560	42788.06	0.10637964	522.19
+6.80	4369.540	29712.87	0.07387211	362.62
+3.57	3373.840	12044.61	0.02994529	146.99
SOMME		402220.42	1	4908.77

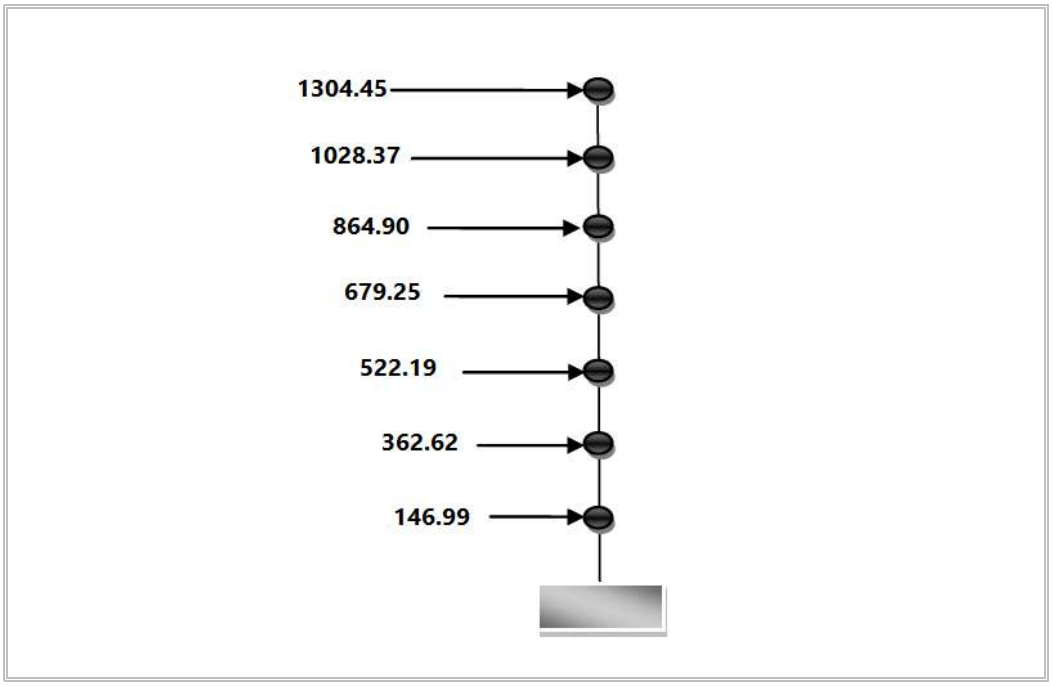


Figure.IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+22.10	1384.69	1304.45	53411.76	50316.54
+19.04	1091.63	1028.37	20784.64	19580.16
+15.98	918.1	864.9	14671.24	13821.10
+12.92	721.03	679.25	9315.71	8775.91
+9.86	554.32	522.19	5465.60	5148.79
+6.80	384.93	362.62	2617.52	2465.82
+3.57	156.04	146.99	557.06	524.75
∑Mo			106823.53	100633.08

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+22.10	4836.440	10.88	12.77	61764.72	52616.60
+19.04	4425.600	10.90	12.97	57385.43	48252.76
+15.98	4434.870	10.99	13.12	58188.16	48718.82
+12.92	4307.810	11.08	13.24	57031.10	47748.63
+9.86	4339.560	10.99	13.13	56968.88	47688.29
+6.80	4369.540	11.09	13.24	57836.11	48448.15
+3.57	3373.840	10.97	12.56	42359.91	37009.00
$\sum M_t$				391534.30	330482.25

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

Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
391534.30	330482.25	106823.53	100633.08	3.67	3.28	C.V

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

IV.4.6.Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{(Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003)}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- 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:

$$\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+22.10	1.38	5.52			
+19.04	1.14	4.65	0,96	3,06	Oui
+15.98	0.90	3.60	0,96	3,06	Oui
+12.92	0.66	2.64	0,96	3,06	Oui
+9.86	0.44	1.76	0,88	3,06	Oui
.+6.80	0,24	0,96	0,80	3,06	Oui
+3.70	0,09	0.36	0,60	3.23	Oui
			0.36	3.57	Oui

Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.10	1.96	7.80			
+19.04	1.61	6.44	1.36	3,06	Oui
+15.98	1.27	5.08	1.36	3,06	Oui
+12.92	0.93	3.72	1.36	3,06	Oui
+9.86	0.61	2.44	1.28	3,06	Oui
+6.80	0.33	1.32	1.12	3,06	Oui
+3.57	0.11	0.44	0.88	3.23	Oui
			0.44	3.57	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \quad \leq 0{,}10$$

- 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.18. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+22.10	3373.840	1384.69	833.76	0.96	0.0127	-
+19.04	4369.540	1091.63	930.31	0.96	0.0147	C.V
+15.98	4339.560	918.10	775.44	0.96	0.0176	C.V
+12.92	4307.810	721.03	622.36	0.88	0.0199	C.V
+9.86	4434.870	554.32	488.97	0.80	0.0237	C.V
+6.80	4425.600	384.93	336.52	0.60	0.0244	C.V
+3.57	4836.440	156.04	193.07	0.36	0.0253	**CV**

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
+22.10	3373.840	1304.45	829.46	1.36	0.0181	-
+19.04	4369.540	1028.37	925.51	1.36	0.0210	C.V
+15.98	4339.560	864.90	771.43	1.36	0.0250	C.V
+12.92	4307.810	679.25	619.15	1.28	0.0291	C.V
+9.86	4434.870	522.19	486.45	1.12	0.0334	C.V
+6.80	4425.600	362.62	334.78	0.88	0.0360	C.V
+3.57	4836.440	146.99	192.07	0.44	0.0310	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{Nd}{B_C f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

υ : effort normal réduit.

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Fc28 : la résistance caractéristique de béton

Tableau IV.20. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	**Nd (kN)**	**Bc (mm^2)**	combinaison	**υ**	**υ**<0.3
5èmeétage	443.177	144400	G+Q+Edx	0.12	Condition vérifiée
4ème étage	456.81	144400	G+Q+Edy	0.13	Condition vérifiée
3ème étage	912.025	184900	G+Q+Edx	0.20	Condition vérifiée
2ème étage	940.179	184900	G+Q+Edy	0.20	Condition vérifiée
1er étage	1384.522	230400	G+Q+Edx	0.24	Condition vérifiée
RDC	1506.014	230400	G+Q+Edy	0.26	Condition vérifiée
Entre-sol	1572.362	280900	G+Q+Edx	0.22	Condition vérifiée

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **les combinaisons données par les règles du CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- **les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003(Art5.2)**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Les sections:**
  - Poutres principales : **(bxh)** = (30x40) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (25x30) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V.1. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$=1,5\gamma_b$	$=1,15\gamma_s$	$=1,15\gamma_b$	$=1,00\gamma_s$
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$=14,2Mpa\ \overline{\sigma_b}$	σ_s=348 MPa	$=18,50MPa\ \overline{\sigma_b}$	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont 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 de50ϕ en Zone III.
- ❖ A Travée et appui ≥ AminCBA et Amin RPA
- ❖ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$$\begin{cases} S_t \le h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \le \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \ge A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \le \min [0,9d; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \ge 0,4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \ge \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0,3 f_{c28}.K)}{0,9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées après les vérifications sont tous résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2. Ferraillage longitudinales des poutres principales.

	Niveau	Position	**Mu(kN.m)**	Combinaison	**A′(cm²)**	A (**cm²**)	**Achoisi(cm²)**
Rive	Terrasse	Travée	36.246	1.35G+1.5Q	0	2.9	3HA12=3.39
		Appui	-68.2	G+Q+Ex	0	4.8	5HA12=5.65
	Etage	Travée	41.483	1.35G+1.5Q	0	3.3	4HA12=4.52cm²
		Appui	-98.607	G+Q+Ex	0	7.1	5HA12+1HA14=7.19cm²
	Commerce	Travée	56.57	1.35G+1.5Q	0	4.6	5HA12=5.65cm²
		Appui	-93.501	G+Q+Ex	0	6.7	5HA14=7.70cm²
intermédiaire	Terrasse	Travée	39.266	1.35G+1.5Q	0	3.1	3HA12=3.39cm²
		Appui	-78.277	G+Q+Ex	0	5.5	5HA12=5.65 cm²
	Etage	Travée	46.726	1.35G+1.5Q	0	3.7	4HA12=4.52cm²
		Appui	-75.97	G+Q+Ex	0	5.3	5HA12+1HA14=7.19cm²
	Commerce	Travée	68.048	1.35G+1.5Q	0	5.6	5HA12=5.65 cm²
		Appui	-105.023	G+Q+Ex	0	7.5	5HA14=7.70cm²

Tableau.V.3. Ferraillage longitudinales des poutres secondaires.

	Niveau	Position	**Mu(kN.m)**	Combinaison	**A′ (cm^2)**	**A (cm^2)**	**Achoisi(cm^2)**
Rive	Terrasse	Appui	-53.60	G+Q+Ey	0	5.3	5HA12=5.65
	Etage	Appui	-64.2	G+Q+Ey	0	6.5	6HA12=6.79
	Commerce	Appui	-29.05	G+Q+Ey	0	2.8	4HA12=4.52
intermédiaire	Terrasse	Appui	-28.34	G+Q+Ey	0	2.7	5HA12=5.65
	Etage	Appui	-33.305	G+Q+Ey	0	3.02	6HA12=6.79
	Commerce	Appui	-35.3237	G+Q+Ey	0	3.4	4HA12=4.52

V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

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 :

  $\overline{\sigma_b}$=0.6f_{c28}=15MPa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}] = 202.63MPa$ et on doit vérifier que : $\sigma_S \leq \overline{\overline{\sigma_S}}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.V.4.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	Combinaison	A(cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	23.2	G+Q	3.39	4	197.4	**cv**	**cv**
		Appui	-40.29	G+Q	5.65	5.4	201.6	**cv**	**cv**
	Etage	Appui	34.60	G+Q	4.52	5.1	201.6	**cv**	**cv**
		Travée	-54.26	G+Q	7.19	6.3	201.6	**cv**	**cv**
	Commerce	Appui	34.60	G+Q	5.65	4.6	178.5	**cv**	**cv**
		Travée	-54.26	G+Q	7.70	6.5	201.6	**cv**	**cv**
intermédiaire	Terrasse	Appui	28.51	G+Q	3.39	4.9	_	**cv**	**cv**
		Travée	-52.26	G+Q	5.65	6.9	_	**cv**	**cv**
	Etage	Appui	42.02	G+Q	4.52	6.2	_	**cv**	**cv**
		Travée	-71.64	G+Q	5.65	9.4	_	**cv**	**cv**
	Commerce	Appui	42.02	G+Q	5.65	5.6	_	**cv**	**cv**
		Travée	-71.64	G+Q	7.70	7.8	_	**cv**	**cv**

Tableau.V.5.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	Combinaison	A(cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Appui	-21.24	G+Q	5.65	5.0	152.4	cv	cv
	Etage	Appui	-46.73	G+Q	6.79	9.8	198.70	cv	cv
	Commerce	Appui	-9.89	G+Q	4.52	2.60	88.30	cv	cv
intermédiaire	Terrasse	Appui	-18.74	G+Q	5.65	4.4	-	cv	cv
	Etage	Appui	-22.90	G+Q	6.79	4.80	-	cv	cv
	Commerce	Appui	22.43	G+Q	4.52	5.9	-	cv	cv

- Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- Atendue ≥ Amin (CBA)
- Atravée ≥Amin et Atravée ≤ Amax (RPA)
- Aappu ≥ Amin et Aappui ≤ Amax (RPA)

Tableau.V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min}CBA =1.2cm^2	A_{min}RPA =6cm^2	A_{tmax} RPA =48cm^2	A_{amax} RPA =72cm^2
Rive	Terrasse	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	9.05	cv	cv	cv	cv
	Etage	Travée	3.39	7.19	cv	cv	cv	cv
		Appui	7.19	11.44	cv	cv	cv	cv
	Commerce	Travée	5.65	8.01	cv	cv	cv	cv
		Appui	6.79	13.35	cv	cv	cv	cv
intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	9.05	cv	cv	cv	cv
	Etage	Travée	4.52	7.19	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	11.44	cv	cv	cv	cv
	Commerce	Travée	5.65	8.01	cv	cv	cv	cv
		Appui	8.01	13.35	cv	cv	cv	cv

Tableau .V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min}CBA =0.75cm^2	A_{min}RPA =3.75cm^2	A_{tmax} RPA =30cm^2	A_{amax} RPA =7cm^2
Rive	Terrasse	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	9.05	cv	cv	cv	cv
	Etage	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	7.19	10.18	cv	cv	cv	cv
	Commerce	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	6.79	7.92	cv	cv	cv	cv
intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	9.05	cv	cv	cv	cv
	Etage	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	5.65	10.18	cv	cv	cv	cv
	Commerce	Travée	3.39	6.79	cv	cv	cv	cv
		Appui	8.01	7.92	cv	cv	cv	cv

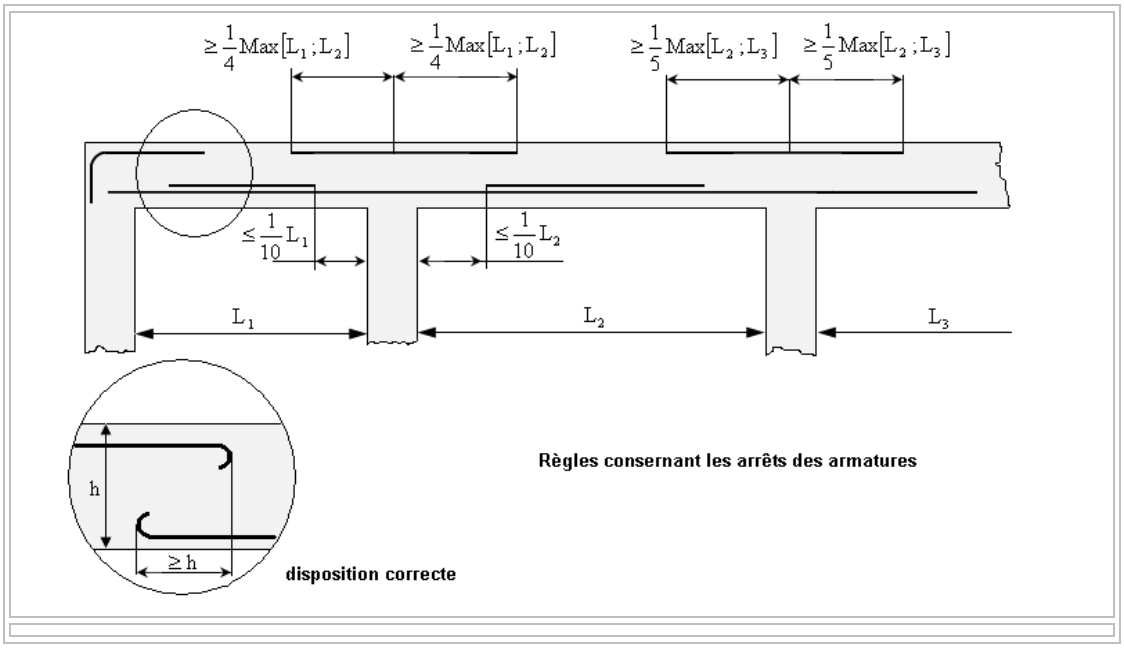


Figure.V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

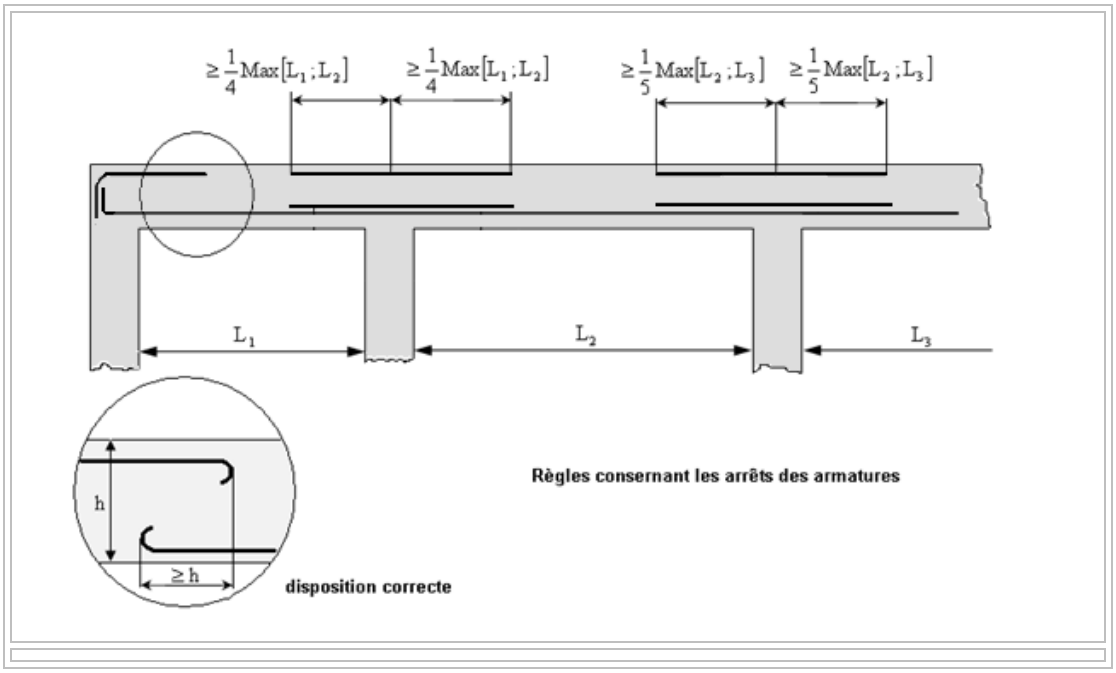


Figure.V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

V.2.3.2. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tableau.V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0{,}2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}5$ MPa	$\bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26$ MPa	$\bar{\tau}_u = 4{,}34$ MPa

Tableau.V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	Terrasse	80.79	1.35G+1.5Q	0.72	2.50	cv
	Etage	80.62	1.35G+1.5Q	0.71	2.50	cv
	Commerce	128.99	1.35G+1.5Q	1.15	2.50	cv
intermédiaire	Terrasse	91.35	1.35G+1.5Q	0.81	2.50	cv
	Etage	94.06	1.35G+1.5Q	0.84	2.50	cv
	Commerce	146.36	1.35G+1.5Q	1.30	2.50	cv

Tableau.V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	Terrasse	42.10	G+Q+Ey	0.61	4.35	cv
	Etage	101.62	G+Q+Ey	1.48	4.35	cv
	Commerce	33.92	G+Q+Ey	0.49	4.35	cv
intermédiaire	Terrasse	40.68	G+Q+Ey	0.59	4.35	cv
	Etage	71.16	G+Q+Ey	1.04	4.35	cv
	Commerce	53.13	G+Q+Ey	0.77	4.35	cv

V.2.3.3.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93			RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm^2)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2
30*40	1.303	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	4HA8=2.01
25*30	1.44	24.75	0.62	7.5	15	0.56	10	15	4HA8=2.01

V.2.3.4.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

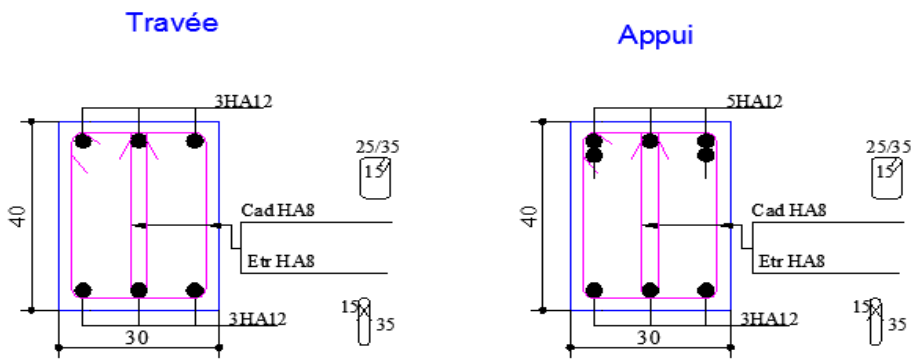
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

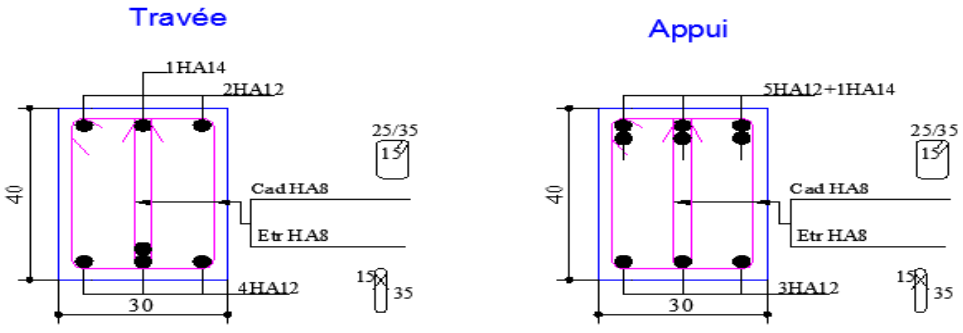
K : est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq K \leq 0{,}85$), on prend K = 0,75

Tableau.V.12.Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,081	0,062	C.V	0,081	0,075	C.V	0,0071	0,0105	C.V
PS	0,076	0,062	C.V	0,074	0,075	C.V	0,0098	0,0105	C.V

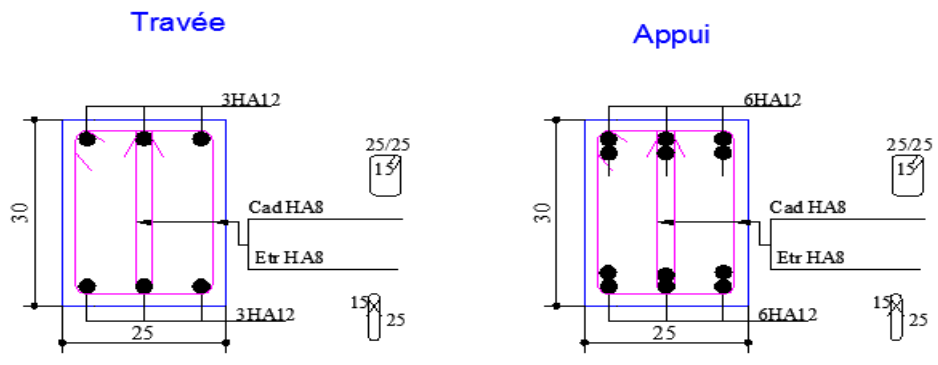


Ferraillage des poutres principales au niveau de la terrasse



Ferraillage des poutres principales au niveau des étages

Figure.V.3. Ferraillages des poutres principales.



Ferraillage des poutres secondaires au niveau des étages

Figure.V.4. Ferraillages des poutres secondaires

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

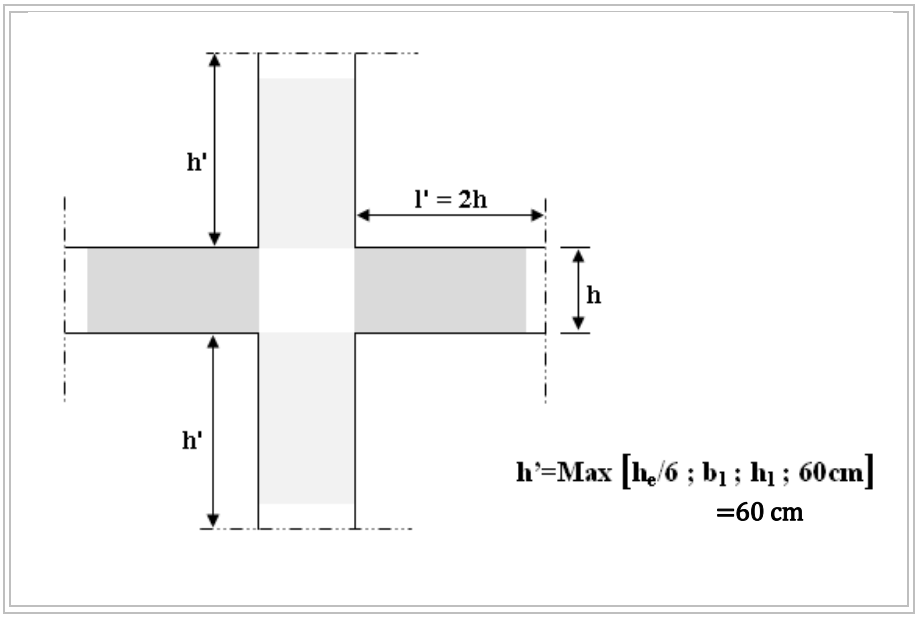


Figure.V.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

  - Le diamètre minimum est de 12 mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
  - La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
  - pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
    - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

❖ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ Mmax et son Ncorr.
❖ Nmax et son Mcorr.
❖ Nmin et son Mcorr.

V.3.1.c. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour equilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G+Q\pm E$ ou $0.8G\pm E$.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G+1.5Q$.

❖ **3eme cas : Effort normal minimal :**

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G\pm E$.

V.3.1.d.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G=N_u.(e_1+e_2+e_a)$$

❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1=\frac{M}{N}$$

❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{Mu}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a=\text{Max}[\frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h}\leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\frac{20*e1}{h})$$

V.3.1.e.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau.V.13.détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Niveau	Cas	Combinaison	N (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	A_X (cm²)	A_y (cm²)	A_{min} RPA	A_{min}CBA	$A_{choisie}$ (cm²)
5éme(40*40)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-14.26	21.54	-11.33	3.2	3.2	14,40	1,6	8HA16=16.08
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-99.16	-79.34	10.88	4.3	3.2	14,40	1,6	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-213.37	-42.40	10.16	3.2	3.2	14,40	1,6	
4éme(40*40)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-50.06	14.65	-9.26	3.2	3.2	14,40	1,6	8HA16=16.08
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-277.72	83.22	10.55	3.2	3.2	14,40	1,6	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-523.16	-38.85	-10.21	3.2	3.2	14,40	1,6	

3éme(45*45)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-84.14	18.78	-12.24	3.6	3.6	18,22	2.03	12HA14=18.47
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-418.90	122.13	15.89	3.6	3.6	18.22	2.03	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-820.49	-53.08	-12.61	3.6	3.6	18.22	2.03	
2éme(45*45)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-120.45	14.69	-10.27	3.6	3.6	18.22	2.03	12HA14=18.47
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-552.19	114.02	13.22	3.6	3.6	18.22	2.03	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-1118.81	-43.01	-8.93	3.6	3.6	18.22	2.03	
1ére (50*50)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-147.70	67.76	8.04	4	4	22.5	2.5	12HA16=24.13
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-1032.37	-154.45	-20.25	4	4	22.5	2.5	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-1423.16	-66.43	-10.47	4	4	22.5	2.5	
RDC (50*50)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-155.11	39.58	2.24	4	4	22.5	2.5	12HA16=24.13
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-811.58	88.98	-1.74	4	4	22.5	2.5	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-1731.35	-4.32	0.78	4	4	22.5	2.5	
Entre-sol (55*55)	Nmin→Mcorres	0.8G+Edy	-238.05	10.88	-3.48	4.4	4.4	27.22	3.03	4HA20+8HA16=28.65
	Mmax→Ncorres	G+Q+Ey	-1035.50	66.36	-5.69	4.4	4.4	27.22	3.03	
	Nmax→Mcorres	1.35G+1.5Q	-2054.98	6.40	13.89	4.4	4.4	27.22	3.03	

V.3.1.F.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau.V.14.Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Niveau	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma s]$
5éme(40*40)	Nmin→Mcorres	G + Q	-38.65	-0.66	-23.39	16.08	1.5	14.2	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-158.02	-31.45	7.53	16.08	2.5	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	--158.02	-31.45	7.5	16.08	2.5	0	cv	cv
4éme(40*40)	Nmin→Mcorres	G + Q	-109.31	1.40	-16.32	16.08	1.4	4	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-362.90	33.12	-5.98	16.08	3.6	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	-387.48	-28.81	-7.55	16.08	3.5	0	cv	cv
3éme(45*45)	Nmin→Mcorres	G + Q	-180.11	1.35	-22.65	18.47	1.6	1.6	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-580.65	42.68	-7.81	18.47	4	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	-607.71	-39.36	-9.33	18.47	3.9	0	cv	cv

2ème(45*45)	Nmin→Mcorres	G + Q	-254.20	1.88	-18.42	18.47	1.7	0	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-802.15	36.46	-5.66	18.47	4.6	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	-828.67	-31.89	-6.61	18.47	4.5	0	cv	cv
1ére(50*50)	Nmin→Mcorres	G + Q	-328.53	2.68	-22.09	24.13	1.6	0	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-1043.45	-49.70	5.26	24.13	4.6	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	-1054.10	-49.24	-7.69	24.13	4.7	0	cv	cv
RDC(50*50)	Nmin→Mcorres	G + Q	-406.03	3.75	-19.91	24.13	1.8	0	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-1251.80	30.62	-2.26	24.13	4.7	0	cv	v
	Nmax→Mcorres	G + Q	-1282.37	-3.23	0.23	24.13	4.1	0	cv	cv
Entre-sol(55*55)	Nmin→Mcorres	G + Q	-503.66	5.09	-24.60	28.65	1.8	0	cv	cv
	Mmax→Ncorres	G + Q	-1211.21	8.42	-35.29	28.65	3.9	0	cv	cv
	Nmax→Mcorres	G + Q	-1512.06	4.74	9.57	28.65	4.1	0	cv	cv

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c.Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau.V.15.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	combinaison	V_{ux} (KN)	τ_{ux} (MPa)	combinaison	V_{uy} (KN)	τ_{uy} (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MP)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
40*40	G+Q+Ex	21.77	0.145	G+Q+Ey	48.40	0.323	18.55	0.075	1.875	3.26	cv
45*45	G+Q+Ex	68.82	0.359	G+Q+Ey	144.28	0.754	16.49	0.075	1.875	3.26	cv
50*50	G+Q+Ex	58.84	0.247	G+Q+Ey	96.64	0.406	17.71	0.075	1.875	3.26	cv
55*55	G+Q+Ex	47.38	0.164	G+Q+Ey	152.13	0.526	17.75	0.075	1.875	3.26	cv

V.3.2.d.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d,\ 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h\,.fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\rho = 2{,}5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$
$$\rho = 3{,}75 \text{ si dans les cas contraires}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - ✓ Dans la zone nodale: $S_t \leq$ 10 cm en zone III
  - ✓ Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min ($b_1/2$, $h_1/2$, $10\phi_l$) en zone III
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$0{,}3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$
$$0{,}8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3.$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135o ayant une

Longueur droite de 10ϕt minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et
- diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton

Sur toute la hauteur des poteaux.

- Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (fe =400MPa).

Tableau.V.16. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (KN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	S_{tcal} (cm)	Zone	S_{tRPA}	S_{tCBA}	$S_{t\ finale}$	Choix
40*40	48.39	314	5.35	*2.5*	41.52	Z.C	15	40	10	4Ø10
						Z.N	10	40	5	4Ø10
45*45	144.28	314	4.76	3.75	10.44	Z.C	15	40	10	4Ø10
						Z.N	10	40	5	4Ø10
50*50	96.64	314	4.53	3.75	19.06	Z.C	15	38.25	10	4Ø10
						Z.N	10	38.25	5	4Ø10
55*55	152.13	314	4.54	3.75	12.1	Z.C	15	38.25	10	4Ø10
						Z.N	10	38.25	5	4Ø10

V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau.V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0{,}3\%$
40*40	Z.C	0.79	C.V
	Z.N	1.53	C.V
45*45	Z.C	0.7	C.V
	Z.N	1.39	C.V
50*50	Z.C	0.63	C.V
	Z.N	1.26	C.V
55*55	Z.C	0.57	C.V
	Z.N	1.14	C.V

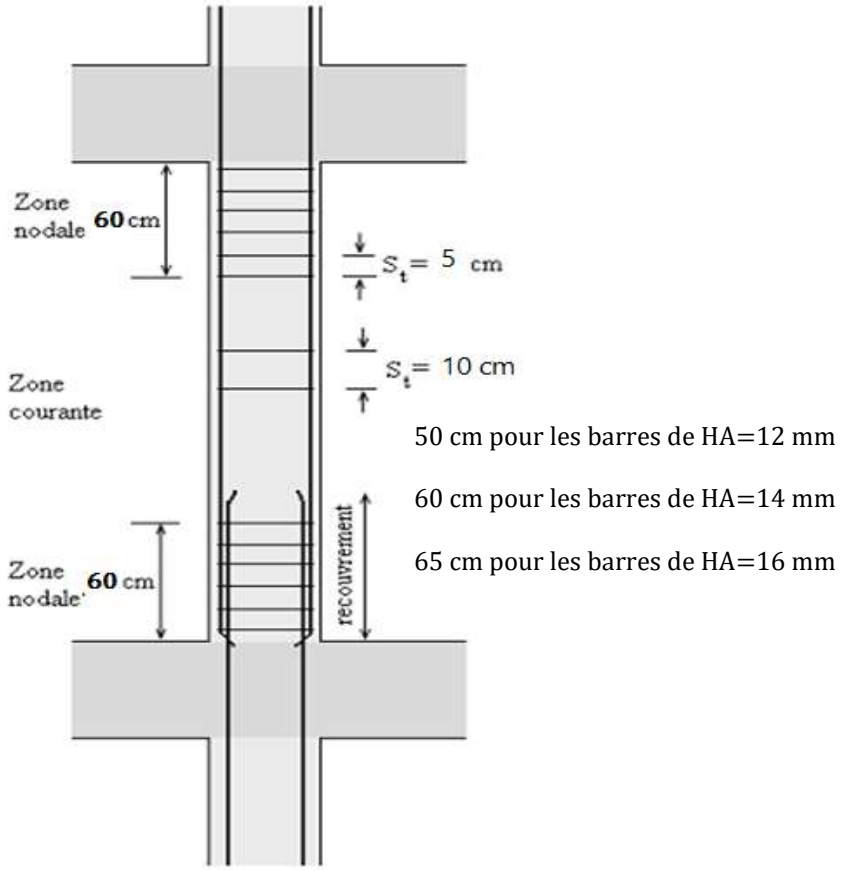


Figure.V.6. Disposition des armatures pour les poteaux.

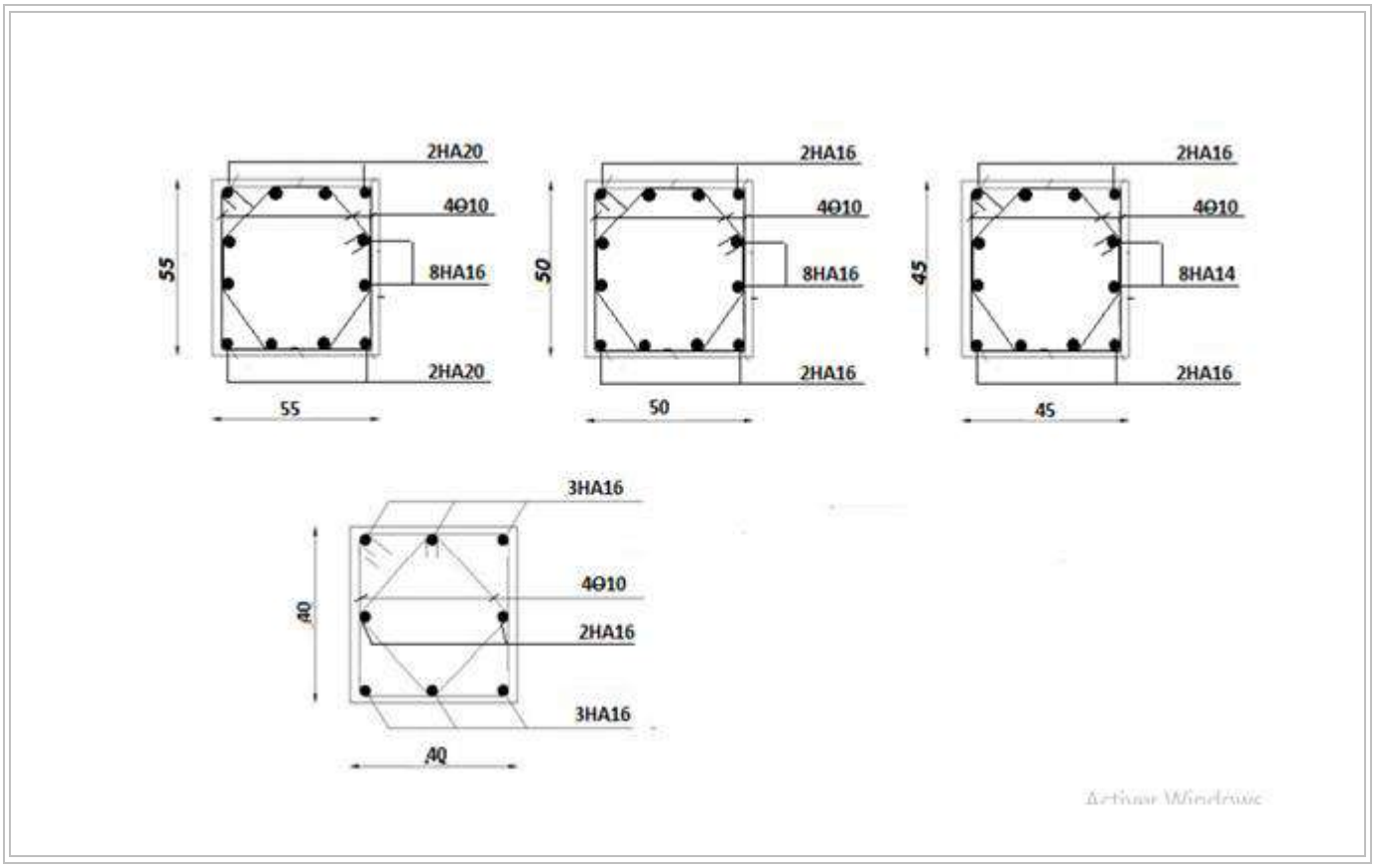


Figure.V.7. Ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles:

V.4.1.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

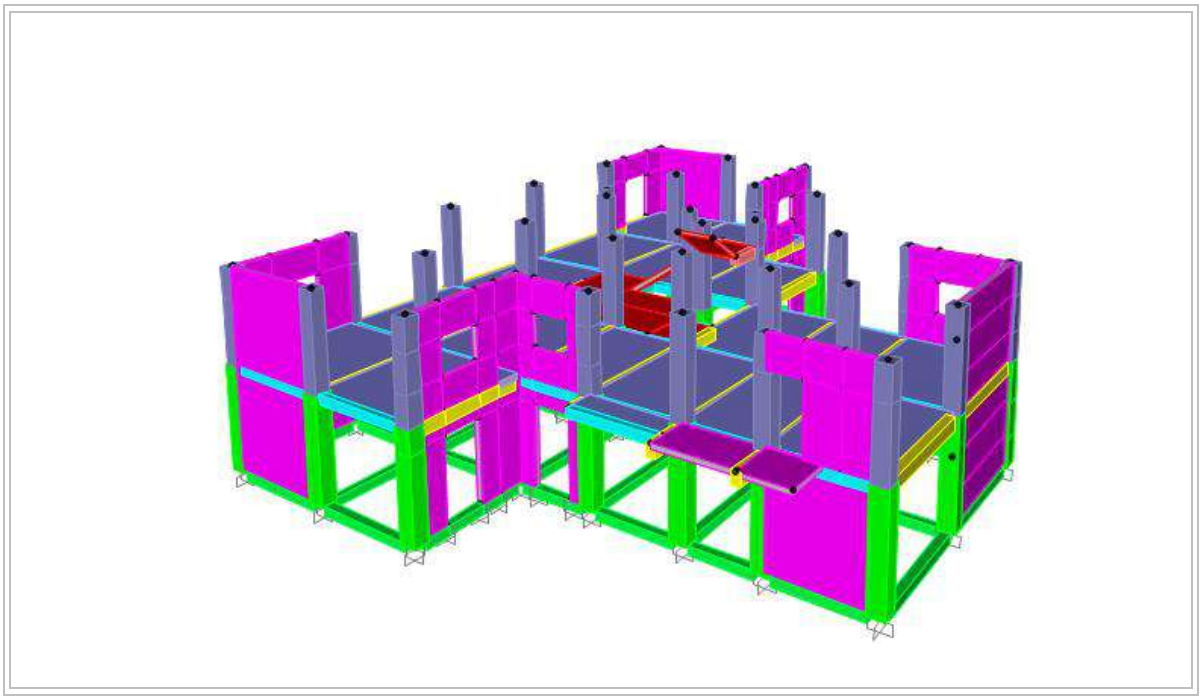


Figure.V.8. Désignation des voiles

V.4.1.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.1.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.1.b. 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 ".

V.4.2.1.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 ".

V.4.2.1.a. Recommandations réglementaires:

- **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%\ B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **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:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0{,}9d\ ; 40cm]$

$$S_h \le \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.\ a}$$

$$S_t \le \frac{A_h .0{,}9.\ f_{eh}}{\gamma_s .a .\tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min\left[1{,}5a\ ;\ 30cm\right]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 400MPA 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.4.2.1. a. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

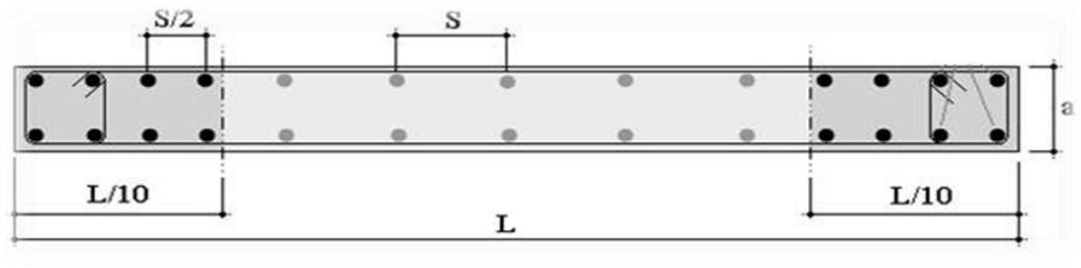


Figure.V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.2.1.c.Armatures verticales :

- **Détermination des armatures a l'ELU de résistance :**

Tableau.V.18. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$=1,5\gamma_b$	$=1,15\gamma_s$	$=1,15\gamma_b$	$=1,00\gamma_s$
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$=14,2\text{Mpa}\ \overline{\sigma_b}$	σ_s=348 MPa	$=18,50\ \text{MPa}\ \overline{\sigma_b}$	σ_s=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.19. Les voiles pleines

Niveau	Voile	S (cm²)	N(KN)	M(KN)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm²)	S_t(cm)	$A_{choisie}$ (cm²)
Entre-Sol	V_1	15*480	1874.75	3837.96	G+Q+Ex	19.8	15	2*30HA10=23.56
	V_2	15*440	2146.92	3563.04	G+Q+Ex	18.20	15	2*26HA10=20.42
	V_3	15*338	884.51	2884.91	G+Q+Ey	14.10	15	2*19HA10=14.92
	V_4	15*390	2011.03	3941.25	G+Q+Ey	16.20	15	2*24HA10=18.85
RDC et 1er étage	V_1	15*480	1684.06	3238.22	G+Q+Ex	19.8	15	2*30HA10=23.56
	V_4	15*390	1808.64	3232.08	G+Q+Ey	16.2	15	2*24HA10=18.85
2éme et 3éme étage	V_1	15*480	1082.48	1850.23	G+Q+Ex	19.8	15	2*30HA10=23.56
	V_4	15*390	1158.94	1755.12	G+Q+Ey	16.2	15	2*24HA10=18.85
	V_5	15*290	771.74	727.43	G+Q+Ey	12.2	15	2*18HA10=14.14
4éme et 5éme étage	V_1	15*480	508.81	633.64	G+Q+Ex	19.8	15	2*30HA10=23.56
	V_4	15*390	513.15	631.52	G+Q+Ey	16.20	15	2*24HA10=18.85
	V_5	15*290	381.75	224.59	G+Q+Ey	12.2	15	2*18HA10=14.14

V.4.2.1.d.Vérification des contraintes à l'etat limite de service :

Tableau.V.20.. Les Vérification des contraintes à l'etat limite de service

Niv	Voile	S(cm²)	N(KN)	M(KN)	$A_{choisie}$ (cm²)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (MPA)	$\overline{\sigma b}$ (MPA)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma s]$
Entre sol	V_1	15*480	865.703	135.43	23.65	1.3	0	202.63	15	cv	cv
	V_2	15*440	1224.77	58.35	20.42	1.8	0	202.63	15	cv	cv
	V_3	15*338	739.36	-31.25	14.42	1.4	0	202.63	15	cv	cv
	V_4	15*390	889.99	-75.83	18.85	1.5	0	202.63	15	cv	cv
RDC et 1er étage	V_1	15*480	789.49	127.6	23.65	1.2	0	202.63	15	cv	cv
	V_4	15*390	1794.61	-428.56	18.85	3.7	0	202.63	15	cv	cv
2éme et 3éme étage	V_1	15*480	563.12	105.44	23.56	0.9	0	202.63	15	cv	cv
	V_4	15*390	718.62	-94.62	18.85	1.3	0	202.63	15	cv	cv
	V_5	15*290	512.83	95.23	23.56	0.8	0	202.63	15	cv	cv
4éme et 5éme étage	V_1	15*480	483.89	103.72	18.85	1	0	202.63	15	cv	cv
	V_4	15*390	592.83	-32.58	14.14	1.1	0	202.63	15	cv	cv
	V_5	15*290	475.24	-26.02	23.56	0.4	0	202.63	15	cv	cv

Tableau.V.21. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003

NIV	Voile	S(cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	A_{minCBA}(cm²)	A_{minRPA}(cm²)	Verification
Entre sol	V_1	15*480	2*30HA10=23.56	7.2	10.8	Oui
	V_2	15*440	2*26HA10=20.42	6.6	9.9	Oui
	V_3	15*338	2*19HA10=14.92	5.07	7.61	Oui
	V_4	15*390	2*24HA10=18.85	5.85	8.78	Oui

RDC et 1er étage	V_1	15*480	2*30HA10=23.56	7.20	10.8	Oui
	V_4	15*390	2*26HA10=20.42	5.85	8.78	Oui
2éme et 3éme étage	V_1	15*480	2*30HA10=23.56	4.35	6.52	Oui
	V_4	15*390	2*24HA10=18.85	7.20	10.8	Oui
	V_5	15*290	2*18HA10=14.14	5.85	8.78	Oui
4éme et 5éme étage	V_1	15*480	2*30HA10=23.56	7.20	10.8	Oui
	V_4	15*390	2*24HA10=18.85	5.85	8.78	Oui
	V_5	15*290	2*18HA10=14.14	4.35	6.52	Oui

- **Les armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures Transversales des poteaux, Comme Øh est connue, alors : $Ah=2\times ah=2\times \pi Øh2/4$

$$Øh=10\ mm \Rightarrow Ah=1.57\ cm^2$$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.A_t.\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.f_{t28}.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.f_{c28}} \text{ (Compression) ;}$$

$$\text{et } K=1-10.\frac{Nu}{B.f_{c28}} \text{ (Traction) ;}$$

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } (0{,}9d;\ 40cm) \textbf{ CBA93} \\ S_t \leq \text{min } (1{,}5a;\ 30cm) \textbf{ RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau.V.22. Détermination des armatures horizontales.

	L (m)	EP (m)	τ_u(MPA)	$\emptyset_h$	S_{hCBA}	S_{hRPA}	S_h	A_h (cm²)	$A_{hminRPA}$	$A_h \geq A_{hmin}$
V_1	4.80	0.15	1.52	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	10.8	cv
V_2	4.40	0.15	0.94	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	9.9	cv
V_3	4.40	0.15	1.72	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	9.9	cv
V_4	3.90	0.15	2.13	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	8.78	cv
V_5	3.90	0.15	2.00	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	8.78	cv
V_6	3.38	0.15	1.95	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	7.61	cv
V_7	2.90	0.15	0.83	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	6.52	cv
V_8	3.38	0.15	1.22	10	40	22.5	20	2*16HA10=12.57	7.61	cv

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Tableau .V.23. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

Voile	L (m)	Epaisseur(m)	T (KN)	τ_u (MPA)	$\overline{\tau u}$ (MPA)	$\tau_u \leq \overline{\tau u}$
V_1	4.80	0.15	987.63	1.52	5	cv
V_2	4.40	0.15	566.14	0.94	5	cv
V_3	4.40	0.15	1058.06	1.72	5	cv
V_4	3.90	0.15	1123.67	2.13	5	cv
V_5	3.90	0.15	1053.54	2.00	5	cv
V_6	3.38	0.15	889.88	1.95	5	cv
V_7	2.90	0.15	324.65	0.83	5	cv
V_8	3.38	0.15	555.56	1.22	5	cv

- **Les armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que :

$\emptyset_t \geq \emptyset_v 3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 12mm \Rightarrow \emptyset_t \geq 123 = 4mm \Rightarrow$ On adopte: $\emptyset_t = 6mm$.

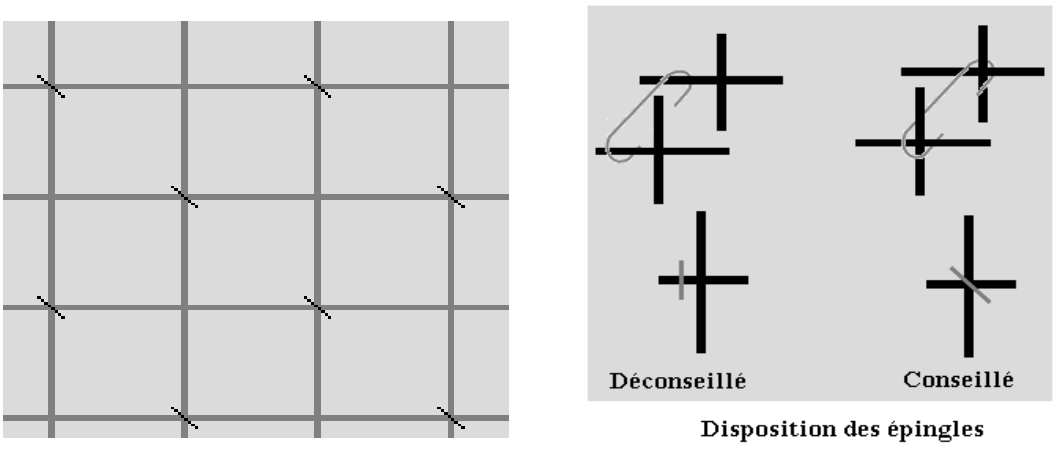


Figure.V.10. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=50.ϕ=65 cm

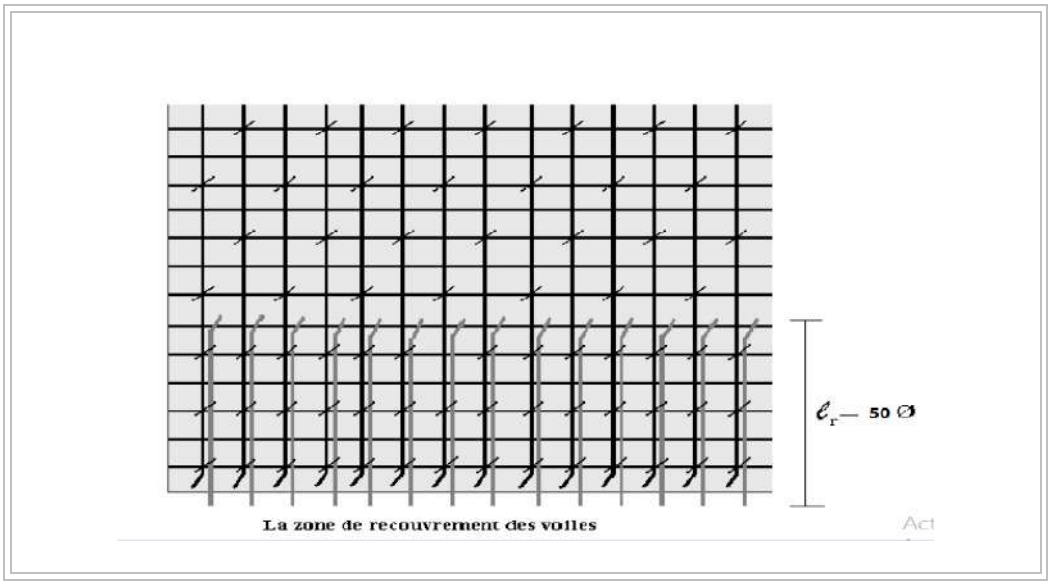


Figure.V.11. La zone de recouvrement des voiles.

V.4.2.1.f.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.2.1.les trumeaux :

- **Les armateurs verticaux:**

Tableau V.24. Calcul des armatures verticales.

Niv	Voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	combinaison	A_{CAL} (cm²)	$A_{min\ CBA}$ (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)
Entre sol	V_1	15*440	1514.81	2155.24	G+Q+Ed_x	18.20	6.6	9.9	15	2*26HA10=20.42
	V_2	15*338	1016.45	1137.76	G+Q+Ed_y	14.1	5.07	10.14	15	2*19HA10=14.92
	V_3	15*290	860.65	1106.89	G+Q+Ed_y	12.20	4.35	8.7	15	2*16HA10=12.57
RDC et 1er étage	V_1	15*120	767.92	275.4	G+Q+Ed_x	5.4	1.80	2.7	15	2*7HA10=5.50
	V_2	15*127	273.77	437.95	G+Q+Ed_x	5.7	1.90	2.85	15	2*8HA10=6.28
	V_3	15*99	688.25	93.85	G+Q+Ed_y	4.6	1.49	2.23	15	2*6HA10=4.71
	V_4	15*225	233.59	472.31	G+Q+Ed_y	9.6	3.38	5.06	15	2*14HA10=11.00
	V_5	15*75	396.47	59.4	G+Q+Ed_y	3.6	1.12	1.68	15	2*12HA10=13.58
2éme et	V_1	15*120	469.02	74.99	G+Q+Ed_x	5.4	1.80	2.70	15	2*7HA10=5.50
	V_2	15*127	499.46	185.17	G+Q+Ed_x	5.7	1.90	2.85	15	2*7HA10=5.50

3éme étage	V_3	15*99	143.69	43.45	G+Q+Ed$_y$	4.6	1.49	2.23	15	2*6HA10=4.71
	V_4	15*225	155.03	174.52	G+Q+Ed$_y$	9.6	3.38	5.06	15	2*14HA10=11.00
4éme et 5éme étage	V_1	15*120	165.78	23.87	G+Q+Ed$_x$	5.4	1.80	2.70	15	2*7HA10=5.50
	V_2	15*99	139.21	26.82	G+Q+Ed$_y$	4.6	1.49	2.23	15	2*6HA10=4.71
	V_3	15*225	112.97	64.78	G+Q+Ed$_y$	9.6	3.38	5.06	15	2*14HA10=11.00

V.5.5.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau V.25. Les Vérification des contraintes à l'état limite de service

Niv	Voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	combinaison	A_{CAL} (cm²)	σ_b	σ_s	vérification
Entre sol	V_1	15*440	968.79	84.43	G+Q	20.42	1.5	22.2	cv
	V_2	15*338	440.07	83.38	G+Q	14.92	1.0	15.4	cv
	V_3	15*290	425.38	33.11	G+Q	12.57	1.0	15.4	cv
RDC et 1er étage	V_1	15*120	256.54	24.30	G+Q	5.50	1.8	27.3	cv
	V_2	15*127	434.80	22.68	G+Q	6.28	2.5	37.5	cv
	V_3	15*99	167.22	10.92	G+Q	4.71	1.4	20.1	cv
	V_4	15*225	199.52	110.03	G+Q	11.00	1.2	18.0	cv
	V_5	15*75	153.45	4.05	G+Q	13.58	1.1	17.1	cv
2éme et 3éme étage	V_1	15*120	185.16	21.07	G+Q	5.50	1.4	20.9	cv
	V_2	15*127	105.19	21.21	G+Q	5.50	0.7	11.1	cv
	V_3	15*99	120.63	7.61	G+Q	4.71	1.0	14.6	cv
	V_4	15*225	184.81	101.67	G+Q	11.00	1.1	16.7	cv
4éme et 5éme étage	V_1	15*120	87.12	20.77	G+Q	5.50	0.9	13.3	cv
	V_2	15*99	58.18	4.91	G+Q	4.71	0.5	7.6	cv
	V_3	15*225	89.93	57.21	G+Q	11.00	0.6	8.8	cv

➢ **Las armateurs horizontaux :**

Tableau.V.26. Détermination des armatures horizontales.

Niv	Voile	EP	H	τ_u	$\overline{\tau u}$	Verification	∅	S_h	A_{minRPA}	$A_{choisie}$
	V_1	15	440	0.93	5	cv	10	20	9.9	2*18HA10=14.14
	V_2	15	290	0.82	5	cv	10	20	6.52	2*12HA10=9.42
	V_3	15	338	1.21	5	cv	10	20	7.60	2.*14HA10=11.00

V.5.1. Ferraillage des 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.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.5.1.1.a.Recommandation des règlements:

❖**Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖**Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement(RPA99 Art 7.7.2):**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec: $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

❖ **Ferraillage des linteaux:**

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l.
- Des aciers transversaux: At.
- Des aciers en partie courante: Ac.

✓ **Premier cas: $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$**

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec } Z=h-2d'$$

- **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)
- **h**: hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

➢ **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$$

- S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- At: section d'armatures transversales.
- L: portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

➢ **Deuxième sous cas: linteau courts (λg=l/h ≤ 1)**

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.L}{T+A_t.f_e}$$

$$T=\min(T_1,T_2)\ ;\ T_1=\frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}\ ;\ T_2=2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c=A_l.f_e.Z \quad \text{Avec:} \quad Z=h-2d'$$

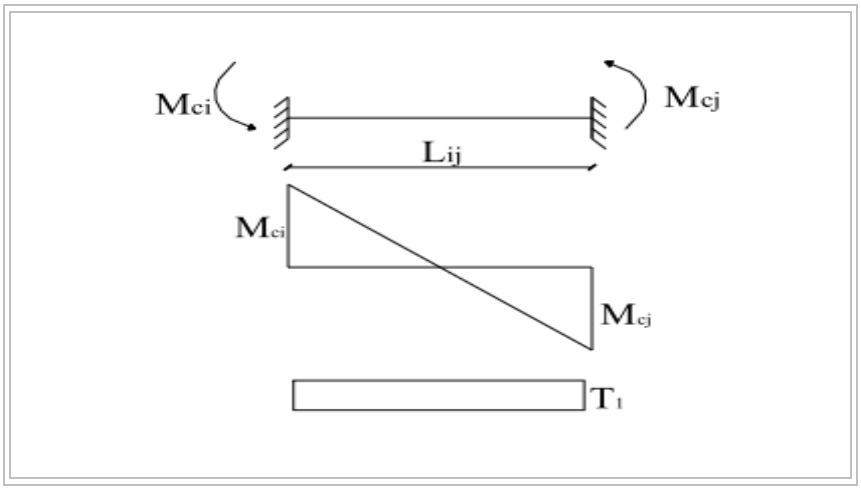


Figure.V.12. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas:τb> 0,06 fc28**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

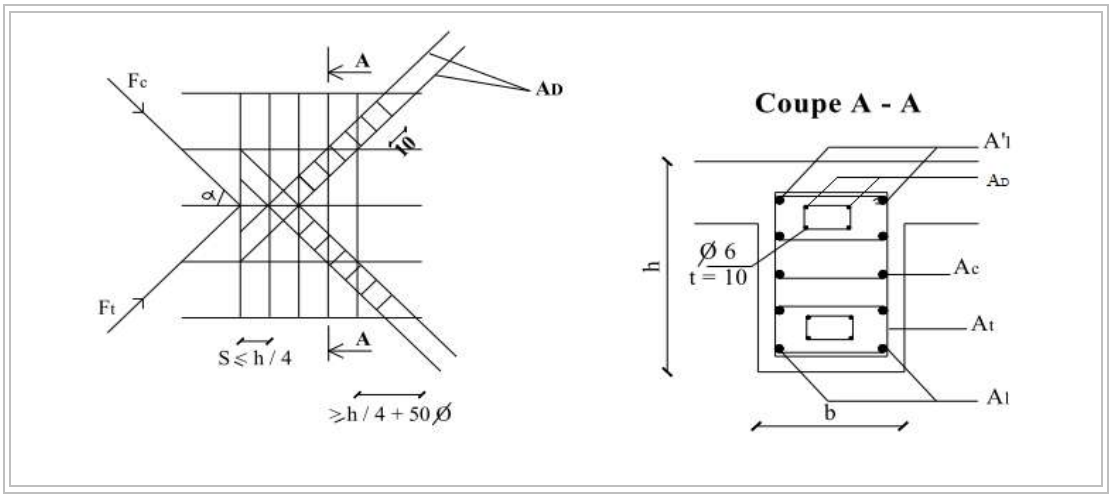


Figure.V.13. Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ **Selon le RPA 99Version2003, on a:**

$A_l \geq 0{,}15\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\% \, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\% \, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\% \, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\% \, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025 \, f_{c28}$

❖ **Armatures de peau :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

V.5.1.2.b. Calcul du ferraillage longitudinal :

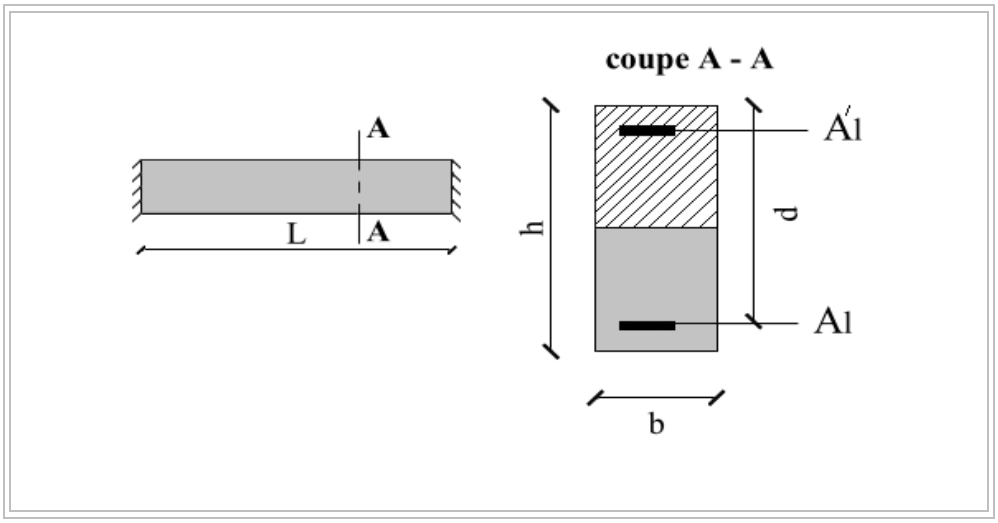


Figure.V.14. Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.V.27. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

NIV	Voile	e (cm)	h(cm)	L(cm)	V(MPA)	τ_b	M(KN.m)	$\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$
	V_1	15	2.03	1.40	689.02	2.51	446.91	Traction/compression
	V_2	15	1.80	1.40	489.52	2.01	371.45	Traction/compression
	V_3	15	1.80	1.40	584.26	2.98	405.75	Traction/compression
	V_1	15	0.86	1.70	464.95	4	389.5	Traction/compression
	V_2	15	0.86	1.20	314.79	2.71	175.9	Traction/compression
	V_3	15	2.03	1.40	645.35	2.65	428.82	Traction/compression
	V_4	15	2.03	1.40	593.12	2.16	419.95	Traction/compression
	V_1	15	1.80	1.40	477.13	1.84	294.88	Traction/compression
	V_2	15	2.03	1.40	513.78	1.87	344.05	Traction/compression
	V_3	15	0.86	1.70	279.75	2.40	118.81	Traction/compression
	V_4	15	0.86	1.20	329.08	2.83	150.74	Traction/compression
	V_1	15	0.86	1.70	388.22	3.34	280.60	Traction/compression
	V_2	15	1.80	1.40	320.72	1.31	188.06	Flexion simple
	V_3	15	0.86	1.20	179.40	1.55	43.84	Traction/compression
	V_4	15	2.03	1.40	224.76	1.14	136.12	Flexion simple
	V_1	15	2.03	1.40	320.72	1.17	188.06	Flexion simple
	V_2	15	0.86	1.70	356.92	3.07	322.17	Traction/compression
	V_3	15	0.86	1.20	235.32	2.02	86.83	Traction/compression
	V_4	15	1.80	1.40	324.68	1.33	214.95	Flexion simple

V.4.7.c. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

Tableau.V.28. Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

	$A_{calculé}$ (cm²)					$A_{choisie}$ (cm²)			
Niv	A_D	A_l	A_t	A_P	St(cm²)	A_D(cm²)	A_l(cm²)	A_t(cm²)	A_P(cm²)
	10.54	4.57	0.56	6.09	15	2*4HA14=12.32	2*4HA14=6.16	2*2HA10=1.57	2*8HA10=6.26
	7.84	4.05	0.56	5.40	15	2*4HA12=9.05	2*4HA12=4.52	2*2HA10=1.57	2*8HA10=6.26
	9.35	4.05	0.56	5.40	15	2*4HA14=12.32	2*4HA12=4.52	2*2HA10=1.57	2*8HA10=6.26
	13.51	1.93	0.56	4.40	15	2*6HA12=1358	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	7.03	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA12=9.05	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	9.87	4.57	0.56	6.09	15	2*4HA14=12.32	2*4HA14=6.16	2*2HA10=1.57	2*9HA10=6.26
	9.08	4.57	0.56	6.09	15	2*3HA12=9.24	2*4HA14=6.16	2*2HA10=1.57	2.*8HA10=6.26
	7.63	4.05	0.56	5.40	15	2*4HA12=9.05	2*4HA12=4.52	2*2HA10=1.57	2*9HA10=7.07
	7.86	4.57	0.56	6.09	15	2*4HA12=9.05	2*4HA14=6.16	2*2HA10=1.57	2*8HA10=6.26
	8.12	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA12=9.05	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	7.35	1.93	0.56	4.4	15	2*4HA12=9.05	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	4.9	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA10=6.28	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	_	3.76	0.79	_	15	_	2*4HA12=4.52	2*2HA10=1.57	_
	5.25	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA10=6.28	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	_	2.40	0.79	_	15	_	2*3HA12=3.39	2*2HA10=1.57	_
	_	3.32	0.79	_	15	_	2*3HA12=3.39	2*2HA10=1.57	_
	10.37	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA14=12.32	2*2HA12=2.26	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	5.25	1.93	0.56	4.40	15	2*4HA10=6.28	2*4HA12=4.52	2*2HA10=1.57	2*6HA10=4.71
	_	4.29	0.79	_	15	_	2*4HA14=6.16	2*2HA10=1.57	_

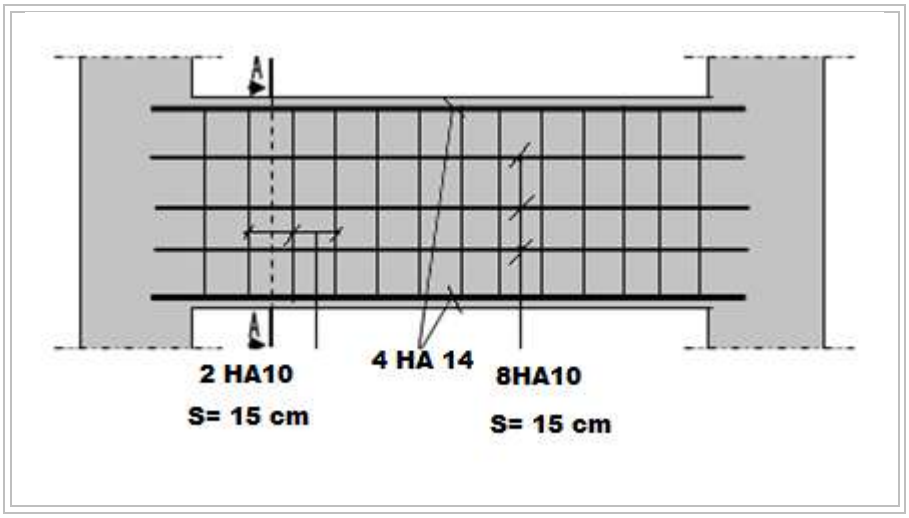


Figure.V.15. Ferraillage du linteau.

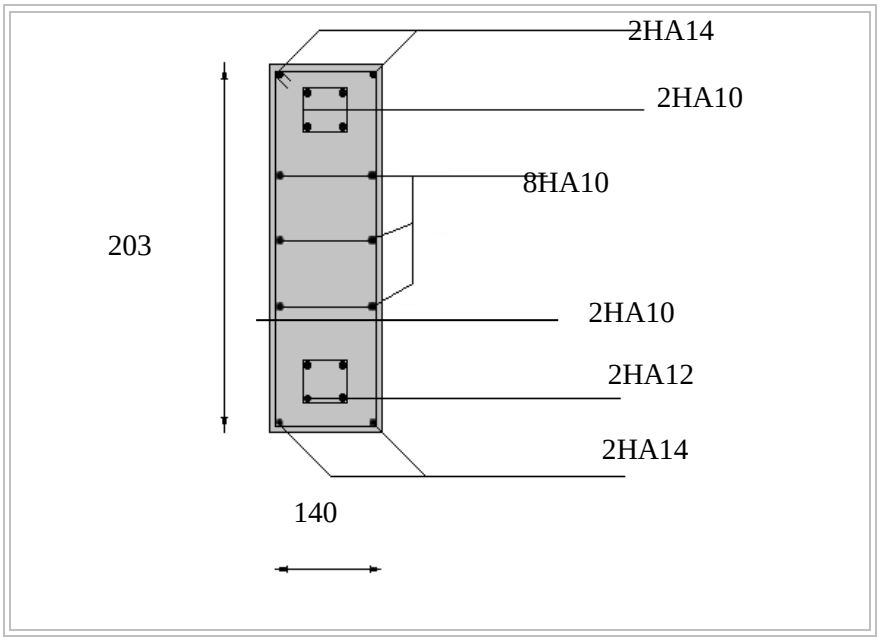


Figure.V.16. Coupe A-A.

VI.1. Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appui.

VI.2.ETUDE DE FONDATION:

VI.2.1.Généralité:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanente, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.2. Choix de type de la fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =**1.50** bars) avec un Ancrage de **1.50m.**Sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des Semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela Nous allons procéder à une petite vérification :

VI.2.2.a. Vérification du chevauchement entre les semelles :…….. [12]

i) Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'a une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui Permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

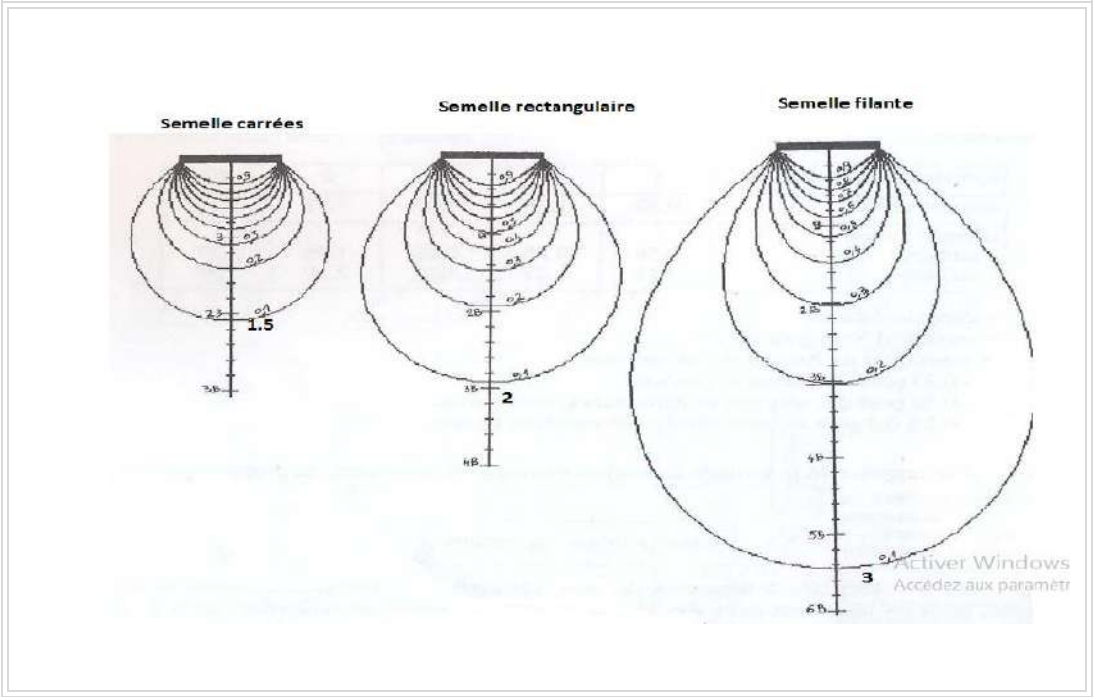


Figure.VI.1. Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule Fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important Entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très Chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus N'important que le simple rapport charge/périmètre.

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} * 1.5$

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} * 2$

Ou L : distance entre deux semelles

C: largeur de la semelle

VI.3. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.3.3.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles isolées.

	N(KN)	M_X (KN.m)	M_y (KN.m)	A(m)	B(m)	S (m²)
S_1	1512.06	4.74	9.57	3.50	3.50	12.25
S_2	1457.63	6.50	-2.39	3.50	3.50	12.25
S_3	1131.61	-0.25	2.77	3.00	3.00	9

Tableau.VI.2. Vérification du chevauchement entre les semelles.

	Semelles	L(m)	$\frac{c_1+c_2}{2}$ *1.5	$\frac{c_1+c_2}{2}$ *1.5
Sens x-x	S_1et S_2	4.80	5.25	CNV
	S_2 et S_3	4.90	5.25	CNV
Sens y-y	S_1et S_1	3.90	4.50	CNV
	S_1et S_2	3.90	4.50	CNV

❖ **Conclusion :**

D'apres ces résultats, on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles dans le sens y, ce qui nous mène à envisager des semelles filantes suivant cette direction.

VI.3.2.2. Calcul des 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

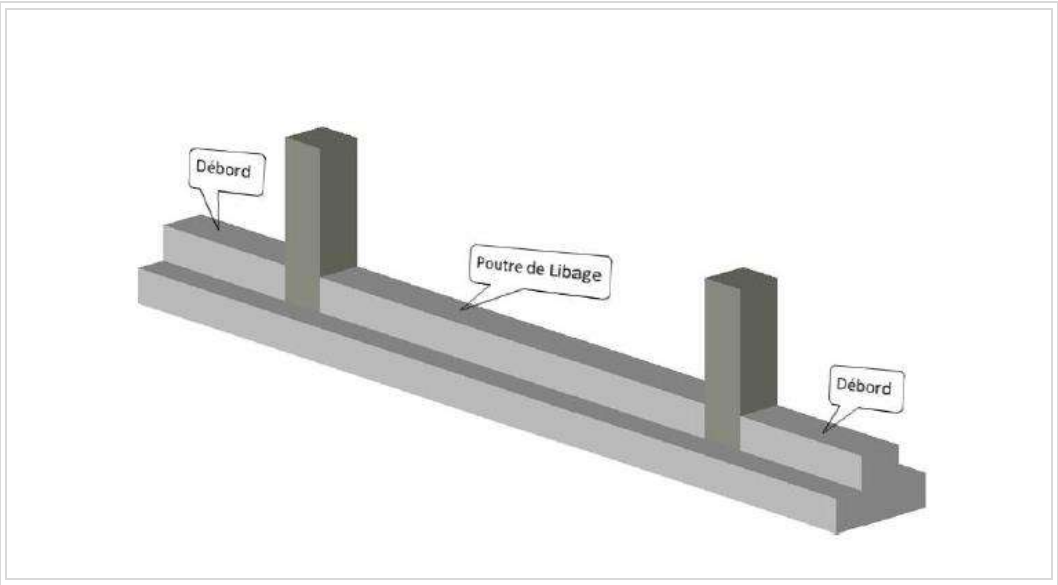


Figure VI.2.Schéma d'une semelle filante sous poteaux

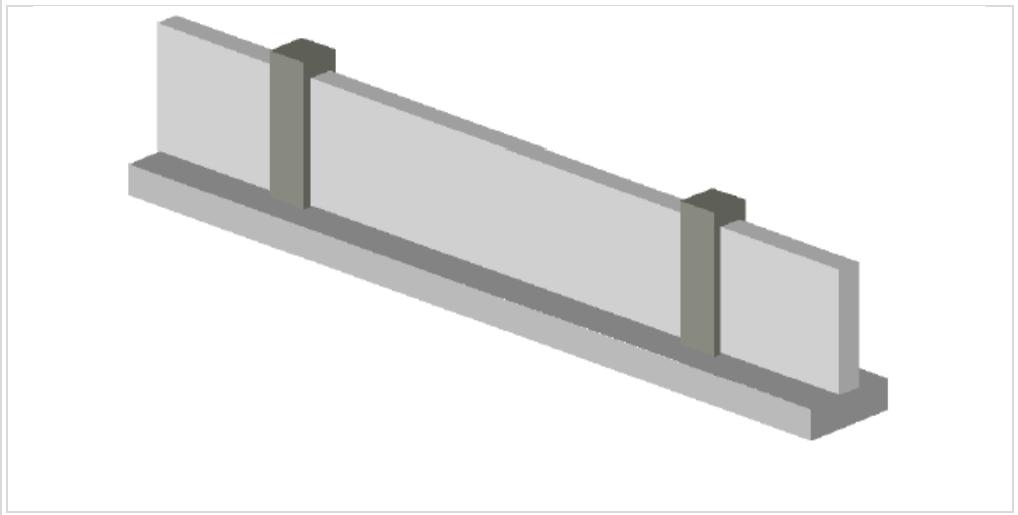


Figure VI.3.Schéma d'une semelle filante sous voiles

VI.3.2.2. A. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

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

	$N_{u(KN)}$	N(KN/ml)	b	L (m)	B(m)	d(cm)	h(cm)
SF_1	1987.02	211.84	55	9.70	1.80	34.25	40
SF_2	2054.92	211.84	55	9.70	1.80	34.25	40
SF_3	1683.43	187.04	55	9.70	1.70	33	40
SF_4	1369.58	141.19	55	9.70	1.40	25	30
SF_5	1205.95	124.32	55	9.70	1.20	46.75	50
SF_6	1145.82	118.12	55	9.70	1.20	46.75	50
SF_7	559.1	57.63	55	9.70	1.20	46.75	50
SF_8	803.85	198.48	55	4.05	1.80	34.25	40
SF_9	1639.02	193.58	55	7.95	1.60	30	35
SF_{10}	2054.92	258.48	55	7.95	2.20	44.25	50
SF_{11}	1973.24	248.20	55	7.95	1.50	30	35
SF_{12}	1541.46	193.89	55	7.95	1.70	33	40
SF_{13}	650.65	166.83	55	3.90	1.50	30	35

VI.3.2.2.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles (l'ELU et l'ELS) et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures de repartition :**

$$A = N\left(1+\frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(n-1)}$$

- ✓ n: étant le nombre de barres.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 348 Mpa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202 Mpa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4. armatures principales des semelles filantes

	$N_{u(KN)}$	N_{ser} (KN)	M_u(KN.m)	M_{ser}(KN.m)	A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	204.84	151.32	9.20	6.81	4.96	4.97	6HA12=6.79	20
SF3	187.04	127.76	4.36	3.25	4.19	4.21	6HA12=6.79	20
SF6	118.12	87.49	0.39	0.28	1.41	1.42	4HA12=4.52	25
SF8	198.48	220.65	3.16	2.33	4.49	4.55	6HA12=6.79	20
SF10	258.48	155.88	6.37	4.74	4.69	4.73	6HA12=6.79	20

❖ **Armatures de repartition :**

Tableau.VI.5. Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm²)	ESP(cm²)
SF1	4HA12=4.52cm²	30
SF3	4HA12=4.52cm²	30
SF6	4HA12=4.52cm²	30
SF8	4HA12=4.52cm²	30
SF10	6HA12=6.79cm²	20

VI.3.2.2.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s = 2.8 Mpa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset\, f_e}{4\,\tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau.VI.6.Vérification des longueurs de scellement des semelles

Semelle	$\emptyset\ (mm)$	$l_{s\ (cm)}$	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	22.5	45	Courbe
SF3	12	42.85	21.25	42.5	Courbe
SF6	12	42.85	15	30	Courbe
SF8	12	42.85	22.5	45	Courbe
SF10	12	42.85	27.5	55	Courbe

❖ **Commentaire :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.3.2.2.d.Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.7. Longueur de scellement filantes..

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN.m)	$e_{0(m)}$	B (m)	B/4 (m)	$e_0 \leq$ B/4
SF1	1987.02	9.20	0.0016	1.80	0.45	CV
SF3	1683.43	4.36	0.0025	1.70	0.425	CV

SF6	1145.82	0.39	0.0034	1.20	0.30	CV
SF8	803.85	3.16	0.0039	1.80	0.45	CV
SF10	2054.92	6.37	0.0030	2.20	0.55	CV

VI.4. Ferraillage Longitudinal:

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 verifier l'inégalité suivant : $l \le \frac{\pi}{2} l_e$

Le: longueur élastique. $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.198 MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$) avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \ge \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1, PL3, PL6 et PL8, PL10) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF3, SF6, SF8, SF10) respectivement.

Tableau 8 .Dimensionnement de la poutre de libage

	b(m)	L(m)	h_p (m)	I(m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l_e \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21	cv
PL3	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21	cv
PL6	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21	cv
PL8	0.55	4.05	0.60	0.0099	4.52	cv
PL10	0.55	4.05	0.60	0.0099	4.52	cv

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) 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 9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	L (m)	q_u(KN/m²)	q_{ser}(KN/m²)
PL1	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21
PL3	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21
PL6	0.55	4.90	0.75	0.019	5.21
PL8	0.55	4.05	0.60	0.0099	4.52
PL10	0.55	4.05	0.60	0.0099	4.52

VI.4.1.Calcul des moments :

Tableau 10. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t(KN.m)	M_a (KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	525.35	282.51	354.28	260.14
PL3	707.46	613.60	563.18	487.46
PL6	667.30	434.63	460.70	322.10
PL8	476.90	308.50	354.28	260.86

VI.4.2.Armatures longitudinales :

- Détermination des armatures longitudinales à l.ELU :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

		M_u (KN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisis\ (cm^2)}$
PL1	Travée	282.51	0.68	11.70	0	8HA14=12.32
	Appui	525.35	0.68	22.60	0	12HA16=24.13
PL3	Travée	613.60	0.68	26.70	0	14HA16=28.15
	Appui	707.46	0.68	30.30	0	10HA20=31.42
PL6	Travée	434.63	0.68	18.40	0	10HA16=20.11
	Appui	667.30	0.68	29.30	0	10HA20=31.42
PL8	Travée	308.50	0.54	16.60	0	9HA16=18.10
	Appui	467.94	0.54	26.90	0	14HA16=28.15

➢ **Vérification des contraintes à l.ELS :**

Tableau VI.12 vérification des contraintes la poutre de libage à l.ELS

		A_u(cm²)	M_{ser}(KN.m)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
PL1	Travée	12.32	260.14	4.4	162.30	Oui	Oui
	Appui	24.13	354.28	8.6	201.6	Oui	Oui
PL3	Travée	28.15	563.18	8.2	201.60	Oui	Oui
	Appui	31.42	487.46	7.6	201.6	Oui	Oui
PL6	Travée	20.11	322.10	6.1	201.60	Oui	Oui
	Appui	31.42	460.70	6.7	201.60	Oui	Oui
PL8	Travée	18.10	260.86	8.6	201.60	Oui	Oui
	Appui	28.15	354.28	10.1	201.60	Oui	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (55x75) (cm²), noyée dans la semelle.

hp= 75 cm, donc il y a des armatures de peau de 3cm²/m _ Ap= 3x0.75=2,26cm²,

Donc on adopte A_p=2HA14= 3,07cm²

➢ **Armatures transversales:**

❖ **Calcul de l'effort tranchant T_u :**

		CBA 93		RPA 99			At choisi et St choisi	
	τ_u(Mpa)	A_t(cm²)	S (cm) (nodale)	S'(cm) (courante)	A_t (cm²)	S (cm) (nodale)	At choisi (cm²)	**$S_{tchoisis}$** (cm)
PL1	1.78	6.28	10	30	3.60	15	8HA10=6.28	15
PL6	2.15	6.28	10	30	3.60	15	8HA10=6.28	15

VI.5.ETUDE DES LONGRINES:

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment a la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.5.1.Prédimensionnement: [1]: ▸▸ [Art 10.1.1.b] ◂◂:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_3

VI.5.5.a.Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

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

(Dans notre cas : site S_3 et zone sismique III α = **10**).

$$F_u = \frac{2054.92 \times 10^3}{10} = 205.49 \text{ KN}$$

$$F_{ser} = \frac{1512.06}{10} = 151.206 \text{ KN}$$

VI.5.5.b.Ferraillage:

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU :**

  Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$A_u = \frac{Fu}{\frac{Fe}{\gamma_s}} = \frac{205.49*10^3}{348} = 5.90\ cm^2 \longrightarrow A_u \geq 5.90\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B*f_{t28}}{fe}$$

$$A = \frac{30*30*2.1}{400} = 4.72\ cm^2 \longrightarrow A_u \geq 4.72\ cm^2$$

Donc on adopte: A = 6HA14 = 9.23 cm²

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{151.06*10^3}{923} = 163.66\ KN \leq \bar{\sigma}_S = 202.63\ MPA$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B: [1]: ▸▸ [Art 10.1.1.b] ◂◂

$$A_{min} = \frac{0.6*b*h}{100} = 5.4\ cm^2$$

Donc on adopte: A = 6HA14 = 9.23 cm²

- **Armatures transversals :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de Simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au Min (20cm $15\emptyset_l$)

- **Section :**

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = 4.66$ mm

On adopte : $\emptyset_t$ = 8mm

A_t = 4 ∅8 = 201mm².

- **Escapement :**

  $\mathbf{S_t} \leq$ min (20 cm**;** 15$\emptyset_l$) = min (20cm; 21 cm)

  On adopte:

  S_t = 15 cm.

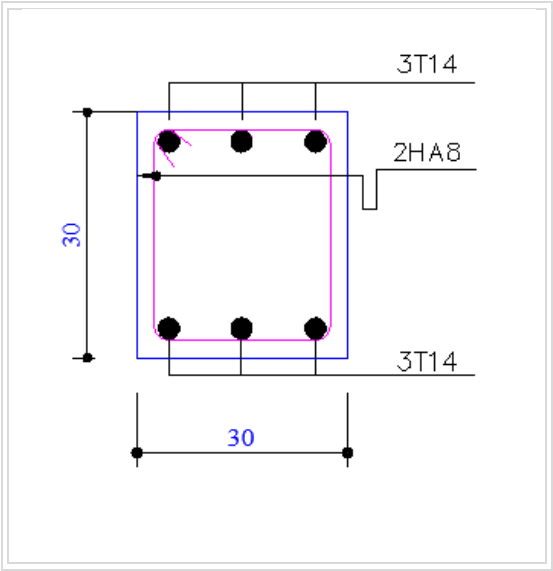


Figure VI.4. Ferraillage des longrines

VI.6.Mur de soutènement :

VI.6.1.Introduction:

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions Latérales causées par les sols, on distingue deux types :

- Murs poids.
- Murs en béton armé.

  Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2eme type (Mur en Béton armé).

VI.6.2. Pré dimensionnement du Mur:

H= 4.67 m

B= [0.5 à 0.7] h =[2.33 à 3.27]

B= 3.25 m

e = $\frac{h}{24}$ = (min=30 cm)

e=$\frac{4.67}{24}$ = 13.54

On prend : e = 30cm

e_1 = $\frac{h}{12}$ = 4.67/12 = 38.9cm

On prend : e_1= 40 cm.

d_1 = B/3 = 1.08 m.

d_2= B- (e1 +d_1)

Soit: d2=1.77 m.

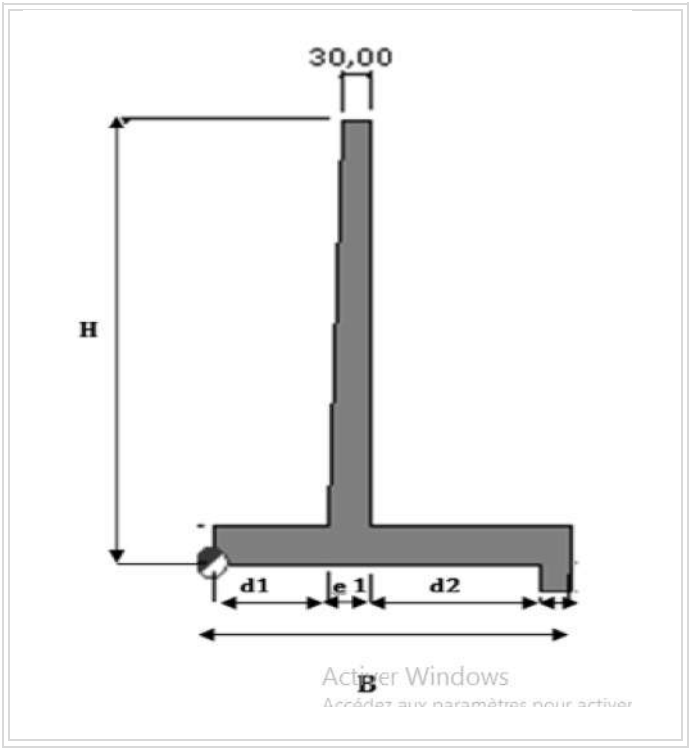


Figure VI.5. Pré dimensionnement du mur de soutènement

VI.6.3.Calcul des poussées (Les forces) :

Les caractéristiques de terrain naturel : $\sigma_s = 1.5$ bar ; γ_h =16.70 KN/m^3 ;$\varphi = 19^0$

C= 0.30 bar ; $\beta = 0$; $\lambda = 0$

Il existe plusieurs type de poussée, on site :

- Poussée de terre.
- Poussée de surcharge.

A. Poussée de terre :

A.1. La force de poussée :

$$P = \frac{1}{2}.K_{\gamma}.\gamma_h.H^2$$

Avec : $K_{\gamma} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ (Formule simplifiée de Rankine)

$$K_{\gamma} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{19}{2}\right) = 0.51$$

$$p_{\gamma} = \frac{1}{2} \text{ x } 0.51 \text{ x } 16.70 \text{ x } (4.67)^2 = 92.87 \text{ KN}$$

$$M_r = \frac{1}{3}.p_v \text{ . H} = 144.56 \text{ KN.m}$$

A.2.Poussée de surcharge:

$$K_{\gamma} = \frac{K_{\gamma}}{\cos(\lambda - \beta)} = 0.51 \text{ ; } \beta = 0 \text{ ; } \lambda = 0$$

$p_q = K_q.q.H = 0.51x\ 5.80x\ 4.67 = 13.81 KN/m$

$$M_r = \frac{1}{3}.p_v \text{ . H} = 21.49 \text{ KN.m.}$$

Charges:

ELS: $p_{H\ ser}$= 106.68 KN; ELU: $p_{H\ u}$= 146.08KN;

ELS: M_{rser} = 166.05 KN.m; ELU: M_{ru}= 218.99 KN.

B. Forces stabilisatrices:

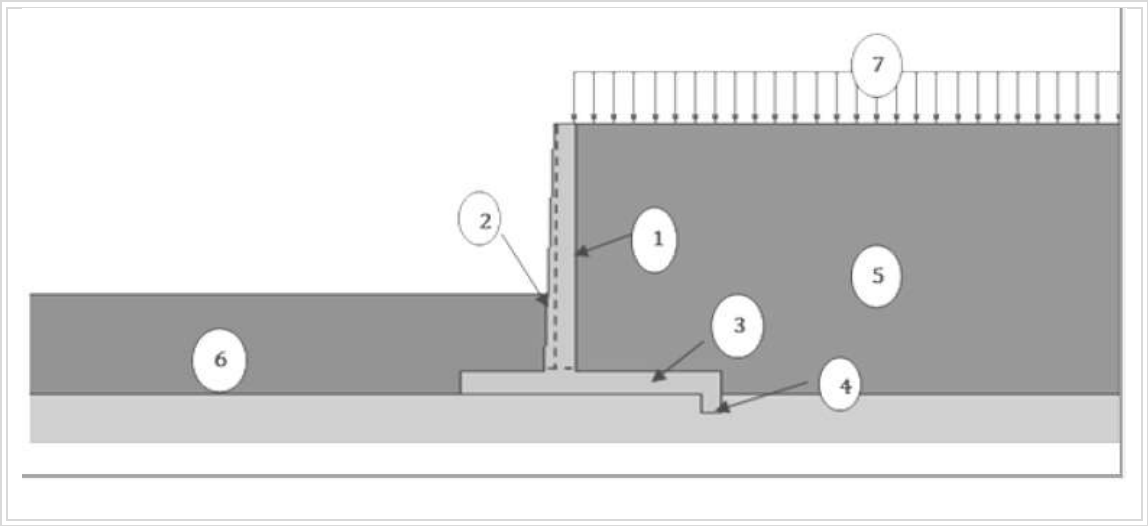


Figure VI.6.schéma représentatif des forces stabilisatrices du mur de soutènement périphérique

Tableau VI.13. Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement

	Désignation de l'élément	Pv (kN)	Distance d/A(m)	Moment M/A(kN .m)
1	Rideau1	40.90	1.94	79.50
2	Semelle	24.40	1.62	39.60
3	Bêche	2.625	3.6	9.45
4	Remblai arrière	192.307	2.7	519.23
5	Remblai avant	34.41	_	_
6	Surcharge d'exploitation	13.81	_	_
7	Total	308.45		647.78

Point d'application de la résultante verticale au niveau de la semelle :

$\boldsymbol{d_{0/A}}=\frac{\boldsymbol{M_{S/A}}}{\boldsymbol{P_{TV}}}$ = 2.10 m. Soit une excentricité de : $e_0 = d_{0/A}$ - $\frac{B}{2}$ = 0.47m.

Moment sollicitant la semelle (M_G) à l'ELS : $M_G = M_{rser}$ - p_{VT} . e_0 = 21.07KN.m

Excentricité de P_{TV} par rapport à G : e = $\frac{M_G}{P_{VT}}$ = 0.068m.

C. Verification de stabilité :

❖ Poinçonnement de sol l'ELS:

Les contraintes sollicitant le sol sous la semelle sont donné par :

$\sigma_1 = \frac{N_G}{B}$. $(1 + \frac{6.e}{B})$ = 106.82 KN/m².

$\sigma_2 = \frac{N_G}{B}$. $(1 - \frac{6.e}{B})$ = 82.99 KN/m²

$\sigma_{moy} = (3\,\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 100.86$ KN/m².

$\sigma_{moy} = 1.01$ Bars $< \sigma_{sol} = 1.50$ Bars. (CV)

La contrainte admissible est vérifiée.

❖ Stabilité au renversement a l'ELU :

$F_S = \frac{M_S}{M_{ru}} = \geq 1.5$.

$F_S = 2.95 \geq 1.5$. (CV)

Stabilité au renversement de rideau est vérifiée.

❖ Stabilité de glissement de la semelle a l'ELS :

$F_S = \frac{C \times B + P_V \times tg\Psi}{p_H} \geq 1.5$

$\boldsymbol{t_{g\,\Psi}}$= **f** (frottement fondation -sol)

Terzaghi et Peck conseillent les valeurs suivantes pour le coefficient f

- Alluvions grossières ne contenant ni limons, ni argile : f= 0.55
- Sols à gros éléments contenant des limons, argiles : f= 0.45
- Dans les autres cas f = 0.45

Un système de bêche peut être prévu pour améliorer la résistance au glissement de la Fondation si la condition précédente n'est pas vérifiée.

p_H=106.68 KN

F_S= 0.031 < 1.5

La résistance n'est pas vérifiée donc on préconise une bêche arrière.

- **Stabilité générale :**

Les pressions hydrostatiques dues {l'eau d'infiltration ont été négligées dans les calculs De la poussée, pour les dissiper, un drainage arrière au mur est obligatoire et un système De barbacanes devrait être installé sur toute la hauteur de rideau.

VI.6.4.Calcul de la stabilité sismique :

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques

K_h = A (%g) et K_v =± 0.3 au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (K_h ;K_v) et (K_h ; -k_v)

Coefficient d'accélération A: [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Zone	Groupe 1A	Groupe 2B	Groupe 2	Groupe 3
III	0.40	0.30	0.25	0.18

K_h = A (% g) = 0.25 et K_v =± 0.3 k_h =0.075

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale :

- P_a = 1/2 K_{ad} (1± 0.3) H^2 . appliquée horizontalement à H/2 au-dessus de la base de la semelle du mur.
- Kad =coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta}\left[1+\sqrt{\frac{\sin\phi\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^{-2}$$

- γ = poids volumique du sol de remblai.
- $\emptyset$ = angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H= hauteur de la paroi verticale l'arrière du mur sur laquelle s'exerce Pad
- β= angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- θ = arc tg (K_h / (1± K_V))

AN:

$\theta 1 = 13.09^0$; $\theta 2 = 15.12^0$

Donc: $K_{ad}(\theta 1) = 0.719$; $K_{ad}(\theta 1) = 0.779$

$p_{ad^+} = 140.75$ KN

$p_{ad^-} = 152.49$KN

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q, la poussée dynamique est égale à : $P_{dq} = K_{ad}(1 \pm k_v)\, qh / \cos\beta$ appliquée horizontalement à H/2 au-dessus de la base de la semelle du mur $P_{dq} = 20.12$ KN.

Soit le moment de renversement dynamique :

$M_{r+} = p_{ad^+}.H/2 + P_{dq}.H/2 = 375.02$ KN.m

La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

$F_S = \frac{M_S}{M_r} \geq 1.3$

$F_S = 1.72 > 1.3$ La stabilité au renversement de mur est vérifiée

- **Stabilité au glissement de la semelle :**

$P_H = p_{ad+} + p_{ad} = 160.87$

$F_S \geq 1.5$

$F_S = 0.021 < 1.5$ (cnv)

La condition n'est pas vérifiée donc on préconise une bêche

- **La stabilité au renversement de la semelle :**

$e_0 = 0.47$ m ; $P_V = 308.45$KN

Moment sollicitant la semelle (M_G) :

$M_G = 230.04$ KN.m

$e = \frac{M_G}{N_G} = 0.75$ m > B/4= 0.58 (cnv)

La condition de l'article **10.1.5 du RPA99/2003** non respectée, il y' a lieu d'augmenter la largeur de la semelle B pour satisfaire l'exigence en terme d'excentricité.

$\sigma_1 = 226.31$ KN/m²

σ_2= -36.50KN/m²; σ_{moy}= 169.73KN/m² ⟶ σ_{moy}= 1.69 < 1.5 σ_{sol} (cv)

✓ Le poinçonnement est vérifié avec un soulèvement de la semelle arrière.

❖ **Ferraillage:**

TableauVI.13. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.5	γ_s=1.15
σ_b=25 MPa	FeE400	σ_b=25 MPa	FeE400
$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$=18.50	σ_s=400 MPa

❖ **Rideau :**

➢ **Ferraillage à ELU:**

1/ Au milieu du voile:

M_u (2.135) =1.35 .1/3. p_γ.H. +1/2. p_q.H = 171.17KN.m

A_u =12.17 cm²

➢ **Ferraillage sous action dynamique (accidentelle):**

M_r (2.135) = p_{ad} .H/2 + p_{pd} .H/2 = 210.45KN.m

$A_=$ 15.03 cm²

Le ferraillage donné par le calcul dynamique est prépondérant donc on prend :

A_{cal} =15.03 cm²; $A_{choisis}$ = 8HA16= 16.08cm² (S_t =12cm)

A_{rep} =4.02 cm² = 6HA10= 4.71 cm² (St = 20 cm)

❖ **Semelle :**

➢ **Ferraillage à ELU:**

Le moment agissant au centre de gravité de la semelle

M_{GU}= M_{ru}- 1.35 p_v . e_0 = 23.26 KN.m

$e_u = \frac{M_{Gu}}{N_{Gu}}$ = 0.075m

$\sigma_1 = \frac{N_G}{B}$. $(1 + \frac{6.e}{B})$ = 108.04 KN/m².

$\sigma_2 = \frac{N_G}{B} . (1 - \frac{6.e}{B}) = 81.76 KN/m^2$

Après superposition des sollicitations, on obtient les efforts de la semelle :

❖ **Semelle Avant:**

M_{Umax} = 222.60 .1.08²/2+1/2(240.45-222.60).1.08²/3 = 133.29KN.m

A_{cal} =10.70 cm²; Achoisis = 7HA14= 10.78cm² (S_t = 15cm)

A_{rep} =2.69 cm² = 4HA10= 3.14 cm² (St = 25 cm)

❖ **Semelle arrière:**

M_{Umax}= 1/6 q_u .l² = 63.89 KN.m

A_{cal} =5.20 cm²; Achoisis = 4HA14= 6.16cm² (S_t = 20cm)

A_{rep} =1.54 cm² = 4HA10= 3.14 cm² (St = 25 cm)

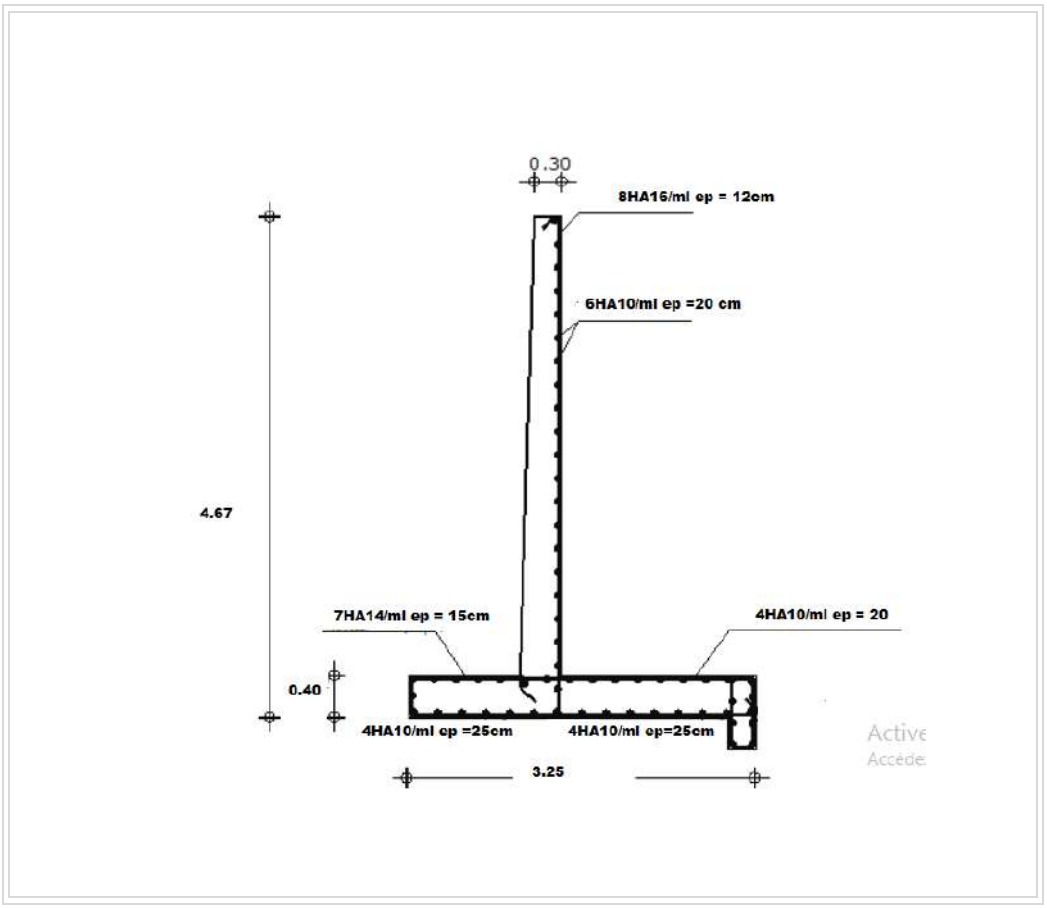


Figure VI.7. Ferraillage de mur de soutènement

Conclusion Générale

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières dont les deux premiers modes présentent une translation pure respectivement suivant les deux axes principaux sans aucune rotation, et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation.
- Vue la forme du bâtiment qui exige plusieurs voiles pour avoir un comportement assimilant aux blocs réguliers, il est bien attendu qu'on obtient une structure un rigide. Ce qui manifeste par une période de 0,52s et un nombre des modes élevé (plus de 50 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être amplifiés de cette perturbation des modes.
- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x40cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécution.
- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des appuis de poutres secondaires (chapeaux) à cause de leur légèreté (poutres déchargées).
- . Par ailleurs, pour le ferraillage des poteaux, nous avons adopté le minimum exigé par le règlement parasismique Algérien (0,9% de la section du béton) pratiquement dans tous les étages. Un tel résultat signifie que les voiles remplient parfaitement leur rôle vis-à-vis de l'effet sismique.

- Finalement, pour l'infrastructure, un radier général était la meilleure solution afin d'éviter le problème de chevauchement des semelles isolées et même filantes.
- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Références bibliographique

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [5] : Cours de formation.
- [6] : Cours du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.
- [7] : Formulaire du béton armé. VICTOR DAVIDOVICI.
- [8] : Louis logeais : La pathologie des murs de soutènement Edition le moniteur.

Logiciels :

- ROBOT EXPERT 2010.
- SAP2000 version 19.1.
- AUTO CAD 2014.