République Algérienne Démocratique et Populaire

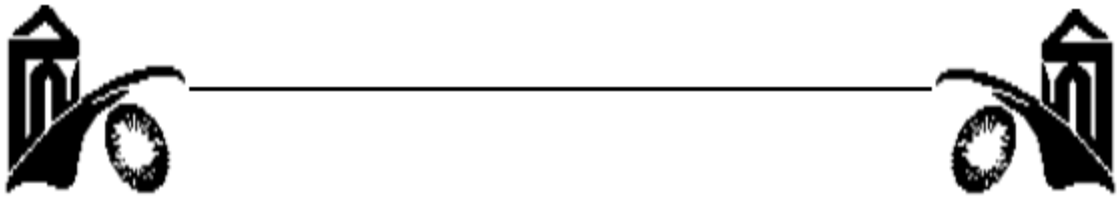
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Dr YAHIA. FARES de Médéa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Géni Civil



Mémoire de recherche pour l'obtention du diplôme :

Master en Génie Civil

Option : structure

Thème :

Conception et étude d'un bloc en béton armé en (RDC+3 étages+entre -sol) contreventé par des voiles avec salle de conférence et coupole

Propose et dirigé par :

M^{r} . BOUKENDAKDJI.O

Présente par :

TARASRASSET NABILA

MADANI YAMNA

Année universitaire 2015/2016

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements et toute ma gratitude, à :

Monsieur boukandakji outmane notre promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chères parents, ma source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes chères sœurs :

Keira, Hayet, Atika, Omo elkheir.

A mes chères frères :

Hamid, Mohamed, Saida li, Moussa, Abdelkader

A mes Nièce : Farah, Youcef.Mahdi, Serine.Omaima

Et sans oublier ; Cherifa, Hanane, Yasmine, Meriem, Ikram, F.Z, Khadidja

A mes neveu : Slimane, Mohamed, Hicham

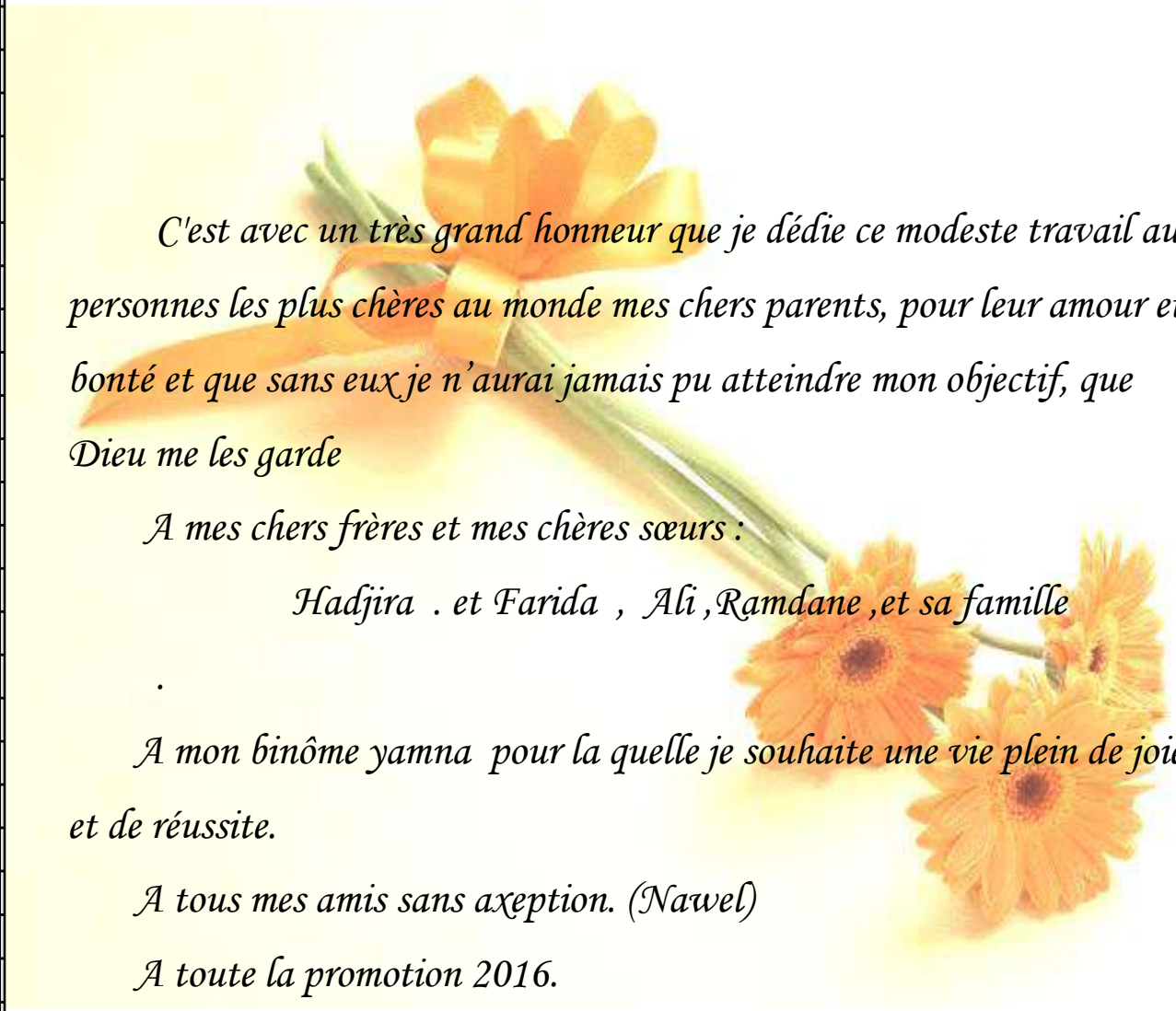
A mon binôme Nabila pour la quelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis sans exception.(Nesrine,Nawel)

A toute la promotion 2016.

yamna

Dédicace



C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde

A mes chers frères et mes chères sœurs :

Hadjira . et Farida , Ali ,Ramdane ,et sa famille

.

A mon binôme yamna pour la quelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis sans axeption. (Nawel)

A toute la promotion 2016.

Nabila

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق تحت أرضي، وطابق أرضي وثلاث طوابق. ذات طابع اداري والواقعة بالمدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-IIb- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا RPA99 version 2003 للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر CBA93 وBAEL91 mod99

RESUME

- Ce projet consiste principalement à l'étude d'une structure (R+3+ss) contreventée par voiles à usage administratif.
- La structure est implantée à Médéa, zone de sismicité moyenne (zone IIb). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- Le dimensionnement ainsi que le ferraillage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

ABSTRACT

- This project consists mainly in analysis of a structure (R+3+ss) for multipurpose (administrative) with shear walls.
- The structure is located in Médéa, which is characterizing by a middle seismic activity (zone IIb). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).
- The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Sommaire

Introduction générales…… 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.Introduction…… 1
I.1.Présentation du projet…… 1
I.2.Caractéristique géométriques de l'ouvrage…… 2
I.2.1. Dimension …… 2
I.2.2 : Eléments de l'ouvrage…… 11
I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux…… 13
I.3.1.Béton…… 14
I.3.2.Résistance du béton…… 15
I.3.3.Aciers…… 17
I.4.Conclusion…… 17

Chapitre II : Pré dimensionnement

Bloc A…… 18
II.2. Pré dimensionnement des planchers…… 18
II.2.1. Planchers à corps creux …… 19
II.2.2.Dalle pleine…… 19
a. Critère de résistance …… 20
b. Sécurité contre l'incendie …… 20
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation…… 20
II.3.1. Maçonnerie…… 21
II.3.2. Plancher terrasse…… 23
II.3.3 Plancher courant…… 24
II.4. Pré-dimensionnement des poutres …… 25
II.5. pré dimensionnement des poteaux…… 25
a. Principe …… 26
b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) …… 26
II.5.1 Choix du poteau le plus sollicité …… 26
II.5.2. Dimensions des poteaux…… 27
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf…… 29
II.5.4. Calcul de l'effort N¯_U …… 29
II.5.4.a. Détermination la Surface total et réduite de poteau…… 30
II.5.4.b. Evaluation des charges…… 31
II.5.4.c. Détermination de l'effort normal ultime…… 32
II.5. 5.Vérification de l'effort normal …… 32
II.5. 5.a. Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) …… 33
Bloc B 33
II.1. Pré dimensionnement des planchers…… 33
II.2. Pré-dimensionnement des poutres …… 34
II.3. Les poteaux…… 34
II.3. 1.Choix du poteau le plus sollicité …… 34
II.3. 2. .Dimensions des poteaux …… 35
II.3. 3. Calcul de la longueur de flambement Lf …… 35
II.3.4. Calcul de l'effort N¯_U…… 36
II.3.4.a Détermination de la Surface total et réduite du poteau…… 37

II.3.4.b. Evaluation des charges…….. 37
II.3.4.c. Détermination de l'effort normal ultime ……. 38
II.3.5. Vérification de l'effort normal…….. 39
II.3.5.a. Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) …… 39
II.4. Pré dimensionnement des voiles…… 40

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III .1. Introduction……. 42
III.2. Calcul de l'acrotère ……. 42
III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations …….. 43
III.2.2. L'effort ……. 43
III.2.3.Calcul du ferraillage …… 43
III.2.4. Vérification à l'E.L.S …….. 45
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant ……. 47
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme……. 47
III.3.Escaliers……. 49
III.3.1. Introduction …… 49
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ……. 49
III.3.3. Dimensionnement……. 50
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges…… 52
III.3.5.Détermination des efforts…… 53
III.3.6. Ferraillage des escaliers……. 56
III.3.6.1. Les armatures de répartition…… 56
III.3.6.2. Vérification de l'espacement…… 57
III.3.6.3. Vérification de l'effort tranchant …….. 57
III.3.6.4. Vérification à l'E.L.S……. 57
III.3.6.5. Vérification de la flèche…….. 58
III.3.7. Calcul de la poutre palière……... 60
III.3.7. 1. Pré dimensionnement ……. 60
III.3.7. 2.Evaluation des charges …….. 61
III.3.7. 3. Calcul des efforts…… 62
III.3.7.4. Ferraillage de la poutre palière …… 64
a.Condition de non fragilité …… 64
b.Condition de l'espacement…… 64
c.Vérification du R.P.A 99……... 64
d.Vérification de la flèche…….. 65
III.4. Plancher à corps creux ……. 66
III.4.1.La dalle de compression …… 67
III.4.2. Les poutrelles …….. 67
Bloc A…… 67
a.Méthodes de calcul…….. 71
a.1. La méthode forfaitaire 71
III.4.2.1. Calcul des sollicitations…… 72
1. Poutrelles à deux travées …….. 72
III.4.2.2. Evaluation des charges et surcharges……... 72
III.4.2.3. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime ……... 73
III.4.2.4. Détermination des moments à L'ELS …….. 73
III.4.2.5. Récapitulations ……. 75
III.4.3. Calcul du ferraillage …….. 75

Bloc B…….. 78
III.4.4. Avant le coulage de la table de compression …….. 78
III.4.4.1. Dimensionnement des poutrelles ……. 81
III.4.4.2. Evaluation des charges et surcharges ……. 82
III.4.4.3.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime …… 82
III.4.4.4.Détermination des moments à L'ELS …… 82
2.Poutrelle à 5 travées…….. 84
a.La méthode de calcul…….. 84
a.1. La méthode de CAQUOT ..…… 84
III.4.4.5. Evaluation des charges et surcharges …… 85
III.4.4.6. Détermination des moments à l'ELU…….. 86
III.4.4.7. Détermination des moments à L'ELS ……. 86
III.4.4.8. Récapitulations ……. 88
III.4.5. Calcul du ferraillage ……... 89
III.5. Les coupoles…….. 93
III.5.1.Introduction…….. 93
III.5.2. Classification…… 93
III.5.3. Ferraillage de la ceinture…….. 94
III.6.Plancher à dalles pleines ……... 94
III.6. 1 Définition …… 94
III.6. 2. Calcul des dalles triangulaires…… 95

Chapitre IV : Calculs dynamiques

BLOC A 103
IV.1. Etude sismique de la structure …… 103
IV.2. Choix de la méthode de calcul …….. 103
IV.3. Méthode dynamique modale spectrale …… 103
IV.3.1. Principe ……. 103
IV.3.2. Modélisation ……. 103
IV.3.3. Le spectre de réponse de calcul…….. 104
IV.3.4. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003……. 108
IV.3.4.1.centre de rigidité & centre de Masse …… 109
IV.3.4.2.Excentricité …….. 109
IV.3.5.justification du coefficient de comportement R…… 110
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….. 110
IV.4.1. Vérification de comportement des trois premiers modes …….. 111
IV.4.2. vérification de participation massique …… 113
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…… 113
IV.5. Calcul de la force sismique totale …… 114
IV.6. Vérification de la force dynamique par apport la force statique……... 115
IV.6.1. Vérification de la stabilité au renversement ……... 116
IV.6.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur …… 117
IV.6.3. Moment de renversement …….. 117
IV.6.4. Moment stabilisant ……. 118
IV.6.5. Vérification des déplacements en tête …… 119
IV.6.6. Vérification des déplacements …… 119
IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments…….. 121
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base ……. 122
IV.6.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ …… 123

Bloc B…… 124
IV.1. Spectres de réponse (X et Y)…… 124
IV.2. Calcul d'excentricité ……. 126
IV.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse…… 127
IV.4. Justification du coefficient de comportement R……... 127
IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….. 129
IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes…… 129
IV.5.2. Vérification de participation massique ……... 130
IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…… 130
IV.6. Calcul de la force sismique totale…… 131
IV.6.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur …… 132
IV.6.2. Moment de renversement …….. 133
IV.6.3. Moment stabilisant ……. 134
IV.6.4. Vérification des déplacements en tête : selon RPA88……. 134
IV.6.5. Vérification des déplacements …… 135
V I.6.6. Vérification de cisaillement des éléments ……. 135
VI.6.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base …….. 136
VI.6.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……. 136
VI.7. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES…….. 138
VI.8. Effet thermique……. 139
VI.8.1. Introduction……. 139
VI.8.2. Effet de la température……. 140
VI.8.3. Dilatation thermique…… 140
VI.8.4. Coefficient de dilatation thermique……. 141
VI.8.5. Composante de température uniforme……. 141
VI.8.6. Combinaisons d'actions ……. 141
VI.8.7. Méthode de calcul …….. 142
VI.8.8. Résultats…….. 142
VI.8.9. Discussion des résultats……... 143
Conclusion …… 143

Chapitre V : Ferraillage des éléments de structure

V.1. Introduction…… 144
BLOC B…… 144
V.2.Calcul des poutres …….. 144
V.2.1. Introduction …… 144
V.2.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ……. 146
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA …… 147
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service……... 149
V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant …… 150
V.2.6.Calcul des armatures transversales …….. 151
V.2.7 .Vérification de la flèche…….. 152
V.3. Calcul des poteaux …….. 157
V.3.1. Introduction……. 157
1. les poteaux carrés …… 157
V.3.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime …….. 157
2. les poteaux circulaires ……... 158
V.3.3. Vérification à l'Etat Limite Service……. 159
V.3.4. Armatures transversales ……. 160

V.3.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b). 160
V.4.Ferraillage des voiles…….. 163
V.4.1.Introduction…… 163
V.4.2.Ferraillage des voiles pleins …….. 163
V.4.2.1.Armatures verticales……... 163
V.4.2.2. Vérification des armatures à ELS ……. 164
V.4.2.3. Calcul des armateurs horizontaux……. 165
V.4.2.4. Armatures transversales……. 165
V.5. Ferraillage des voiles avec ouverture…… 167
V.5.1. Les trumeaux……. 167
V.5.1.1. Les armatures verticales …… 167
V.5.1.2. Vérification des armatures à ELS…….. 167
V.5.1.3. Les armatures horizontales……. 167
V.5.2. Les linteaux…….. 168
BLOC A…… 169
V.1.Calcul des poutres ……. 170
V.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime …… 170
V.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….. 171
V.1.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA …….. ……. 172
V.1.4. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant ……. 174
V.1.5.Calcul des armatures transversales …….. 174
V.1.6. Vérification de la flèche …….. 175
V.2. Calcul des poteaux……. 180
V.2.1. Calcul ferraillage des poteaux……. 180
V.2.2. Vérification à l'Etat Limite Service…….. 181
V.2.3.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b). 181
V.3.Ferraillage des voiles pleins …….. 183
V.3.1. Armatures verticales …… 183
V.3.2. Vérification des armatures à ELS……. 184
V.3.3. Calcul des armateurs horizontaux……. 184
V.3.4. Armatures transversales ……. 184
V.3.5. Vérification des armatures à ELS……. 185
V.3.6. Calcul des armateurs horizontaux…… 185

Chapitre VI : calcul des fondation

VI.1. INTRODUCTION…… 186
VI.2. ETUDE DES FONDATIONS…….. 186
VI.2.1. Définition…… 186
VI.2.2. Types de fondations…… 186
VI.2.3. Les Types de fondations superficielles…… 186
a.Les semelles isolées…… 186
b.Les semelles filantes…….. 186
c.Les radiers ou dallages…… 187
VI.2.4. Choix du type de fondation …… 187
VI.2.5. Calcul des semelles filantes …… 187
Bloc A…… 187
a.Dimensionnement……... 188
a.1. Calcul de ferraillage …… 190
a.1.1. rmatures principales ……. 190

a.1.2. Armatures de répartition…….. 190
a.1.3. Vérification des longueurs de scellement …….. 191
a.1.4. Vérification de la stabilité au renversement…….. 191
b. Poutre de Libage ……... 192
b.1. Dimensionnement …….. 192
b.2.Calcul des moments …… 193
b.3.Calcul du ferraillage…… 194
b.3.1. Armatures longitudinales …… 194
b.3.2.Armatures de peau ……. 194
b.3.3.Armatures transversales ……. 195
c. Ferraillage des longrines …….. 195
c.1. Ferraillage à l'état limite ultime……. 195
c.1.1.Armatures longitudinales …….. 196
c.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……... 196
c.1.3. Calcul des armatures transversales …….. 196
BLOC B…… 198
a.Dimensionnement…….. 198
a.1.Calcul de ferraillage…… 199
a.1.1. Armatures principales ……. 199
a.1.2.Armatures de répartition …….. 200
a.1.3. Vérification des longueurs de scellement …… 200
a.1.4. . Vérification de la stabilité au renversement ……. 200
b.Poutre de Libage…… 201
b.1. Dimensionnement…….. 201
b.2. Calcul des moments ……. 201
b.3.Calcul du ferraillage…… 201
b.3.1. Armatures longitudinales …….. 201
b.3.2. Armatures de peau …….. 202
b.3.3. Armatures transversales …… 202
VI.3. VOILE PERIPHERIQUE…… 203
VI.3.1. Méthode de calcul …….. 204
VI.3.2. Calcul du ferraillage à l'ELU ……. 206
VI.3.3. Vérification à l'ELS …….. 207
VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant……. 208
VI.3.5. Vérification de la flèche…….. 208

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Dimension en élévation…… 02
Tableau I-2 : Dimension en plan……. 02

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau. II.1. charges permanentes du mur simple……... 20
Tableau II.2. Charges permanentes du mur double cloison……... 21
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)……... 22
Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)……... 23
Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher courant……. 25
Tableau II.6. : Pré dimensionnement des poutres…….. 27
Tableau: II.7. Dimensionnement du poteau……... 28
Tableau II .8: détermination de la longueur de flambement……. 29
Tableau II .9: calcule de $\overline{N}_U$……. 29
Tableau II .10. Détermination la Surface total et réduite…….. 30
Tableau II .11. Détermination la Charge permanente……. 31
Tableau II.12.Descente de charge avec dégression……... 31
Tableau II.13: Vérification de l'effort normal…… 32
Tableau II.14.Détermination de l'effort normal ultime…… 32
Tableau II.15 .les section des poteaux…… 33
Tableau II.16. pré dimensionnement des poutres…….. 33
Tableau: II.17. Dimensionnement du poteau……. 35
Tableau II .18: détermination de la longueur de flambement…… 35
Tableau II .19: calcule de $\overline{N}_U$……. 36
Tableau II .20: Détermination la Surface total etréduite…… 37
Tableau II .21: Détermination la Charge permanente…… 37
Tableau II.22.Descente de charge avec dégression……... 38
Tableau II .23: détermination de l'effort normal……... 38
Tableau II.24.Vérification de l'effort normal…… 39
Tableau: II.25. Dimensionnement du poteau……. 39
Tableaux. II.26.Epaisseur des voiles…… 41

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les charges permanentes et d'exploitations……... 43
Tableau III.2 : Les efforts…….. 43
Tableau III .3 : Les données…….. 43
Tableau III.4. G du palier de repos de l'escalier……... 51
Tableau III.5. :G de la paillasse de l'escalier……. 51
Tableau III.6. Combinaison des charges de l'escalier……... 52
Tableau III.7. Détermination des efforts A L'ELU…….. 52
Tableau III.8. Détermination des efforts A L'ELS…… 53
Tableau III.9. Détermination des efforts A L'ELS…… 54
Tableau III.10. Les données…….. 55
Tableau III.11. Calcul des sections d'acier de l'escalier……. 55
Tableau III.12. Les armatures de répartition……. 55
Tableau III.13. Vérification de l'espacement……. 56
Tableau III.14. Vérification à l'E.L.S…….. 57
Tableau III.15. Vérification de la flèche de l'escalier…… 59
Tableau III.16. Le pré dimensionnement de la poutre palière……... 60

Tableau III.17. Calcul des efforts…… 61
Tableau III.18. Les données……. 62
Tableau III.19. Calcul des sections d'acier de la poutre palière……. 62
Tableau III.20. Vérification de la flèche de la poutre palière……... 65
Tableau III.21. Les charges de la poutrelle avant coullage…… 68
Tableau III.22. Calcul des moments……. 70
Tableau III.23. Détermination le nombre des étaiements……. 72
Tableau III.24. Actions de calcul des poutrelles après coulage……. 73
Tableau III.25. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire…… 73
Tableau III.26 .Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU…… 73
Tableau III.27.: Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS……... 75
Tableau III.28. Récapitulations des efforts internes…….. 76
Tableau III.29. Calcule des armatures……... 76
Tableau III.30. Ferraillages longitudinaux des poutrelles……. 76
Tableau III.31. les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement... 77
Tableau III. 32. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….. 77
Tableau III. 33. les charges de la poutrelle avant collage……. 79
Tableau III. 34. calcul des moments…… 79
Tableau III.35. Détermination le nombre des étaiements……. 80
Tableau III.36. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire…….. 81
Tableau III.37. Actions de calcul des poutrelles après coulage……. 82
Tableau III.38. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU…… 82
Tableau III.39. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS…… 82
Tableau III.40. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire……... 84
Tableau III.41.Méthode Caquot…… 84
Tableau III.42. Actions de calcul des poutrelles après coulage…… 85
Tableau III.43.Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU……. 86
Tableau III.44. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS…… 86
Tableau III.45. Récapitulations des efforts internes…….. 88
Tableau III.46. Calcule des armatures……... 89
Tableau III.47. Ferraillages longitudinaux des poutrelles…… 90
Tableau III.48. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 90
Tableau III.49. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……. 91
Tableau III.50. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles……. 92
Tableau.III.51 : Ferraillage de la dalle pleine……. 97
Tableau.III.52 : Vérification a l'ELS……. 98
Tableau.III.53 : Vérification au cisaillement……. 98
Tableau.III.54 : Vérification de la flèche……. 99

Chapitre IV : Calculs dynamiques

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone A……. 104
Tableau IV.2.détermination du facteur de qualité Q…….. 105
Tableau IV.3. Le comportement des trois premiers modes**……** 107
Tableau IV.4. Centre de Rigidité & Centre de Masse…….. 108
Tableau IV.5. Excentricité……. 108
Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R Suivant X…… 109
Tableau IV.7. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage……. 109
Tableau IV.8. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y…… 110
Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en 110

pourcentage……..
Tableau IV.10. Le comportement des trois premiers modes…… 111
Tableau IV.11. **:** Vérification de participation massique…… 113
Tableau IV.12. **:** Calcul de la force sismique…… 115
Tableau IV.13. Vérification de la résultante des forces sismique……. 117
Tableau IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)…… 118
Tableau IV.15. Calcul du moment de renversement……. 118
Tableau IV.16. Calcul du moment stabilisant…… 118
Tableau IV.17. Vérification de stabilisation…… 118
Tableau IV.18. Vérification des déplacements en tête…….. 119
Tableau IV.19. **:** Vérification des déplacements inter-étage sens X…….. 120
Tableau IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens Y…… 120
Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des poutres…….. 121
Tableau IV.22. Vérification de cisaillement des poteaux sens X…… 121
Tableau IV.23. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y…… 122
Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit à la base……. 122
Tableau IV.25. Vérification l'effet P-Δ sens X……. 123
Tableau IV.26. Vérification l'effet P-Δ sens Y……. 124
Tableau IV.27. Spectres de réponse (X et Y)…… 126
Tableau IV.28. Le comportement des trois premiers modes**…….** 126
Tableau IV.29. Centre de Rigidité & Centre de Masse……. 127
Tableau IV.30. Justification du coefficient de comportement R Suivant X…….. 127
Tableau IV.31. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage…… 127
Tableau IV.32. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y……. 128
Tableau IV.33. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en pourcentage…….. 128
Tableau IV.34. Le comportement des trois premiers modes……. 128
Tableau IV.35. Vérification de participation massique……. 130
Tableau IV.36. Calcul de la force sismique…….. 131
Tableau IV.37. Vérification de la résultante des forces sismique…… 131
Tableau IV.38. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)…… 132
Tableau IV.39. Calcul du moment de renversement……. 133
Tableau IV.40. Calcul du moment stabilisant…… 134
Tableau IV.41. Vérification de stabilisation…….. 134
Tableau IV.42. Vérification des déplacements en tête…….. 134
Tableau IV.43.Vérification des déplacements inter-étage sens X……. 135
Tableau IV.44. Vérification des déplacements inter-étage sens Y…… 135
Tableau IV.45. Vérification de cisaillement des poutres…….. 135
Tableau IV.46. Vérification de cisaillement des poteaux sens X…… 135
Tableau IV.47. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y…… 136
Tableau IV.48. Vérification de l'effort normal réduit à la base…… 136
Tableau IV.49. Vérification l'effet P-Δ sens X…… 136
Tableau IV.50. Vérification l'effet P-Δ sens Y…… 137
Tableau IV.51. Largeur minimum du joint sismique……. 137
Tableau IV.52. Coefficient de dilatation thermique…….. 137
Tableau IV.53. Sollicitations sur les barres par l'effet de température……. 141

Chapitre V : calcul des éléments secondaires

Tableau V.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales…… 146

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires…… 146
Tableau V.3. Vérification des poutres principales selon la condition RPA…… 147
Tableau V.4. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA…… 147
Tableau V.5. Vérification des poutres principales selon la condition CBA…… 148
Tableau V.6. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA…… 148
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….. 149
Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……. 149
Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton…… 151
Tableau V.10. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….. 151
Tableau V.11. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires…… 152
Tableau V.12. : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales…… 152
Tableau V.13. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires…….. 152
Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres principales…… 153
Tableau V.15. Vérification de la flèche des poutres secondaires……
Tableau V.16. Les Armatures longitudinaux des poteaux…… 157
Tableau V.17.Chois des armatures longitudinaux des poteaux……. 157
Tableau V.18. Ferraillages longitudinaux des poteaux carrés……... 158
Tableau V.19. Corrections des moments dans les poteaux circulaires à l'ELU…… 158
Tableau V.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires…… 158
Tableau V.21. Valeurs des contraintes à l'E.L.S……. 159
Tableau V.22. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés…….. 160
Tableau V.23. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……. 160
Tableau V.24. Les données de calcul……. 163
Tableau V.25. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins…… 164
Tableau V.26. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA…… 164
Tableau V.27. Vérification des armatures à l'Els des voiles plains…… 165
Tableau V.28. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins…… 165
Tableau V.29. Diamètre des armatures transversales…… 165
Tableau V.30. Calcul des armatures verticales des trumeaux……. 167
Tableau V.31. Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux……. 167
Tableau V.32. Calcul des armatures horizontales des trumeaux……. 167
Tableau V.33. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux….. 168
Tableau V.34. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…… 168
Tableau .V.35. Ferraillage longitudinal des poutres principales…… 170
Tableau .V.36. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires…….. 170
Tableau V.37. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

principales……. 171
Tableau V.38. Vérification des poutres principales selon la condition RPA…… 171
Tableau V.39. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA……... 172
Tableau V.40. Vérification des poutres principales selon la condition CBA……. 172
Tableau V.41. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA…….. 173
Tableau V.42. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton…… 174
Tableau V.43. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…… 174
Tableau V.44. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…… 174
Tableau V.45. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales…….. 174
Tableau V.46. : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires…… 175
Tableau V.47. Vérification de la flèche des poutres principales…….. 175
Tableau V. 48. Vérification de la flèche des poutres secondaires……. 176
Tableau V. 49. Les Armatures longitudinales des poteaux…….. 180
Tableau V. 50. Chois des Armatures longitudinales des poteaux…… 180
Tableau V. 51. Valeurs des contraintes à l'E.L.S…….. 181
Tableau V. 52. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés et rectangulaire…….. 181
Tableau V. 53. **:** Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……. 181
Tableau V. 54**.** Les données de calcul…… 183
Tableau V. 55. Calcul des armatures verticales des voiles pleins…… 183
Tableau V. 56. Vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA…….. 183
Tableau V. 57. Vérification des armatures a ELS des voiles plains…… 184
Tableau V. 58. Vérification des armatures a ELS des voiles plains……. 184
Tableau V. 59. Diamètre des armatures transversale……. 184
Tableau V. 60. Calcul des armatures verticales des voile pleins…… 185
Tableau V. 61. Vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA…….. 185
Tableau V. 62. Vérification des armatures a ELS des voiles plains…… 185
Tableau V. 63. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins…… 185

Chapitre VI : calcul des fondations

Tableau VI.1.Dimensions des semelles filantes…….. 189
Tableau VI.2.Vérification des contraintes à l'ELS des semelles……. 189
Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles……. 189
Tableau VI.4.Armatures principales des semelles filantes……..... 190
Tableau VI.5. Armatures de répartition……. 190
Tableau VI.5. Vérification des longueurs de scellement :……. 191
Tableau VI.5. Vérification de la stabilité au renversement…… 191
Tableau VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage…… 192
Tableau VI.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……. 193
Tableau VI.8. Détermination des moments de la poutre de libage…….. 193

Tableau VI.9.: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 194
Tableau VI.10. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……. 194
Tableau VI.11.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……. 195
Tableau VI.12. Ferraillage longitudinal des longrines…….. 196
Tableau VI.13.Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……... 196
Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines…… 197
Tableau VI.15. Dimensions des semelles filantes…… 198
Tableau VI.16.Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes…… 198
Tableau VI.17.Vérification de chevauchement des semelles…… 198
Tableau VI.18. Armatures principales des semelles filantes……. 199
Tableau VI.19. Armatures de répartition…… 200
Tableau VI.20. Vérification des longueurs de scellement……. 200
Tableau VI.21. Vérification de la stabilité au renversement……... 200
Tableau VI.22. Dimensionnement de la poutre de libage…….. 201
Tableau VI.23. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….. 201
Tableau VI.24. Détermination des moments de la poutre de libage…… 201
Tableau VI.25. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……. 202
Tableau VI.126. Vérifications des armatures longitudinals de la poutre de libage à l'ELS…… 202
Tableau VI.27.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……. 202
Tableau VI.28. Ferraillage de la dalle pleine……. 207
Tableau VI.29. Vérification a l'ELS…….. 207
Tableau VI.30. Vérification au cisaillement…… 208
Tableau VI.31. Vérification de la flèche…… 208

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : plan de masse…….. 3
Figure I.2 : façade principale……. 4
Figure I.2 vue en plan d'entresol…….. 5
Figure I.3 : vue en plan de rez-de-chaussée…….. 6
Figure I.4: vue en plan de 1er et 2eme d'étage……. 7
Figure I.5: vue en plan de 3eme d'étage……..... 8
Figure I.6:vue en plan de toiture…….. 9
Figure I.7: La coupe A-A…….. 10

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure. II.1.dimensionnement du plancher en corps creux…… 19
Figure. II-2: Dimensions du corps creux……. 19
Figure. II.3.: Composants d'un plancher terrasse…… 22
Figure. II.4: Composants d'un plancher courant……. 23
Figure II.5 : Dimensionnement de la poutre……. 24
Figure II.6 : choix les poteaux les plus sollicités…….. 26
Figure II.7 : choix les poteaux les plus sollicités…….. 34
Figure : II.8. Coupe de voile en élévation……. 40
Figure II.9.: coupe des voiles en plan…… 41

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Schématisation de l'acrotère…… 42
Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU……. 44
Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère…… 48
Figure III.4. Représentation d'un escalier……. 49
Figure III.5. Dimensions de l'escalier…….. 50
Figure III.6. Schéma statique à l'E.L.U……. 53
Figure III.7. Schéma statique à l'E.L.S…….. 54
Figure III.8. Poutre palière…… 59
Figure III.9. Différents efforts dans la poutre palière(ELU)…… 61
Figure III.10. : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)……. 62
Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression 67
Figure III.12. Schématisation de la poutrelle avant coulage……. 68
Figure III.13. Choix de disposition des étais…… 70
Figure III.14. Poutrelles à deux travées……. 72
Figure III.15. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage 74
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée…….
Figure III.16. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée 75
(à gauche) ; En appui (à droite)……
Figure III.17. Ferraillage des poutrelles……. 78
Figure III.18. schématisation de la poutrelle I avant coulage…… 78
Figure III.19. Choix de disposition des étais…… 80
Figure III.20. Poutrelles à 4 travées……... 81
Figure III.21. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage pour la clarté 83
des schémas, l'échelle n'est pas respectée…….
Figure III.22. Poutrelles à cinq travées…….. 84

Figure III.23. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée…… 87
Figure III.24. Ferraillage des poutrelles…… 93
Figure III.25. Ferraillage de la ceinture……. 94
Fig.III.33 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml. ……. 95

Chapitre IV : Calculs dynamiques

Figure IV.1. Spectres de réponse (X et Y) …… 106
Figure IV.2. Vue de la Structure en 3D……. 106
Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D……. 107
Figure IV.4. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe y)…… 111
Figure IV.5. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe x)……... 112
Figure IV.6. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)……. 112
Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……. 116
Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X, Y)…….. 117
Figure IV.2. Vue de la Structure en 3D……. 124
Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D……. 125
Figure IV.4. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe y)…… 125
Figure IV.5. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe x)……... 129
Figure IV.6. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)…… 130
Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X, Y)……. 133
Figure IV.8. Largeur minimum du joint sismique……. 138

Chapitre V : calcul des éléments secondaires

Figure V.1. la section des poutres principales…….. 145
Figure V.2. la section des poutres s**e**condaires…… 145
Figure V.3. Disposition des armatures pour les poutres…… 150
Figure V.4. Ferraillage des poutres principales (30*40) intermédiaires des étages……. 153
Figure V.5 Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive des étages 153
Figure V.6. Ferraillage des poutres principales (30*40) intermédiaires du niveau Terrasse…….. 154
Figure V.7. Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau Terrasse…….. 154
Figure V.8. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse…… 155
Figure V.9. Ferraillage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse……. 155
Figure V. 10. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages……. 156
Figure V. 11. **:** Ferraillage des secondaires de rive des étages…… 156
Figure V.12. Disposition des armatures des poteaux…….. 158
Figure V.13. Disposition des armatures des poteaux…….. 159
Figure V.14. Disposition des armatures dans les poteaux…….. 161
Figure V.15. Ferraillage des poteaux carré (45×45)……... 161
Figure V.16. Ferraillage des poteaux carré (40×40)……... 162
Figure V.17**:** Ferraillage des poteaux circulairesØ45……. 162
Figure V.18**.** Les armatures transversales et les épingles des voiles…….. 166
Figure V.19. La zone de recouvrement des voiles…….. 166
Figure V.20. La section des poutres principales…… 169
Figure V.21. La section des poutres secondaires……... 169

Figure .V.22. Ferraillage des poutres principales (30*65) intermédiaires du niveau…… 176
Figure .V.23. Ferraillage des poutres principales (30*65) rive du niveau terrasse. 177
Figure .V.24. Ferraillage des poutres principales (35*65) intermédiaires des étages**.** ……. 177
Figure .V.25. Ferraillage des poutres principales (35*65) de rive des étages….. 178
Figure .V.26. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) intermédiaires du niveau terrasse…… 178
Figure .V.27**.** Ferraillage des poutres secondaires (30*30) de rive du niveau terrasse**.** …….. 179
Figure .V.28**.** Ferraillage des poutres secondaires (30*30) intermédiaires des étages…… 179
Figure .V.29**.** Ferraillage des poutres secondaires (30*30) de rive des étages**……** 180
Figure .V.30**.** Ferraillage des poteaux rectangle (35×75)…… 182
Figure .V.31**. :** Ferraillage des poteaux carré (35×35)……. 182

Chapitre VI : calcul des fondations

Figure VI.1 : Types de fondations superficielles……. 187
Figure VI.2.Schema d'une semelle filante sous poteaux…… 188
Figure VI.3.Schema d'une semelle filante sous voile……. 188
Fig 4 :Disposition des semelles filants……. 189
Figure IV.5.Ferraillage des longrines…….. 197
Fig 4 :Disposition des semelles filants…… 199
Fig 5:dispositon des semelles filentes de deux bloc…… 203
FigureVI.7. Le voile périphérique……... 204
FigureVI.8. Efforts dans la dalle rectangulaire…… 205
FigureVI.9. Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire…….. 208

Liste des symboles

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle

. γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique

. μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ς : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction Générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

Le présent travail est une étude technique complète de Conception, dimensionnement et de Vérification de 2 blocs (A et B) en béton armé en (R+3+SS) contreventés par des voiles avec salle de conférence et coupole.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes : - Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …) ; cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III, et détermination des caractéristiques géométriques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,).

-Pour l'étude dynamique, on a opté pour le logiciel SAP2000 comme outil de conception ; cette étape fait l'objet du chapitre IV.

-L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et de ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

- On terminera le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Presentation de l'ouvrage

I. Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

I.1.Présentation du projet

Notre projet consiste à étudier un bloc à usage service. Cet ouvrage est de forme non régulier, constitue de 2 blocs différent et 4niveaux, dont :

- **1- entre sole-sol**

Bloc A: à usage de maintenance

Bloc B : à usage de parking pour les véhicules

- **Les 4 niveaux**

Les deux blocs à usage publique.

- **le rez-de-chaussée**

Bloc A : ayant une salle de conférence, laboratoire de langue et salle d'alphabétisation

Bloc B:ayant une espace accueil et réception, salle des exposition, atelier écologie et environnement, atelier biologie et anatomie, magazine, espace de loisirs.

- **1^{ere} et 2^{eme} étage**

Bloc A : ayant un atelier électricité, espace audiovisuel et ludothèque.

Bloc B : ayant un cyber, bibliothèque et bureau de coordinateur des activités

- **3^{eme} étage**

Bloc A : ayant une salle de planétarium :

Bloc B : ayant un bureau de directeur. Secrétariat, salle de réunion et deux atelier pour l'énergie solaire et l'astronomie.

Situation

L'ouvrage qui nous a gété confié par le bureau d'études techniques et architecturales KHADHAR RADHWANE «ARCHI PLUS » sera implanté au lieu dit RUE D'ALGER, Wilaya de MEDEA classée, selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version

2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.2.Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimension

- **Dimension en élévation**

Tableau I-1 : Dimension en élévation

	BLOC A	**BLOC B**
Hauteur d'entre-sol	4.40	4.40
Hauteur de RDC et d'étage courant	4.08	4.08
Hauteur totale du bâtiment	20.72	20.72

- **Dimensions en plan**

Tableau I-2 : Dimension en plan

	BLOC A	BLOC B
La longueur du bâtiment à la base	28.35	38.35
La largeur	12.35	21.85

Figure I.1 : plan de masse

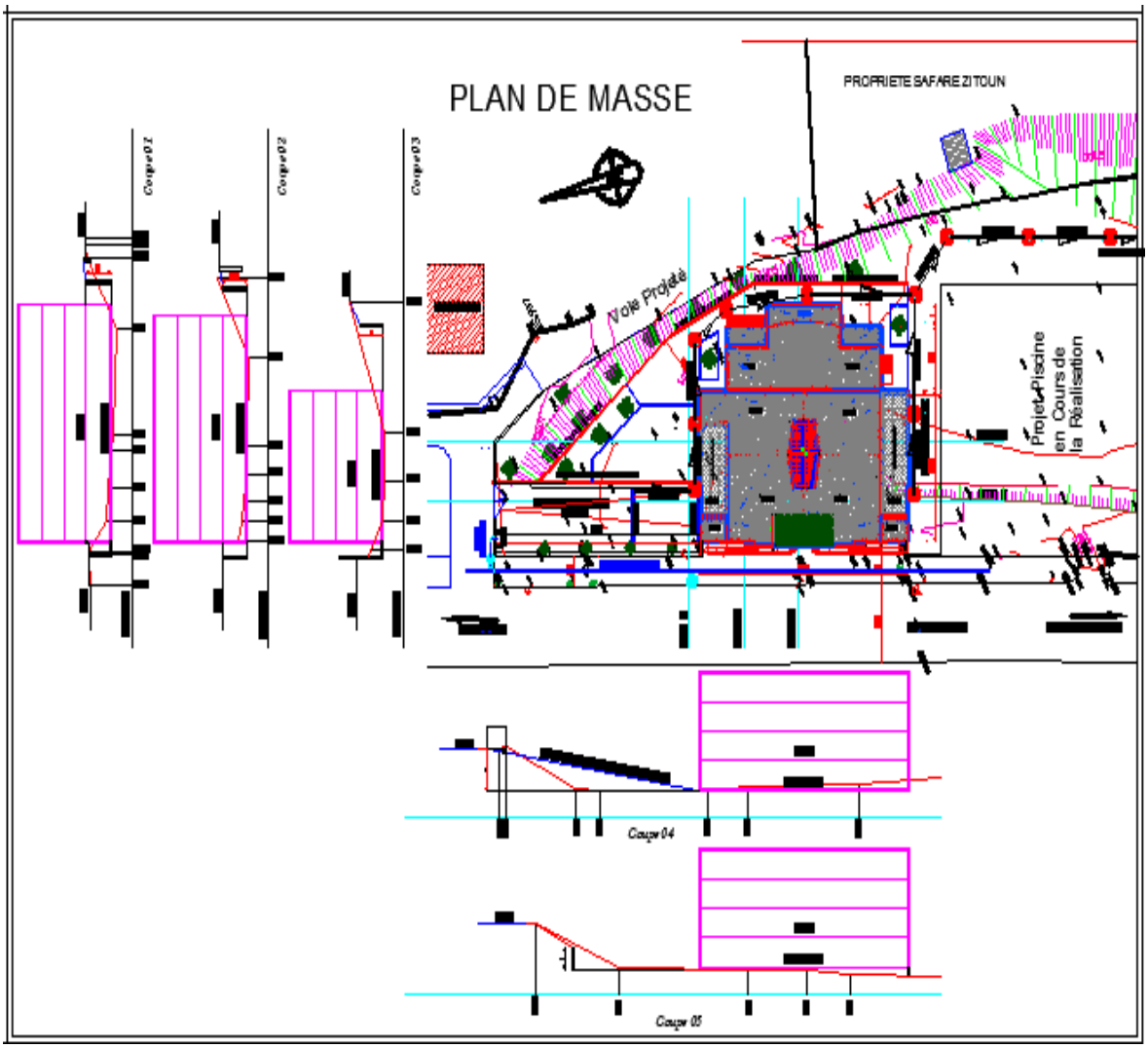


Figure I.2 : vue en 3D de bloc

Figure I.2 vue en plan d'entresol

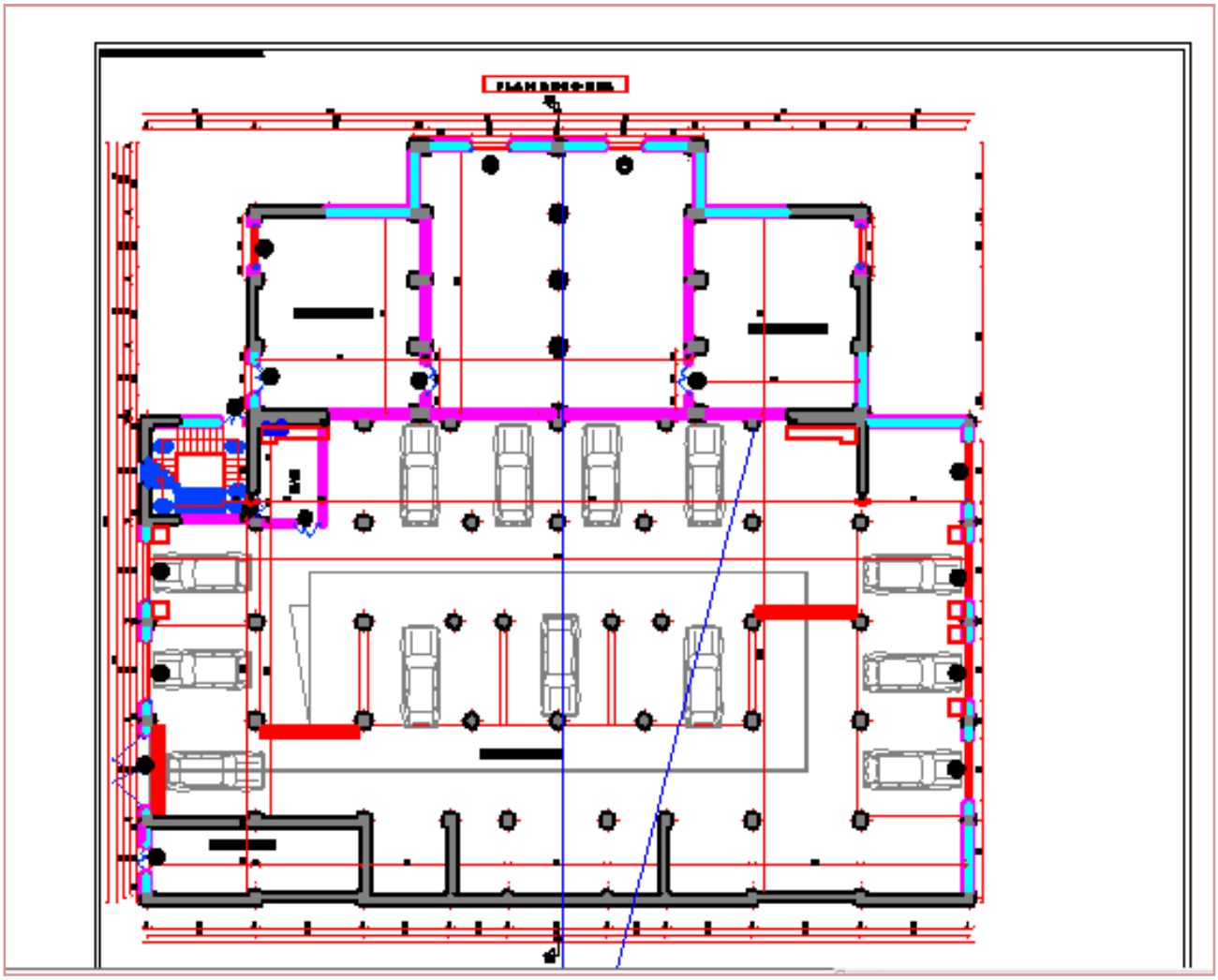


Figure I.3 : vue en plan de rez-de-chaussée

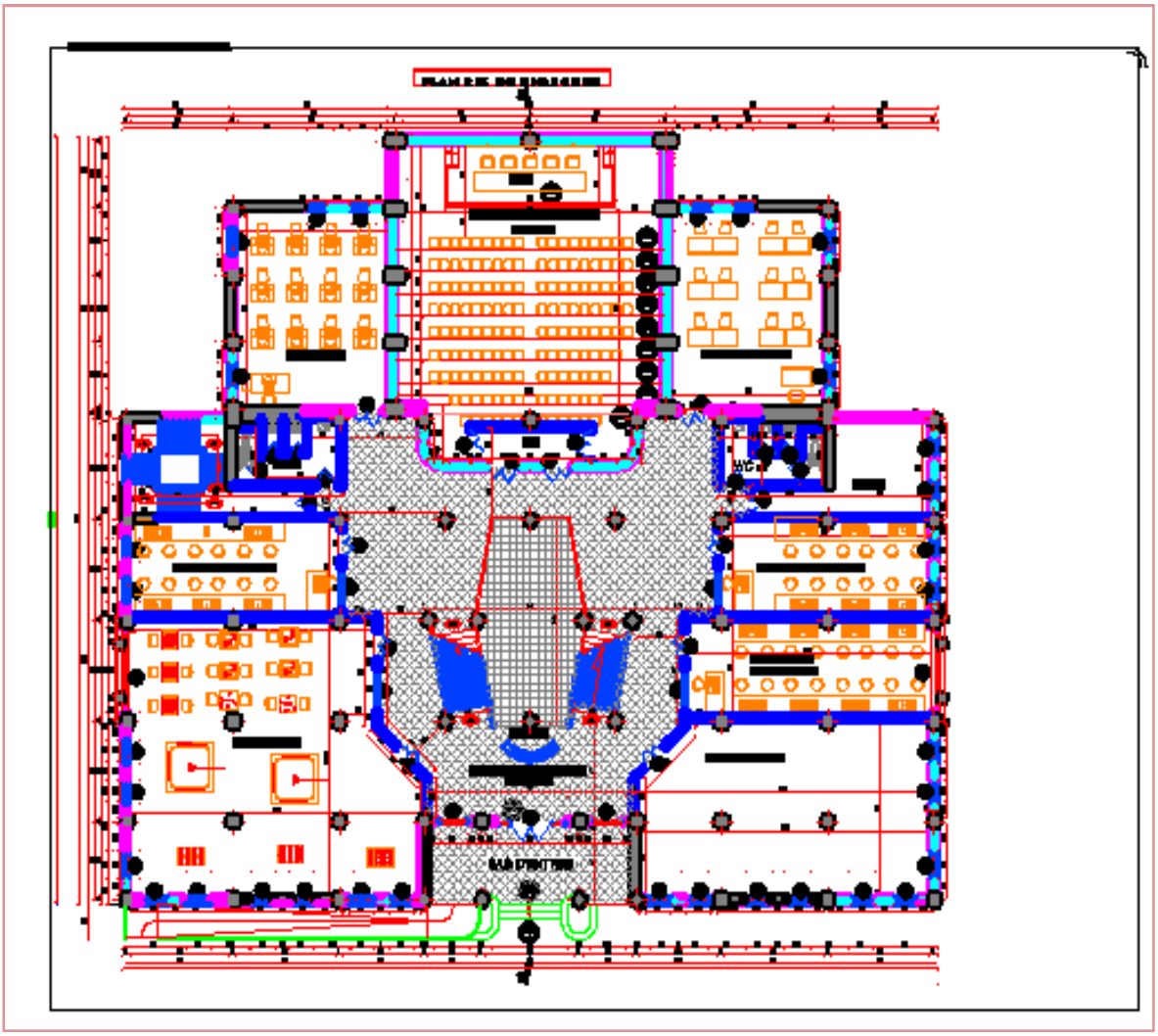


Figure I.4: vue en plan de 1er et 2eme d'étage

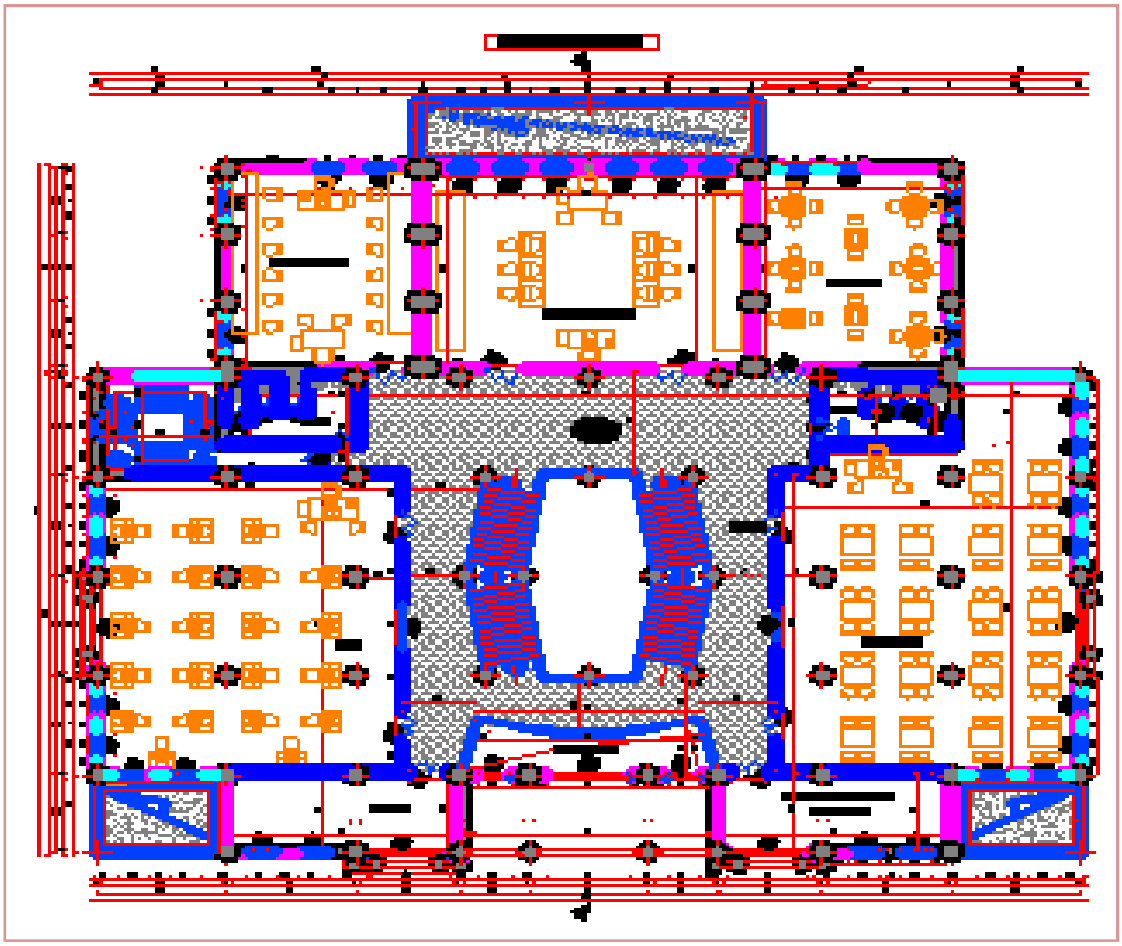


Figure I.5: vue en plan de 3eme d'étage

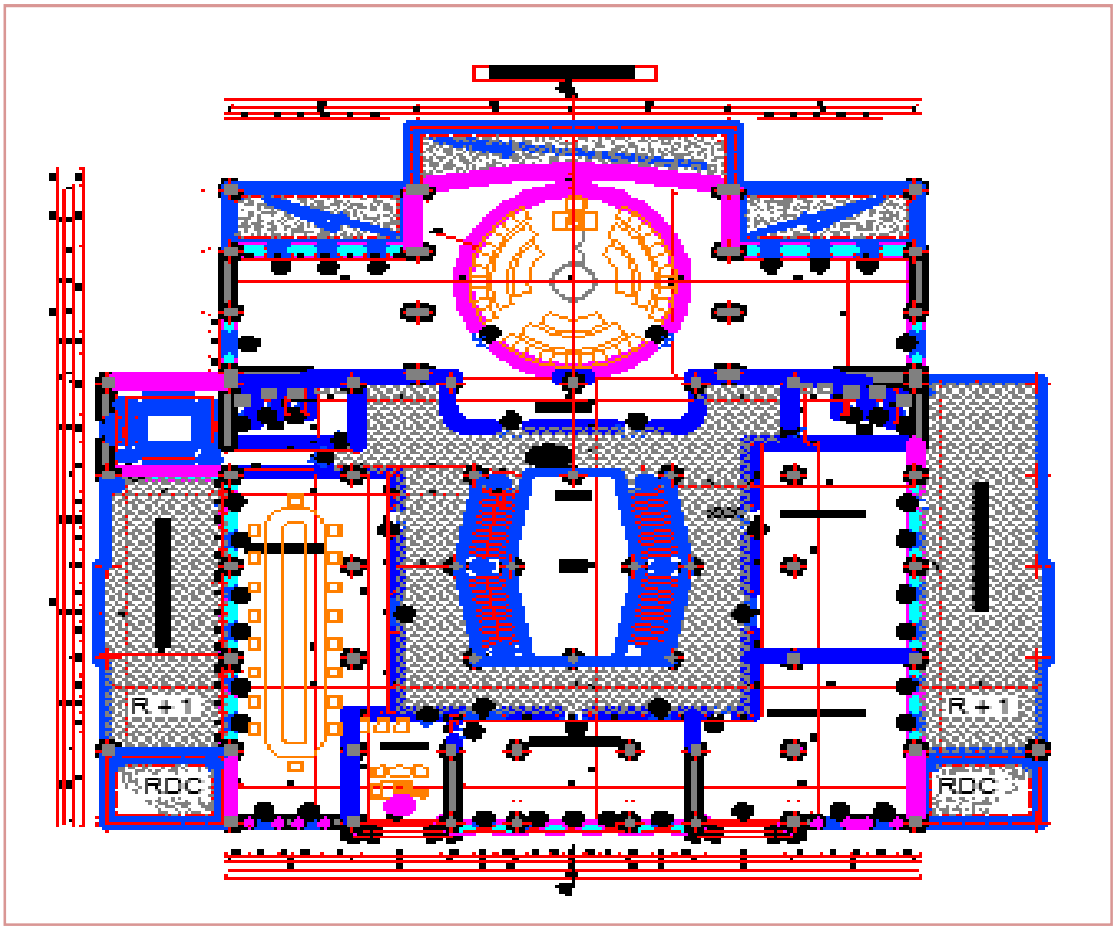


Figure I.6:vue en plan de toiture

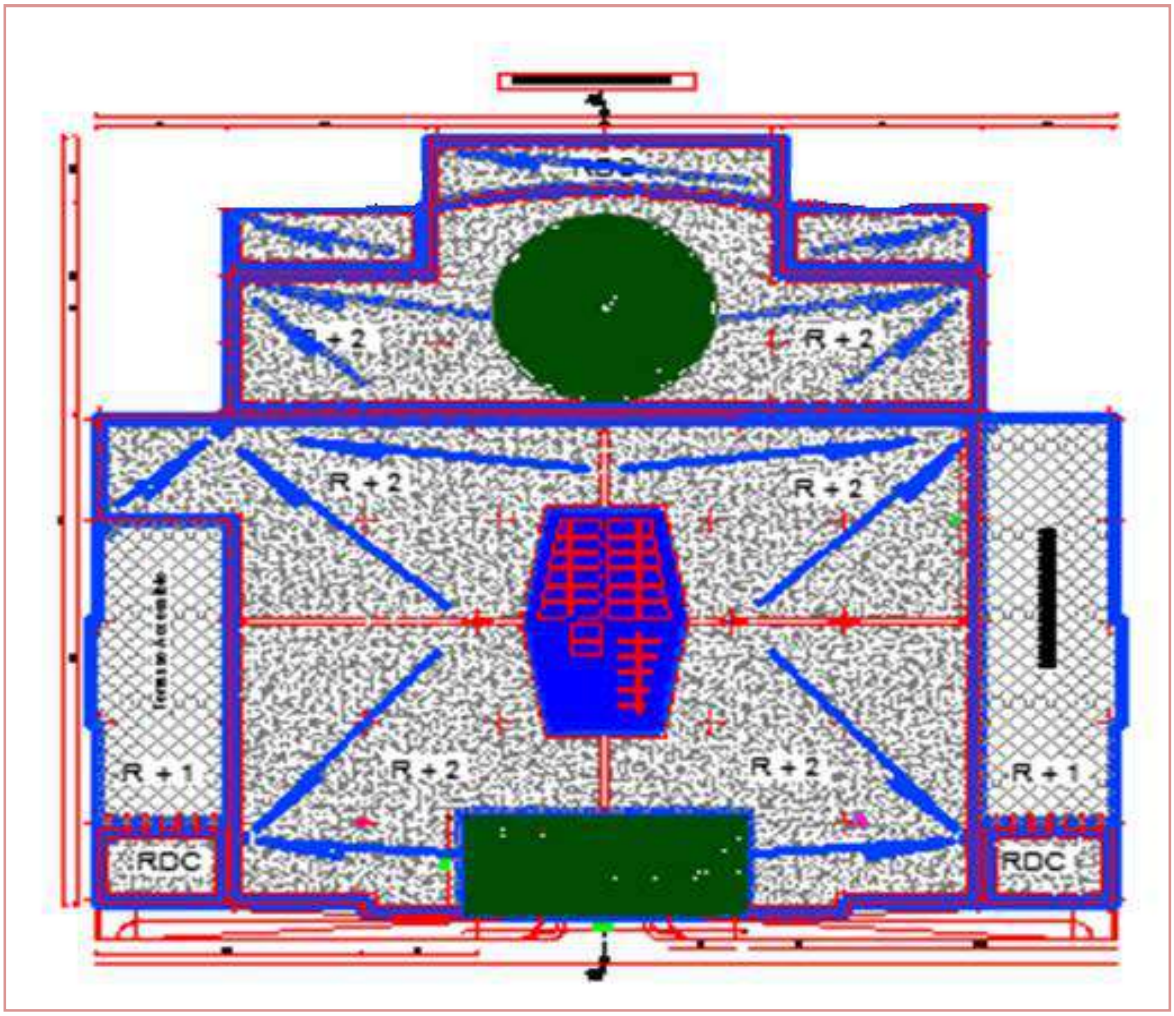
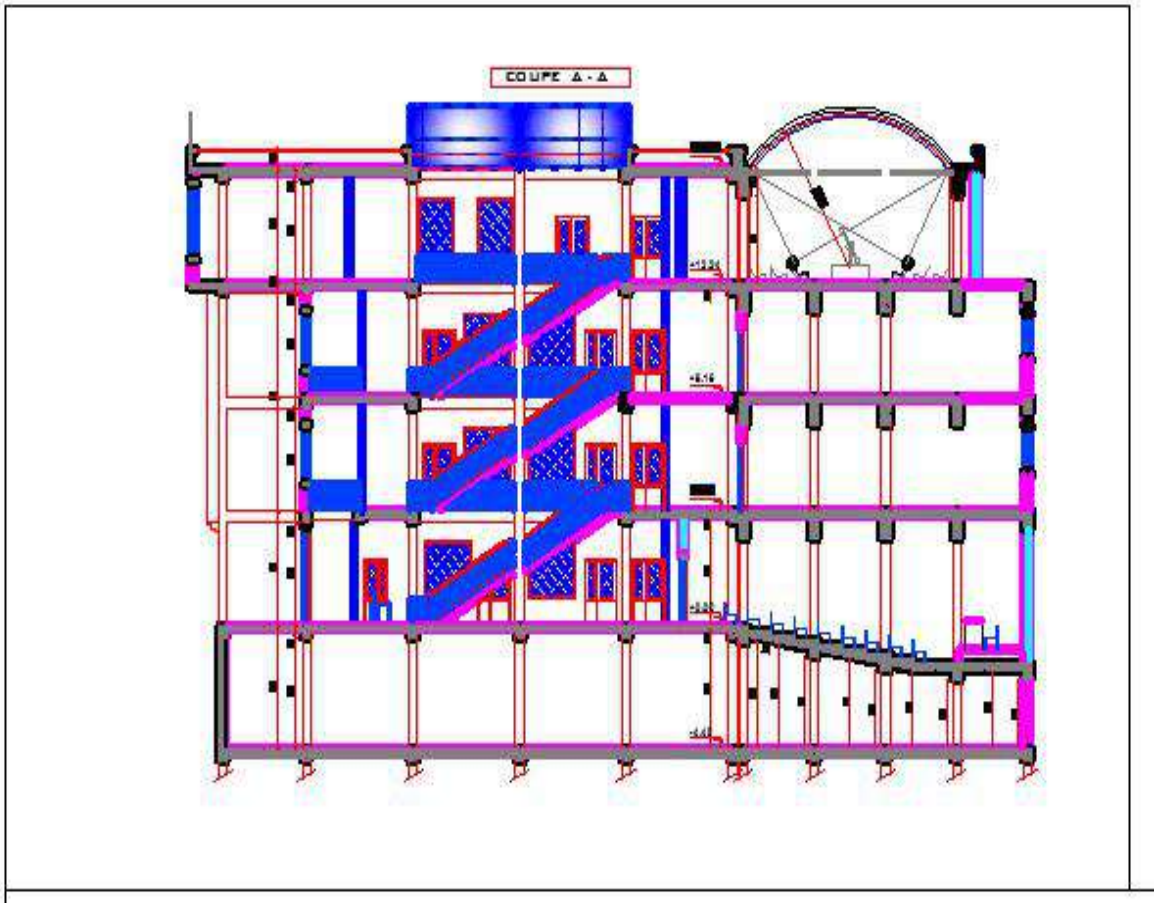


Figure I.7: La coupe A-A



I.2.2 : Eléments de l'ouvrage

I.2.2.a : Système de contreventement

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Notre bloc a une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- En zone sismique IIb (comme notre cas), les portiques doivent vérifier sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

I.2.2.b : Planchers :

Le plancher est un élément séparant deux niveaux sous-jacents entre eux, son rôle dans la structure est de transmettre les charges 'exploitations aux poutres qui les transmettrons elles mêmes aux poteaux.

Il existe d'autre fonctions tels que :

- La commodité thermique et acoustique et ceci en ayant une bonne isolation des deux.
- On peut en bénéficier également de sa forme géométrique (dalles creuses) en utilisant les ouvertures pour des gaines (électricité et aération).

Il faut savoir aussi comment choisir le type de plancher à utiliser, et ceci dépend de plusieurs paramètres tel que

- les charges aux - quels il subit
- la géométrie
- les avantages de l'une par rapport à l'autre, toute fois, structurellement le plancher doit assurer son rôle commettant un diaphragme rigide, pour permettre aux éléments porteurs verticaux une harmonie dans leurs comportements.

Dans notre cas on utilisera les deux types de planchers et avec justification du choix et dimension de celui-ci en chaque cas.

I.2.2.c : Les murs

Un mur est l'élément ou la composition de plusieurs éléments tel que le lame d'air, la brique creuse, le béton pour former un élément servant à séparer des locaux ou à faire le périmètre de ceux là, qui seront liée avec un ciment colle, ou un mortier traditionnel.la différence entre le mur extérieur et intérieur est l'épaisseur

I.2.2.d : Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- La dalle de sole de 1 cm dans toutes les surfaces.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures

I.2.2.e : Les escaliers

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveaux. Dans notre cas on a deux type d'escaliers, le premier type à deux volets et le deuxième type à quatre volets : ceux placés à l'intérieur de Bloc qui ont comme point de départ depuis le RDC et point d'arrivée le dernier Niveau de bloc

I.2.2.f : L'acrotère

C'est un mur situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé
D'étanchéité. Il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prise d'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.
Dans notre projet il sera fait en béton armé, et avec une hauteur de 0.70 m.

I.2.2.g : La coupole

Une coupole est une voûte hémisphérique, de profil semi-circulaire, elliptique (forme variable selon le volume généré par la révolution d'un arc autour d'un axe) ou polygonal.Pour notre projet on a deux type de coupole :

- Coupole en beton armé
- Coupole en verre

I.2.2.h : fondations

Les fondations sont des éléments qui ont comme rôle principale la transmission des charges induites par la structure au sol.
Pour connaitre quel type doit- on utiliser pour les fondations, il faut savoir avant que celle-ci ne dépond pas seulement des charges quelle subit, mais aussi et sur tout du type du sol sur lequel elle se repose, et cela pour assurer une interaction sol structure parfaite.
Le choix auquel on a adopté dans notre projet est un

I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux

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 facilite de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

I.3.1.Béton

Le béton hydraulique est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels),
- Granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...),
- L'eau
- Eventuellement d'adjuvants

Ses principales caractéristiques sont :

- une bonne résistance en compression simple.
- une mauvaise résistance en traction.
- Une bonne résistance aux climatique
- Facilité de fabrication.

I.3.1.a. Ciment

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé

I.3.1.b. Granulats

le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- gravier de dimension inférieur à 25mm (0/3 ,3/8, 8/15 et 15/25)

I.3.1.c. Eau de gâchage

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

I.3.1.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 m^3** 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.3.2.Résistance du béton

I.3.2.a. Résistance à la compression

$$j \le 28\,jours \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1{,}4 + 0{,}95\,j} f_{c28}$$

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

$$j > 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

I.3.2.b. Résistance à la traction :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}\,(MPa)\ \ si\ \ f_{cj} \le 60\,MPa$$

I.3.2.c. Module d'élasticité instantané «*Eij* »

$$\boldsymbol{E_{ij} = 111000\sqrt[3]{f_{cj}}}$$

I.3.2.c. Module d'élasticité différé «*Evj*» :

$$Evj = 3700\sqrt[3]{fcj}\,(MPa)$$

I.3.2.d. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

I.3.2.e. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

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

I.3.3. Aciers

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

$$\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon_s = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

I.3.3.a. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

- Fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) \quad (MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right) \quad (MPa)$

I.3.3.b. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté $«\eta»$: $\frac{E_s}{E_b} = 15$

.

I.4.Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 2.1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

$E_{v28} = 10721.40 MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 MPa \\ 2.5 MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales et transversales

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

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles techniques algériennes **CBA93** et le **RPA99/version 2003** et dont le but est d'arriver à déterminer des dimensions des ouvrages de notre projet et les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l'économie.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Bloc A

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

On utilise dans notre bloc type de planchers : plancher à corps creux, Ce plancher constituée de poutrelles préfabriquées associées a des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ ..... CBA 93
- et $ht \geq L/22.5$ …….. (Calcul des ouvrages en BA)

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

Dans notre cas : L = 2.65m

$265/25 \leq ht \leq 265/20 \Rightarrow 10.6\ cm \leq ht \leq 13.25cm.$

$ht \geq 460/22,5 \Rightarrow ht \geq 11.78cm$

ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

Tele que: ht = (d+e)

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc ht = (16+4) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ht>16 cm

D'ou, on a: 20 cm > 16 cm (C.V)

Figure. II.1.dimensionnement du plancher en corps creux

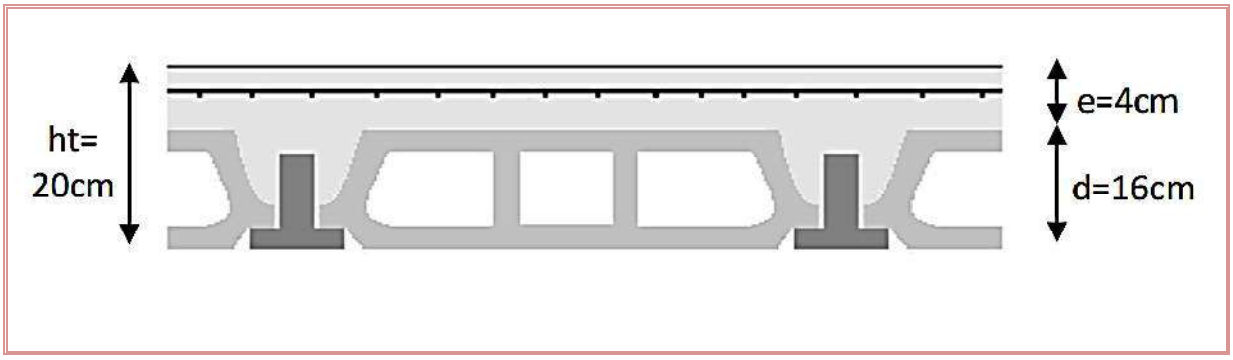
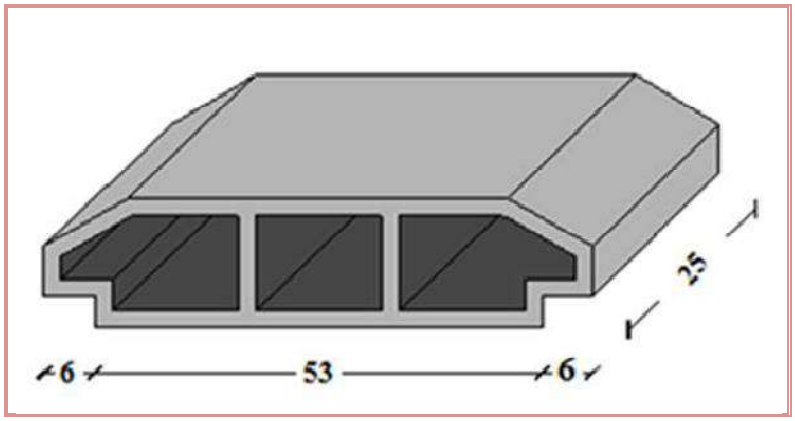


Figure. II-2: Dimensions du corps creux



Conclusion

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'hauteur totale de plancher : ht=20cm

II.2.2.Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants

a. Critère de résistance

- pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

❖ Pour les dalles reposant sur deux appuis :

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

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Pour le cas de notre bloc ,on a :L=2.65m

$$265/45 \leq ep \leq 265/40 \rightarrow 5.88 \leq ep \leq 6.62$$

b. Sécurité contre l'incendie

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

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

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p}$ = **15cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

II.3.1. Maçonnerie

❖ **Murs intérieurs (simple cloison)**

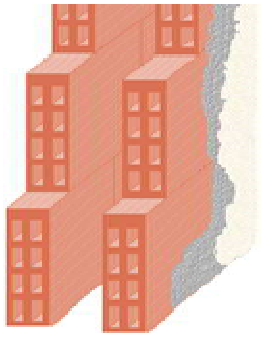
Tableau. II.1. charges permanentes du mur simple

	Couche	Epaisseur (M)	GI (KN/M²)	
1	Enduit en ciment	0.02	0.36	
2	Brique creuse	0.1	0.9	
3	Enduit en ciment	0.02	0.36	
	Charge permanente		1.62	

❖ **Murs extérieurs (doubles-cloisons)**

Tableau II.2. Charges permanentes du mur double cloison

Couche		Epaisseur (M)	G (KN. m)
1	Enduit en ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.1	0.9
3	L'âme d'air	0.1	-
4	Brique creuse	0.1	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	0.36
	Charge permanente		**2.52**



II.3.2. Plancher terrasse

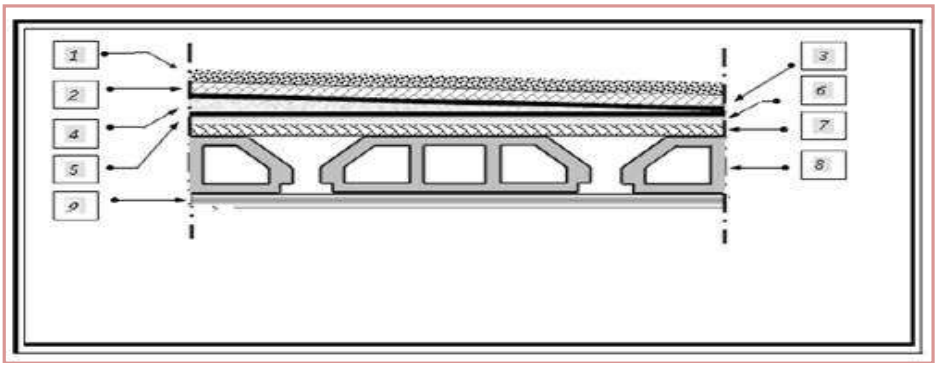
❖ **Charges permanentes**

Le tableau suivant présent la charge permanente d'un plancher terrasse à corps Creux.

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (M)	Poids Volumique (KN/M^3)	Poids Surfacique (KN/M^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0,9
2	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	22	3.08
5	Plaque de liège	0.04	4	0,16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2.8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente				7.38

Figure. II.3.: Composants d'un plancher terrasse



❖ **Charges d'exploitation**

Q = 1 KN/m²

❖ **Charges permanentes**

Le tableau suivant présent la charge permanente d'un plancher terrasse à dalle pleine

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

N	Composants	Epaisseur (M)	Poids Volumique (KN/M^3)	Poids Surfacique (KN/M^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0,9
2	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	22	3.08
5	Plaque de liège	0.04	4	0,16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente				8.33

❖ **Charges d'exploitation**

Q = 1 KN/m²

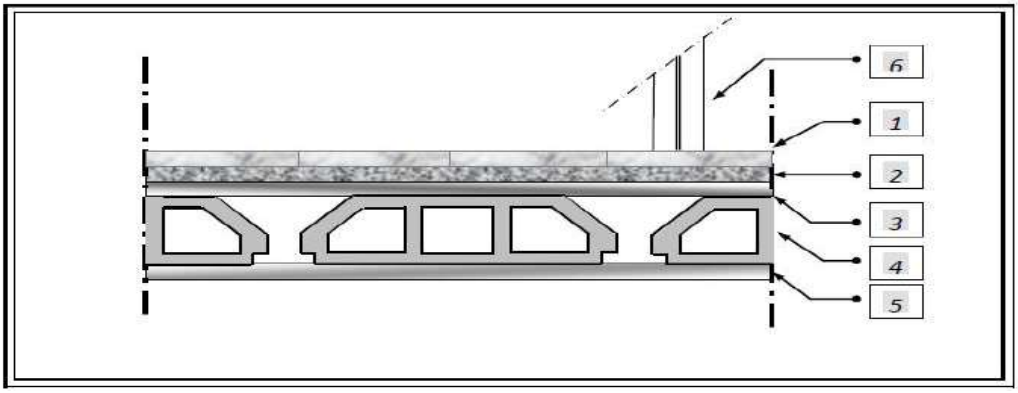
II.3.3 Plancher courant

Charges permanentes

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche corps creux	0.16+0,04	2.8
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	Les murs simples	0,1	1,62
Charge permanente			6.00

Figure. II.4: Composants d'un plancher courant



Charge d'exploitation

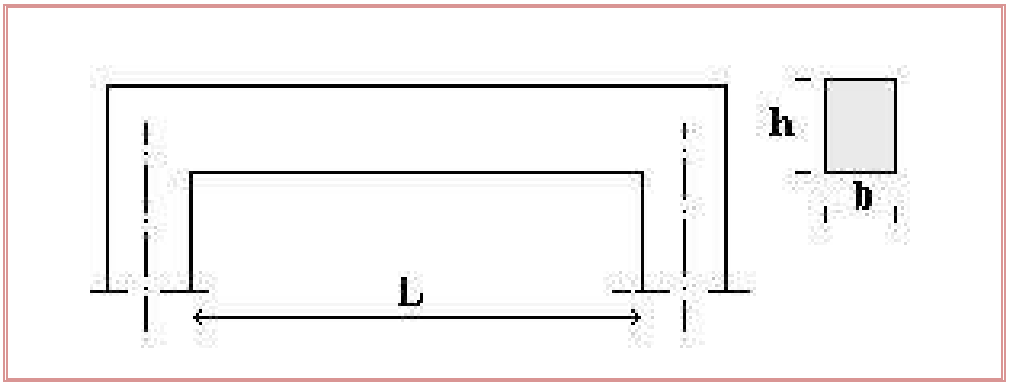
- salle de conférence Q=3.5KN /m²
- Laboratoire Q=2.5KN/m²
- Alphabétisation Q=2.5KN/m²

II.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire 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).

Figure II.5 : Dimensionnement de la poutre



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

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

- $(L_{max})/15 \leq h \leq (L_{max})/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

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

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$

Remarque : dans ce bloc on utilise la poutre gousset donc on prend L=8m

Tableau II.6. : Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutre secondaires
Condition de Résistance	L_{max}= 8m ⇒ 53.33cm ≤ h ≤80cm on adopte h = 65cm ⇒19.5cm ≤ b ≤45.5cm on adopte b = 35cm	L_{max}= 2.65m⇒ 17.66cm ≤ h ≤26.5cm on adopte h = 30cm ⇒9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=65cm≥30cm ; b=35cm≥20cm h/b=1.85≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08125) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0883) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h =65cm ; b=35cm	h = 30cm ; b = 30 cm

II.5. pré dimensionnement des poteaux

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive pour notre bloc

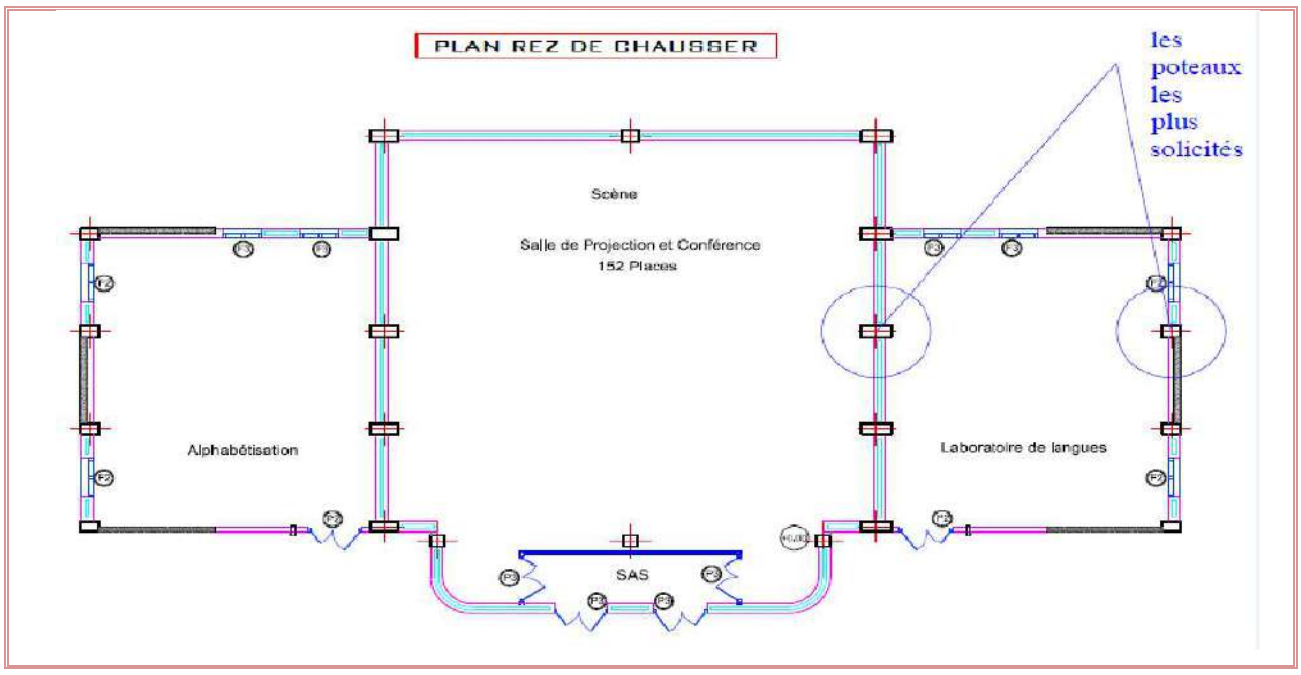
Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- 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 RPA.99 version 2003 ►►[Art7.4.1] ◄◄

II.5.1 Choix du poteau le plus sollicité :

Figure II.6 : choix les poteaux les plus sollicités



II.5.2. Dimensions des poteaux

- MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau: II.7. Dimensionnement du poteau

Dimension des poteaux		Sous-sol	RDC	1^{er} etage	$2^{éme}$ etage	$3^{éme}$ etage
Poteau de rive	(a ; b)	35x35				
Poteaux voisin de rive	(a ; b)	35x75				

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×L0 : si le poteau est à ses extrémités :

  • Soit encastre dans un massif de fondation.

  • Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- L0 : dans les autres cas.

Avec :

L0 = 4.40m pour sous-sol et L0=4.08 m pour les autres étages

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

Tableau II .8: détermination de la longueur de flambement

	Les étages	Section	Lf = (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
Poteaux voisin de rive	le 3eme étage	0.35x0.75	2.716	0.10	27.16
	le 2eme étage	0.35x0.75	2.716	0.10	27.16
	le 1er étage	0.35x0.75	2.716	0.10	27.16
	RDC	0.35x0.75	2.716	0.10	27.16
	Sous-sol	0.35x0.75	2.94	0.10	29.4
rive	Les étages	section	Lf = (L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
	le 3eme étage	0.35x0.35	3.88	0.10	38.8
	le 2eme étage	0.35x0.35	3.88	0.10	38.8
	le 1er étage	0.35x0.35	3.88	0.10	38.8
	RDC	0.35x0.35	3.88	0.10	38.8
	Sous-sol	0.35x0.35	4.20	0.10	42

II.5.4. Calcul de l'effort $\bar{N}_U$

Tableau II .9: calcule de $\bar{N}_U$

	Etage	dimension	Br (mm²)	α	As $=\frac{B}{1000}$ (mm²)	$\bar{N}_U$(kN)
Poteaux voisin de rive	3	35x75	240900	0.758	262.5	3456.73
	2	35x75	240900	0.758	262.5	3456.73
	1	35x75	240900	0.758	262.5	3456.73
	RDC	35x75	240900	0.758	262.5	3456.73
	Sous-sol	**35x75**	240900	0.744	262.5	3386.99
Poteaux de rive	3	35x35	108900	0.682	262.5	1404.42
	2	35x35	108900	0.682	262.5	1404.42
	1	35x35	108900	0.682	262.5	1404.42
	RDC	35x35	108900	0.682	262.5	1404.42
	Sous-sol	35x35	108900	0.659	262.5	1357.06

II.5.4.a. Détermination la Surface total et réduite de poteau

Tableau II .10. Détermination la Surface total et réduite

Surface	Poteaux de rive				
	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3eme
St	11.43	11.43	11.43	11.43	6.38
Sr	9.30	9.30	9.30	9.30	4.65
	Poteaux voisin de rive				
	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3eme
St	20.11	29.43	29.43	29.43	24.77
Sp	16.97	25.20	25.20	25.20	20.55

II.5.4.b. Evaluation des charges :

❖ **Charge permanente :**

Tableau II .11. Détermination la Charge permanente

Etage		Poutres (KN)	Poteaux(KN)	Plancher(KN)	Double cloison	Poids total (KN)	G_{cmul}
Poteaux de rive	3eme	22.94	11.88	38.73	2.5	76.07	76.07
	2éme	25.92	11.88	55.8	2.5	96.12	172.19
	1er	25.92	11.88	55.8	2.5	96.12	268.31
	RDC	25.92	11.88	55.8	2.5	96.12	364.43
	SS	25.92	12.86	55.8	2.5	97.10	461.53
Poteaux voisin de rive	3eme	60.04	25.46	171.18	-	256.68	256.68
	2éme	60.04	25.46	151.2	-	236.7	493.38
	1er	60.04	25.46	151.2	-	236.7	730.08
	RDC	60.04	25.46	151.2	-	236.7	966.78
	SS	42.38	27.56	101.82	-	171.76	1138.54

❖ **Surcharge d'exploitation:**

1. Base sur la descente des charges, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le **[CBA93],**
2. La descente des charges s'effectuée à partir du plancher terrasse jusqu'au sol.
3. Sous toit ou terrasse Q_0
4. Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0+ Q_1$
5. Sous étage immédiatement inférieur :
6. (Étage 2) $Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
7. (Étage 3). $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
8. (Étage 4) $Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
9. (Étage n) $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+\ldots..Q_n)$

10. Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour **[n≥5]**. Avec la hauteur n si la hauteur d'étage,

Tableau II.12.Descente de charge avec dégression

Niveau	Dégression	Poteaux de rive	Poteaux voisin de rive
		$\underline{Q}_{cumulé}$ [Kn]	$\underline{Q}_{cumulé}$ [Kn]
3eme	Q_0	6.38	24.77
2^{eme}	$Q_0 + Q_1$	34.95	109.38
1^{er}	$Q_0 + 0.95 (Q_1+ Q_2)$	60.66	175.04
RDC	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	83.51	233.34
entresol	$Q_0 + 0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	103.51	273.03

II.5.4.c. Détermination de l'effort normal ultime

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

II.5. 5.Vérification de l'effort normal

Tableau II.13: Vérification de l'effort normal.

Poteaux de rive	NIV	Nu (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$N_u < \overline{N}_u$
	3	112.26	1404.42	CV
	2	284.88	1404.42	CV
	1	453.20	1404.42	CV
	RDC	617.24	1404.42	CV
	Sous-sol	788.33	1357.06	CV
Poteaux voisin de rive	NIV	1,1 Nu (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$1,1N_u < \overline{N}_u$
	3	422.04	3456.73	CV
	2	913.14	3456.73	CV
	1	1372.98	3456.73	CV
	RDC	1820.67	3456.73	CV
	entresol	2141.23	3386.99	CV

II.5. 5.a. Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) :

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

Tableau II.14.Vérification de l'effort normal ultime

Condition à vérifier	Poteaux voisin de rive	Poteaux de rive	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.88)/20=19.4cm pour les étages Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (4.20)/20=21cm pour le entresol	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.88)/20=19.4cm pour les étages Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (4.20)/20=21cm pour le entresol	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=2.14≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1≤ 4	Oui

Conclusion :

Les sections des poteaux sont satisfaites vis-à-vis aux conditions du RPA99 version 2003 :

Tableau II.15 .les section des poteaux

Section des poteaux (b×h) cm2	Niveau
35X75	3 1 ; 2 Sous-sol ; RDC
35x35	3 1 ; 2 Sous-sol ; RDC

Bloc B

II.1. Pré dimensionnement des planchers:

Apres le calcule On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type(16+4)

D'où on a: 20 cm > 16cm **(C.V)**

II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Tableau II.16. pré dimensionnement des poutres

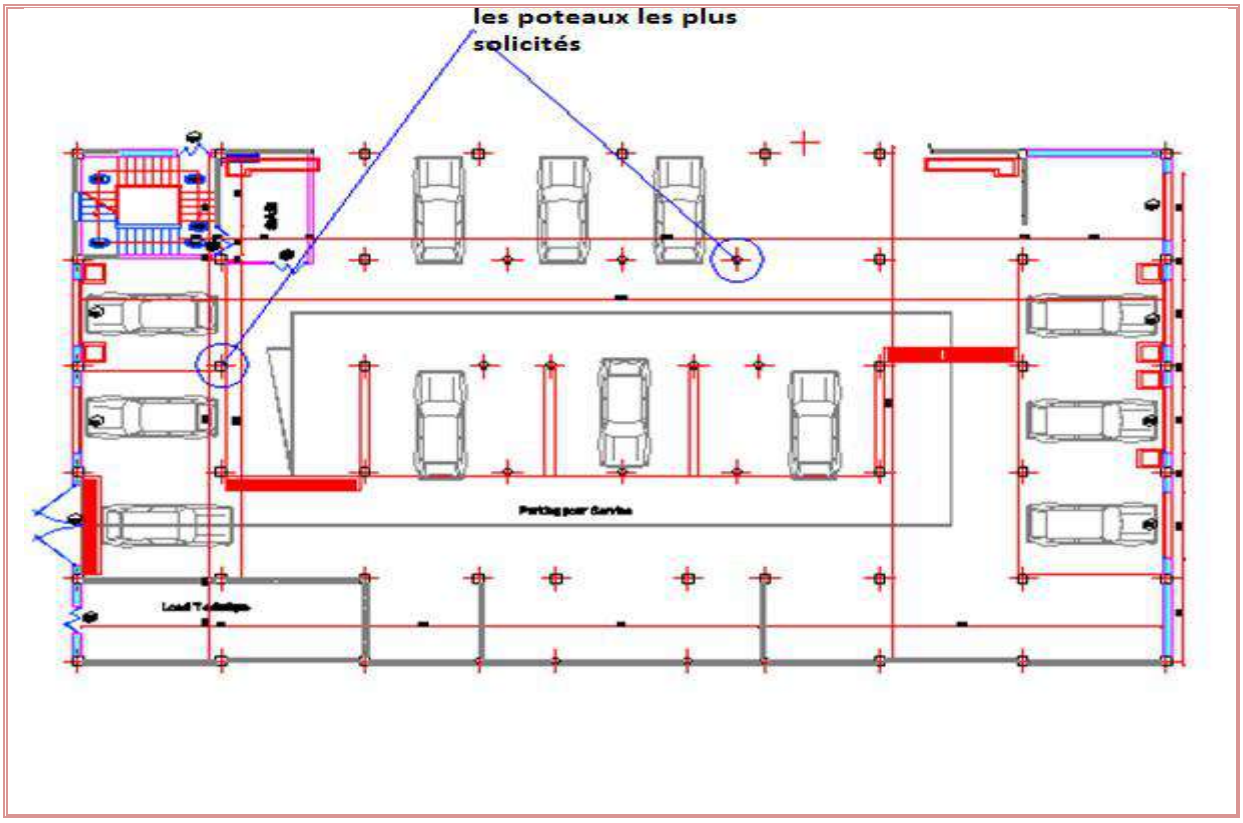
	Poutres principales	Poutre secondaires
Condition de Résistance	L_{max}= 4.65m⇒ 31cm ≤ h ≤46.5cm on adopte h = 40cm ⇒12cm ≤ b ≤28cm on adopte b = 30cm	L_{max}= 4.15m⇒ 27.66cm ≤ h ≤41.5cm on adopte h = 35cm ⇒10.5cm ≤ b ≤24cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)

Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.08602) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0843) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
conclusion	h =40cm ; b=30cm	h = 35cm ; b = 30 cm

II.3. Les poteaux

II.3. 1.Choix du poteau le plus sollicité

Figure II.7 : choix les poteaux les plus sollicités



II.3. 2. .Dimensions des poteaux :

Tableau: II.17. Dimensionnement du poteau

	Dimension des poteaux	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3éme
Poteaux voisin de rive	(a ; b)	35x35	35x35	30x30	30x30	30x30
Poteaux circulaire	D	35	35	35	35	35

II.3. 3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Tableau II .18: détermination de la longueur de flambement

	Les étages	section	Lf = (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
Poteaux voisin de rive	le 3eme étage	30x30	2.716	0.086	31.58
	le 2eme étage	30x30	2.716	0.086	31.58
	le 1er étage	30x30	2.716	0.086	31.58
	RDC	35x35	2.716	0.10	27.16
	Sous-sol	35x35	2.94	0.10	29.4
Poteaux circulaire	Les étages	Section D	Lf = (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
	le 3eme étage	35	2.716	0.0875	31.04
	le 2eme étage	35	2.716	0.0875	31.04
	le 1er étage	35	2.716	0.0875	31.04
	RDC	35	2.716	0.0875	31.04
	Sous-sol	35	2.94	0.0875	33.6

II.3.4. Calcul de l'effort $\overline{N}_U$

Tableau II .19: calcule de $\overline{N}_U$

	Les étages	dimension	Br (mm²)	α	As=$\frac{B}{1000}$ (mm²)	$\overline{N}_U$(kN)
Poteaux voisin de rive	3	30x30	78400	0.730	90	1082.70
	2	30x30	78400	0.730	90	1082.70
	1	30x30	78400	0.730	90	1082.70
	RDC	35x35	108900	0.758	122.5	1560.93
	Sous-sol	35x35	108900	0.744	122.5	1532.10
	Les étages	Dimension D	Br (mm²)	α	As=$\frac{B}{1000}$ (mm²)	$\overline{N}_U$(kN)
Poteaux circulaire	3	35	85400	0.734	96100	1185.34
	2	35	85400	0.734	96100	1185.34
	1	35	85400	0.734	96100	1185.34
	RDC	35	85400	0.734	96100	1185.34
	Sous-sol	35	85400	0.717	96100	1157.88

II.3.4.a Détermination de la Surface total et réduite du poteau

Tableau II .20: Détermination la Surface total et réduite

Surface	Poteaux voisin de rive				
	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3eme
St	22.02	22.02	22.02	22.02	11.68
Sr	19.29	19.29	19.29	19.29	9.64
Surface	Poteaux circulaire				
	Sous-sol	RDC	1er	2éme	3eme
St	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38
Sr	7.57	7.57	7.57	7.57	7.57

II.3.4.b. Evaluation des charges:

- **Charge permanente :**

Tableau II .21: Détermination la Charge permanente

		Poutres (kN)	Poteaux (kN)	Plancher (kN)	Poids total (kN)	G_{cmul}
Poteaux voisin de rive	3eme	17.86	8.73	71.14	97.73	97.73
	2éme	24.84	8.73	115.74	149.31	247.04
	1er	24.84	8.73	115.74	149.31	396.35
	RDC	24.84	11.88	115.74	152.46	548.81
	SS	24.84	12.86	115.74	153.44	702.25
Poteaux circulaire	3eme	16.39	9.32	55.86	81.57	81.57
	2éme	16.39	9.32	45.42	71.13	152.7
	1er	16.39	9.32	45.42	71.13	223.83
	RDC	16.39	9.32	45.42	71.13	294.96
	SS	16.39	10.09	45.42	71.9	366.86

❖ **Surcharge d'exploitation**

Tableau II.22.Descente de charge avec dégression

Niveau	Dégression	poteaux voisin de rive	poteaux circulaire
		$\underline{Q}_{cumulé}$ [Kn]	$\underline{Q}_{cumulé}$ [Kn]
3eme	Q_0	11.68	9.38
2^{eme}	$Q_0 + Q_1$	72.23	32.83
1^{er}	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	121.5	53.93
RDC	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	165.26	72.69
Sous-sol	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4)$	217.55	89.11

II.3.4.b. Détermination de l'effort normal ultime :

Tableau II .23: détermination de l'effort normal

		G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)
Poteaux voisin de rive	3	97.73	11.68	149.45	164.39
	2	247.04	72.23	441.84	486.02
	1	396.35	121.5	717.32	789.05
	RDC	548.81	165.26	988.78	1087.65
	Sous-sol	702.25	217.55	1274.36	1401.79
poteaux circulaire	3	81.57	9.38	124.18	136.59
	2	152.7	32.83	255.39	280.92
	1	223.83	53.93	383.06	421.36
	RDC	294.96	72.69	507.23	557.96

II.3.5. Vérification de l'effort normal

Tableau II.24.Vérification de l'effort normal

	NIV	1,1 Nu (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$1,1N_u < \overline{N}_u$
Poteaux voisin de rive	3	164.39	1082.70	CV
	2	486.02	1082.70	CV
	1	789.05	1082.70	CV
	RDC	1087.65	1560.93	CV
	Sous-sol	1401.79	1532.10	CV
poteaux circulaire	3	136.59	1185.34	CV
	2	280.92	1185.34	CV
	1	421.36	1185.34	CV
	RDC	557.96	1185.34	CV
	Sous-sol	691.81	1157.88	CV

II.3.5.a. Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) :

Conclusion :

Les sections des poteaux sont satisfaites vis-à-vis aux conditions du RPA99 version 2003

Tableau: II.25. Dimensionnement du poteau

Section des poteaux $(b \times h)cm^2$	Niveau
35X35	Sous-sol ; RDC
30x30	1^{er} ;2éme ;3éme
D=35	sous-sol ; RDC ;1 ;2 ;3

II.4. Pré dimensionnement des voiles

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

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

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

D'après **[5*]** « les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après **[5*]** « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure (3.7)

Figure : II.8. Coupe de voile en élévation

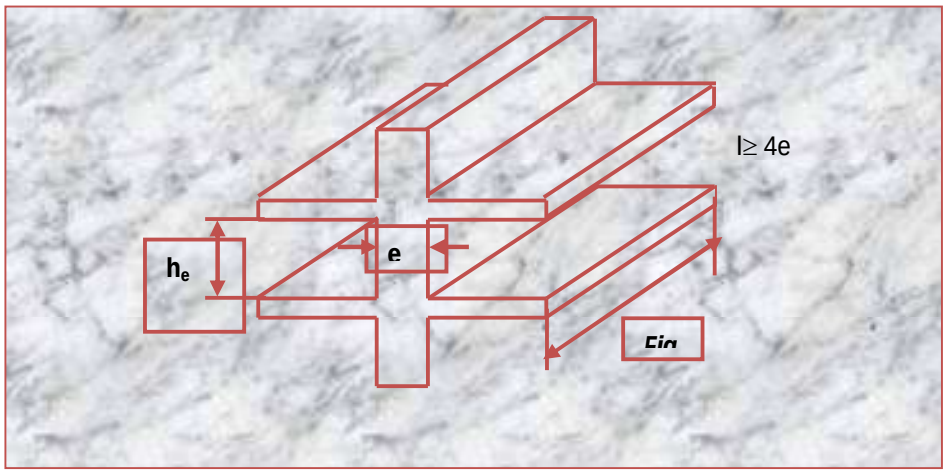
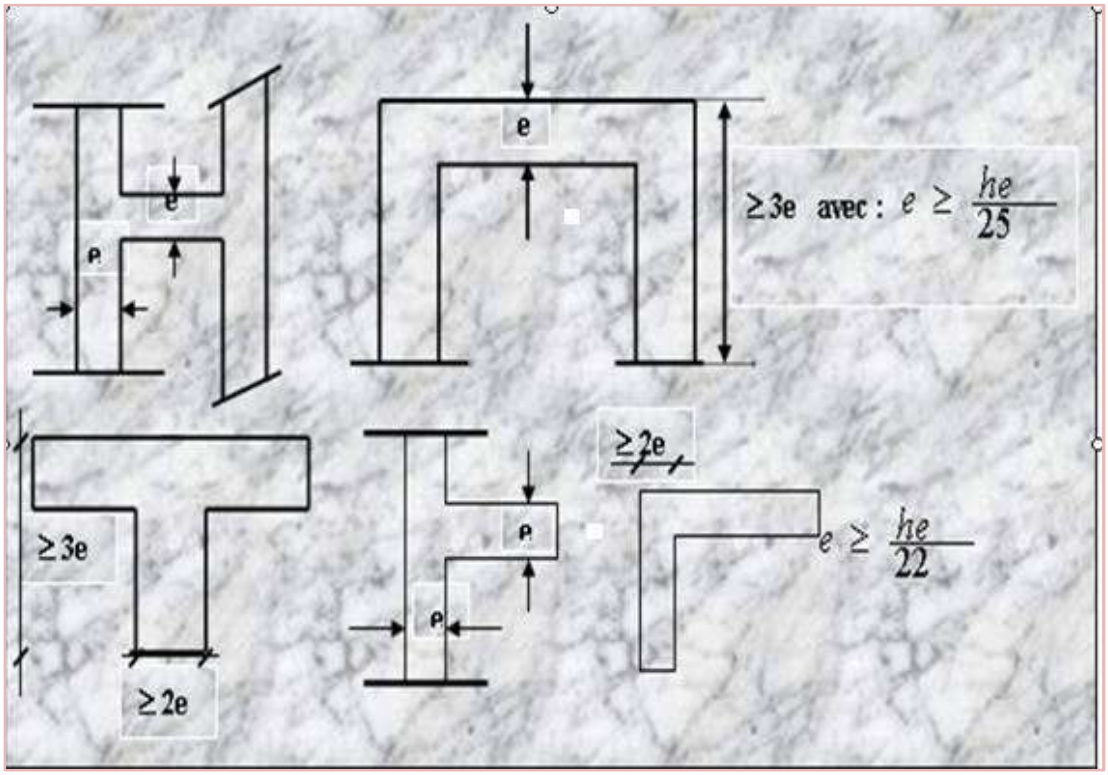


Figure II.9.: coupe des voiles en plan



Pour notre bloc: $a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15cm\right]$

Tableaux. II.26.Epaisseur des voiles

Etage	Entresol	R.D.C	1er	2eme	3eme
L'épaisseur (cm)	20	20	20	20	20

Donc on prendra pour le cas le plus favorable (a = 20 cm) dans les deux sens (pour les voiles longitudinales et transversales) et pour tous les niveaux.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. Introduction

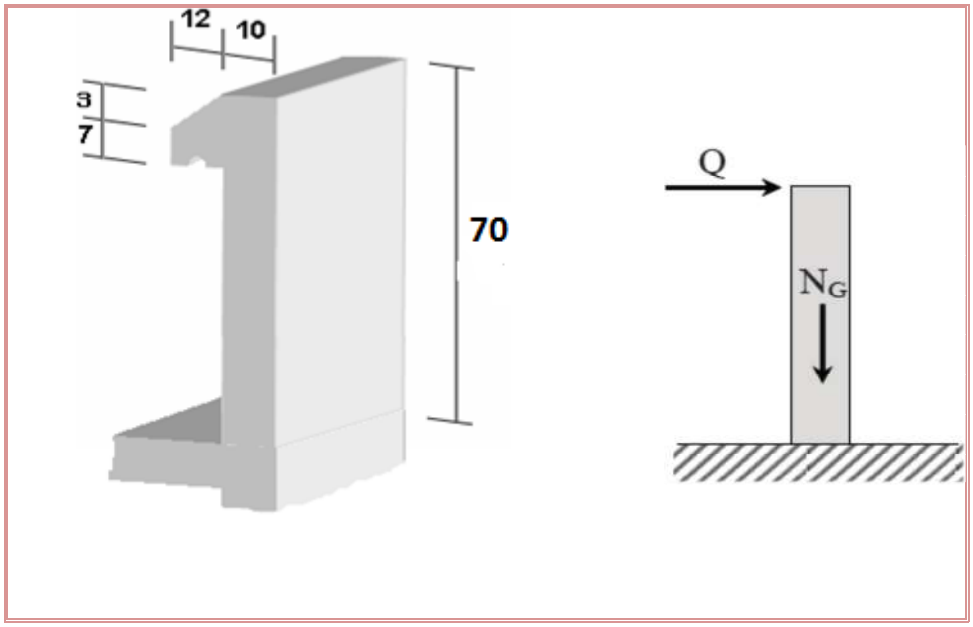
Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal du à² son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 KN/ml appliquée à son extrémité, La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

Figure III.1. Schématisation de l'acrotère



III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III.1 : Les charges permanentes et d'exploitations

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.10x0.7)+(0.15x0.05)+(0.15x0.05)/2]x25=2.03125
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.2.2. L'effort

Tableau III.2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 x G= 2.741	G = 2.031
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 x Q = 1.5	_
Moment d'encastrement : M u(kN.m)	1,5x Q xh ==1.05	Q x h = 0.7

III.2.3.Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III .3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

À E L U

❖ Calcul de l'excentricité

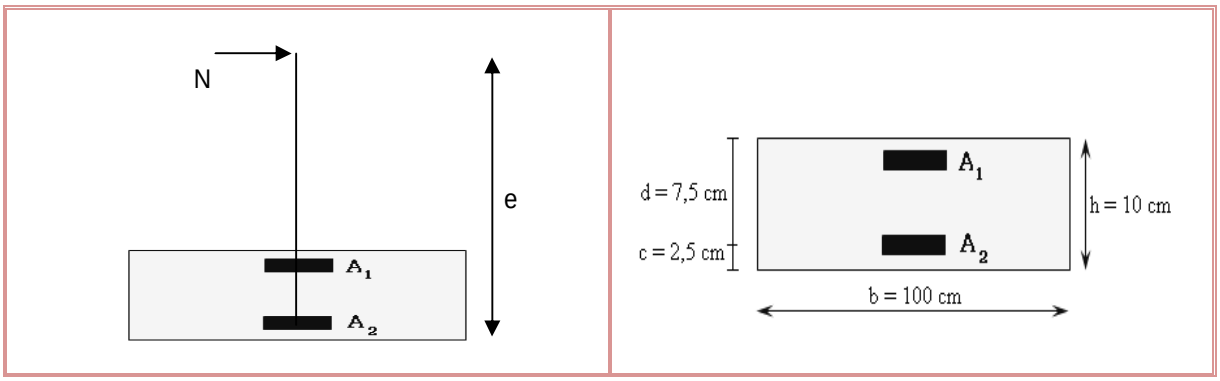
À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{2.741} \Rightarrow$ $e_0 = 38.30cm$

On a : $e_0 = 38.30\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm$

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

❖ Calcul du moment de flexion

Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU



$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ $e = 0.408\ m$

$M1 = N \times e \Rightarrow M1 = 1.118kN.m$

❖ Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu=0.013$

$\mu=0.012<\mu_l=0.392 \Rightarrow$ $A'_1 = 0$

$\Rightarrow$ $A1 = 0,430cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.429\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc : $\begin{cases} A = 0.429\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité [1]**

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$$

$A = 0.429\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ **Armatures de répartition : [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.502 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

❖ **Espacement : [1]**

St=25 cm ≤Smin =min [3h=30 cm ; 33 cm] = 30 cm

Srép=20 cm ≤Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm] = 40 cm

III.2.4. Vérification à l'E.L.S :

Données :N_{ser} = 2.031kN

M_{ser} = 0.7kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

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

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 34.48cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = bxh+ 15 (A + A') ⇒ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\, 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\,[A\,(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8339.83\ cm^4$.

Alors : $\frac{I_G}{B_o\,\upsilon_2} = 1{,}643$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}48cm > \frac{I_G}{B_o\,\upsilon_2} = 1{,}643cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

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

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)\quad q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.48cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases}p = -2540.31cm^2 \\ q = +48766.54cm^2\end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2540.31y_2 + 4876654 = 0$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

$$\text{Donc:}\begin{cases} y_2 = 31.49\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b\, y_1^{\,2} + 15\left[A'\left(y_1 - c'\right) - A\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.4815\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481.5} = 0.0556\,\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0556 \times 20.1 = 0.111\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0556 \times (75 - 20.1) = 60.87\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ \text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}} = 201.633\ \text{MPa}\right] = 201.633\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 60.87\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\text{MPa}$$

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

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{1.05}{0.9\text{x}0.075} = -14.05\,kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme [2]

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

$F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone IIb)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

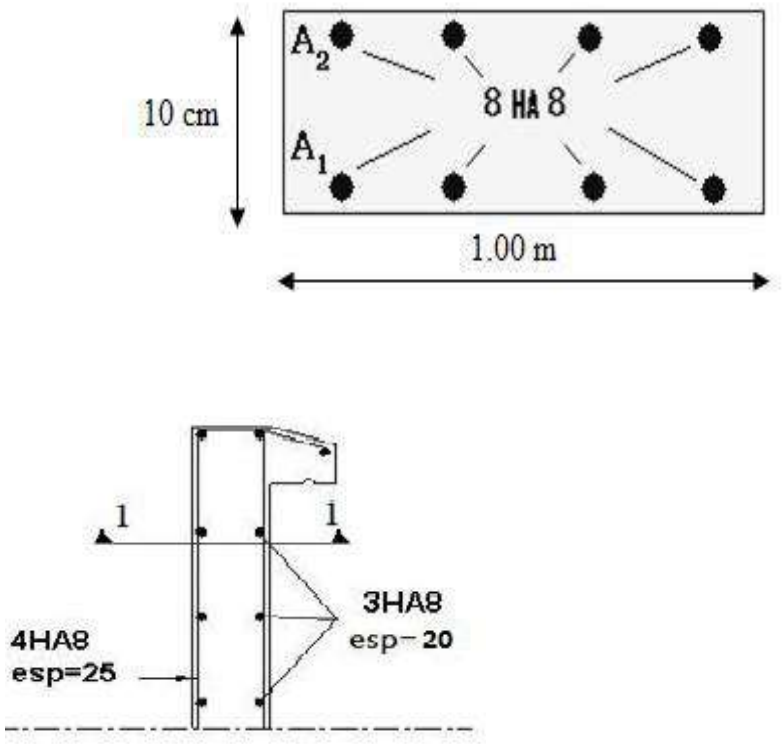
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.03125 KN.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.03125 = 1.3\,KN$$

$F_p = 1.3KN < T = 1.5KN$…… (Condition vérifié)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère



Coupe 1-1

III.3.Escaliers

III.3.1. Introduction

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

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier

❖ **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

❖ **Le palier :**C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

❖ **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

❖ **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

❖ **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

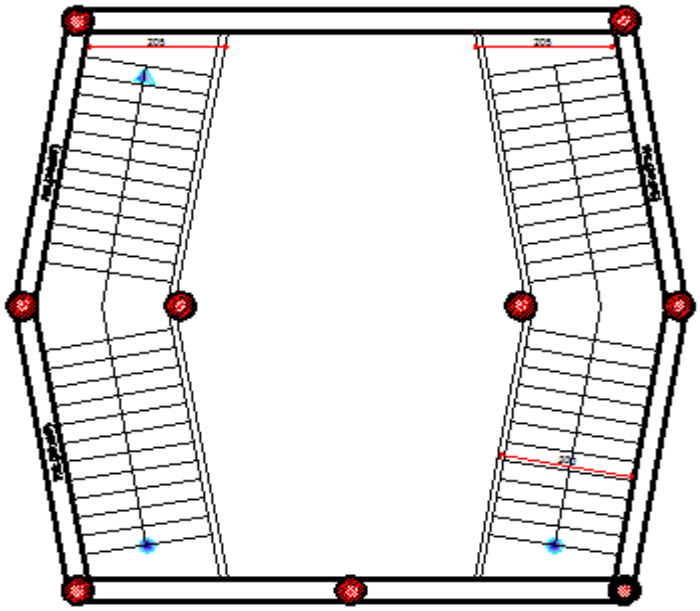
❖ **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

❖ **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

❖ **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

❖ **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche

Figure III.4. Représentation d'un escalier



Avec :

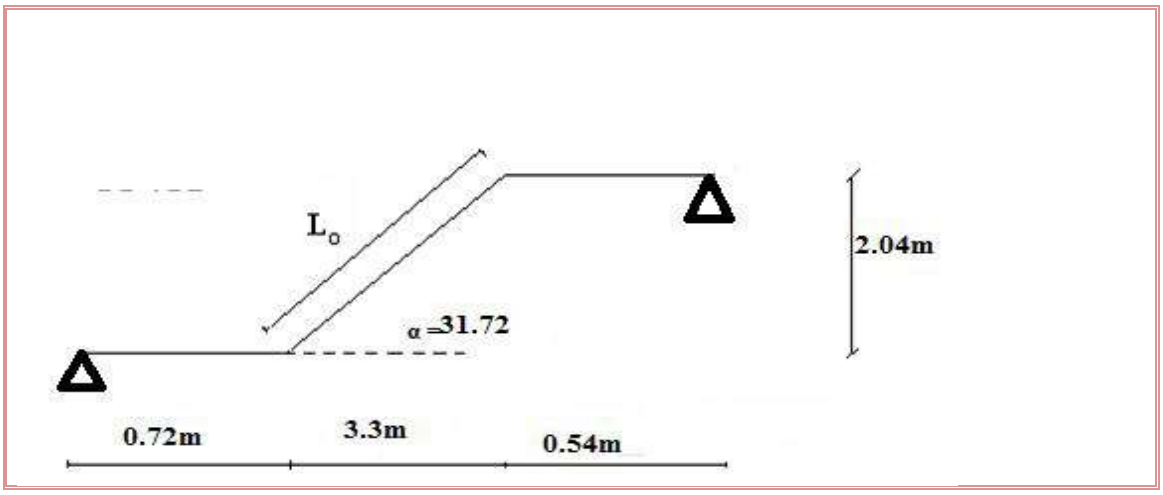
- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.3. Dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m et H=2.04m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

Figure III.5. Dimensions de l'escalier



- **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tgα = H / L = 2.04/3.3 = 0,618

donc : α =31.72°

$$L_0 = \sqrt{2.04^2 + 3.3^2} = 3.87m$$

l =0.72+3.3+0.54=4.55m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.00 \le e \le 15.17$$

On adopte : e = 15cm

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**

Tableau III.4. G du palier de repos de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G			**5,49**

Tableau III.5. :G de la paillasse de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	P. volum (KN/m²)	P.surf (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.4
Poids des marches	0.17 / 2	25	2,125
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G			**8,26**

❖ **Charge d'exploitation**

Q = 2.5KN/m2

III.3.5.Détermination des efforts

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

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.6. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	Pu (KN/.m2)	Pser (KN/m2)
Palier 1	5,49	2,50	11,16	7,99
Paillasse	8,26	2,50	14.90	10,76

Tableau III.7. Détermination des efforts A L'ELU

Lvolée m	L paillier01 m	L paillier02 m	RA (KN)	RB (KN)	V max	x	Mx (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
3,3	0,72	0,54	31,38	31,85	31,85	1,56	37,97	32,27	18,98

Figure III.6. Schéma statique à l'E.L.U

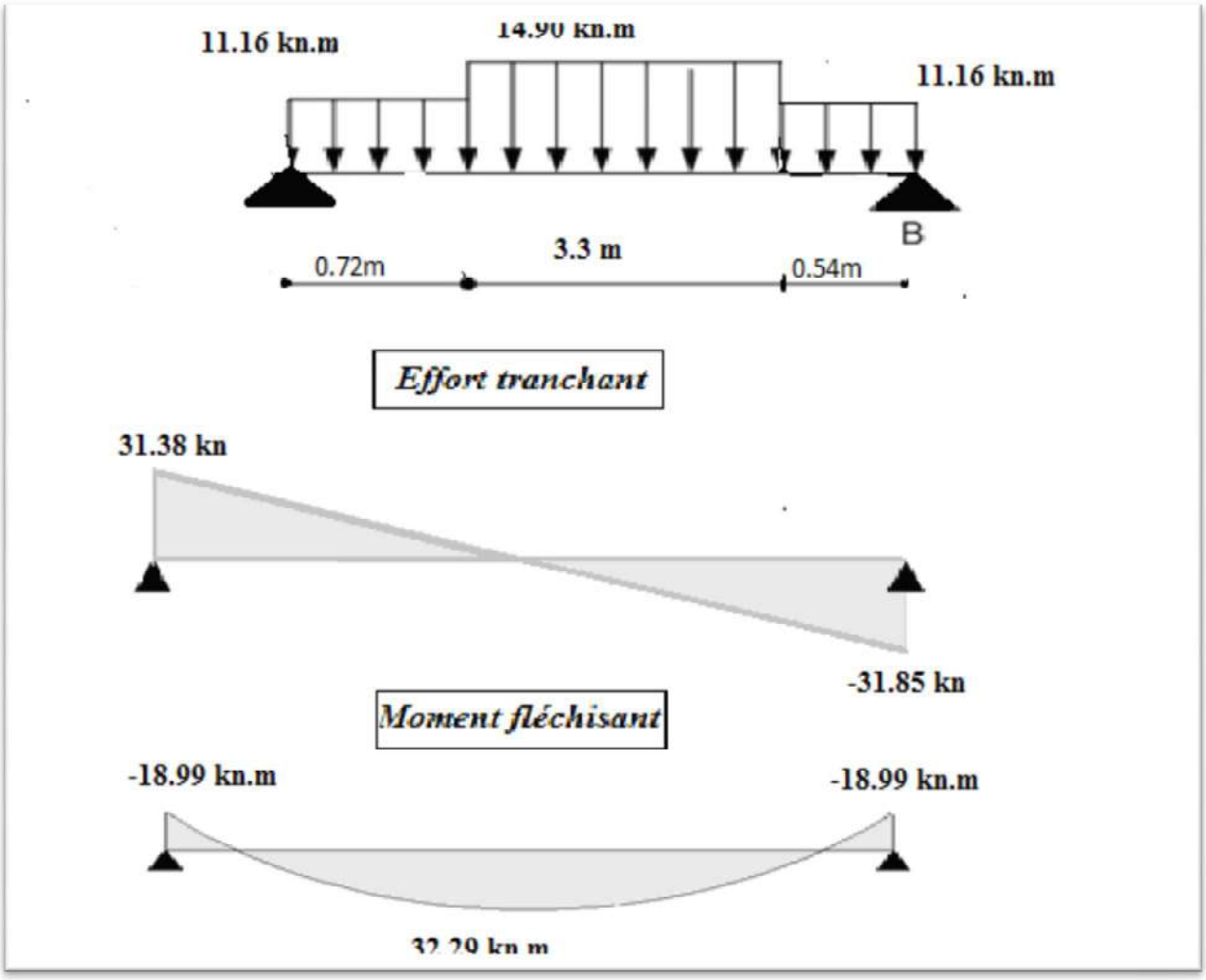


Tableau III.8. Détermination des efforts A L'ELS

Lvolées m	L paillier01 m	L paillier02 m	RA KN	RB KN	x	Mx (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
3,3	0,72	0,54	22,61	22,96	1,56	26,91	22,88	13,45

Figure III.7. Schéma statique à l'E.L.S

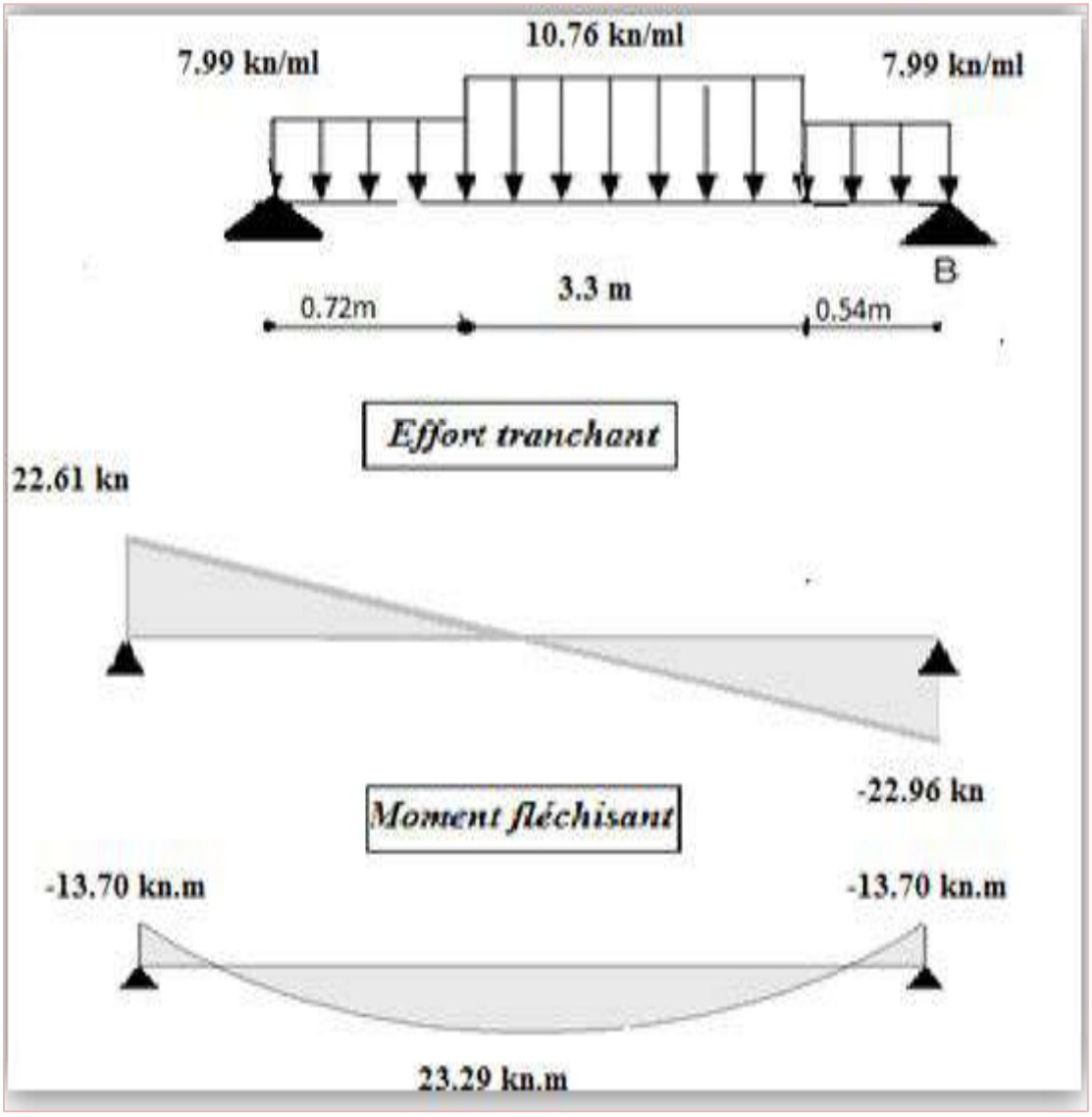


Tableau III.9. Détermination des efforts A L'ELS

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	32,29	18,99	31,85
E.L.S	23.29	13,70	22,96

III.3.6. Ferraillage des escaliers

Tableau III.10. 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

Tableau III.11. Calcul des sections d'acier de

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Aadopté (cm²)
En travée	32.29	0,145	0,94	7,8937	0	4HA16=8.04
En appuis	18.99	0,085	0,966	4,5183	0	4HA14=6.15

a. Condition de non fragilité

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

En travées: $A = 8.04\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6.15\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

III.3.6.1. Les armatures de répartition

Tableau III.12. Les armatures de répartition

	Ax (cm²)		on adopte
en travée	(A/4)=	2.01	5HA10=3.92
en appuis	(A/4)=	1	4HA10=3.14

III.3.6.2. Vérification de l'espacement

Tableau III.13. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.3.6.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}\frac{31.85\times10^3}{1000\times130} = 0.254\ \text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible

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

$$\tau_u = 0.254\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa}(\text{c.v})$$

III.3.6.4. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15\ \text{MPa}$$

Tableau III.14. Vérification à l'E.L.S

	en travées	en appuis
A (cm^2)	8.04	6,15
Mser (kN.m)	23.29	13.70
Y (cm)	4,415	3.967
I (cm^4)	10751.89277	8797.882743
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	9.39	6.06
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**condition vérifié**	**condition vérifié**

III.3.6.5. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{456} = 0.032 \geq \frac{23.29}{20 \times 37.79} = 0.031 \qquad (.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{100 \times 13} = 0.0047 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

❖ **Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

❖ **pour les flèches aux charges instantanées :**

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

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \dfrac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \dfrac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\dfrac{1{,}75\,f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

❖ **pour les flèches aux charges de longues durées :**

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

Avec :

- ✓ $E_v = \dfrac{1}{3}E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

❖ **Détermination de l'axe neutre** :

$$Y_G = \frac{\dfrac{b.h^2}{2}+15A.d}{b.h+15} = 8.42cm$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale :**

$$I_0 = b/3\left[y^3+(h-y)^3\right]+15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 34617.0759cm^4$$

Tableau III.15. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	P	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I0 (cm4)
6,15	23.29	0,0047	291.30	0,52	8,42	34617.0759
If i (cm4)	If v (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	ΔF <Fadm
37296.96	37762.15	4.03	11.96	7.93	9.12	oui

III.3.7. Calcul de la poutre palière

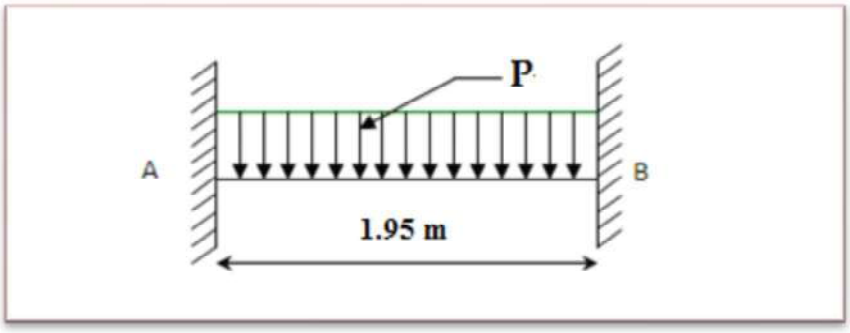
La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier. Elle a une section (b×h).Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément Chargée, les charges sont :

• Son poids propre ;

• Réaction provenant du palier.

III.3.7. 1. Pré dimensionnement

Figure III.8. Poutre palière



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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques Suivante :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 version 2003 en zone IIb sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$

Tableau III.16. Le pré dimensionnement de la poutre palière

	Poutres palière
Condition de Résistance	L=1.95 m ⇒ 13 m ≤ h ≤19.5cm on adopte **h = 30cm** ⇒9 m ≤ b ≤21cm on adopte **b = 30cm**
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.135) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
conclusion	h =30cm ; b=30cm

III.3.7. 2.Evaluation des charges

❖ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.3) \times 25 \rightarrow p_p = 2.25 KN/m$

❖ Réaction du palier sur la poutre :

Ru=63.23*KN* *Rs*=45.56*KN*

Pu=1,35 (Pp)+Ru⇒**Pu=66.26KN/m**

Ps = (Pp +Ru) ⇒ Ps **= 47.81 KN/m**

III.3.7. 3. Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III.17. Calcul des efforts

Niveau	Ra(KN)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	64.60	20.99	10.49
ELS	46.61	15.14	7.57

Figure III.9. Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

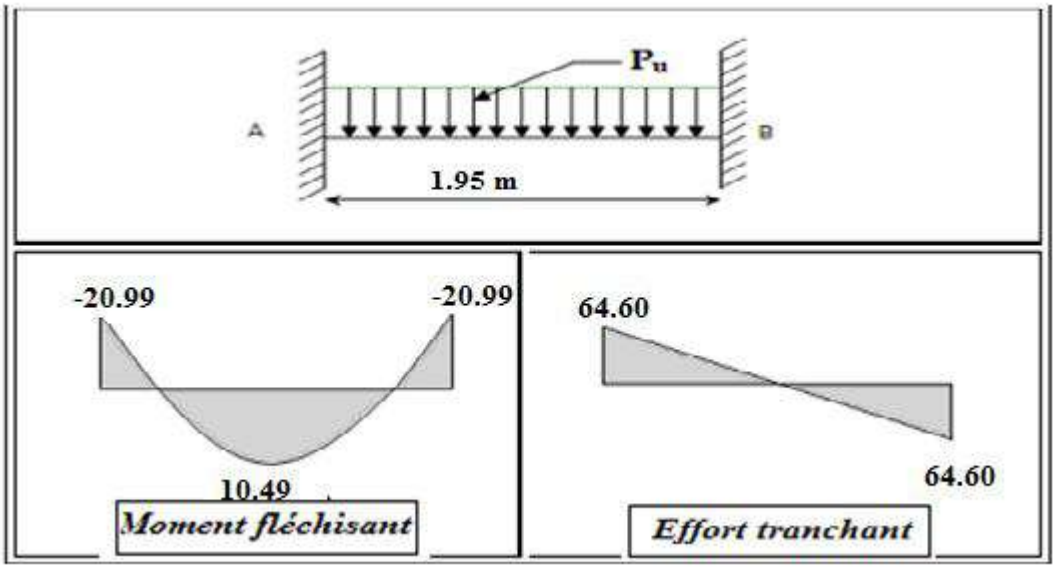
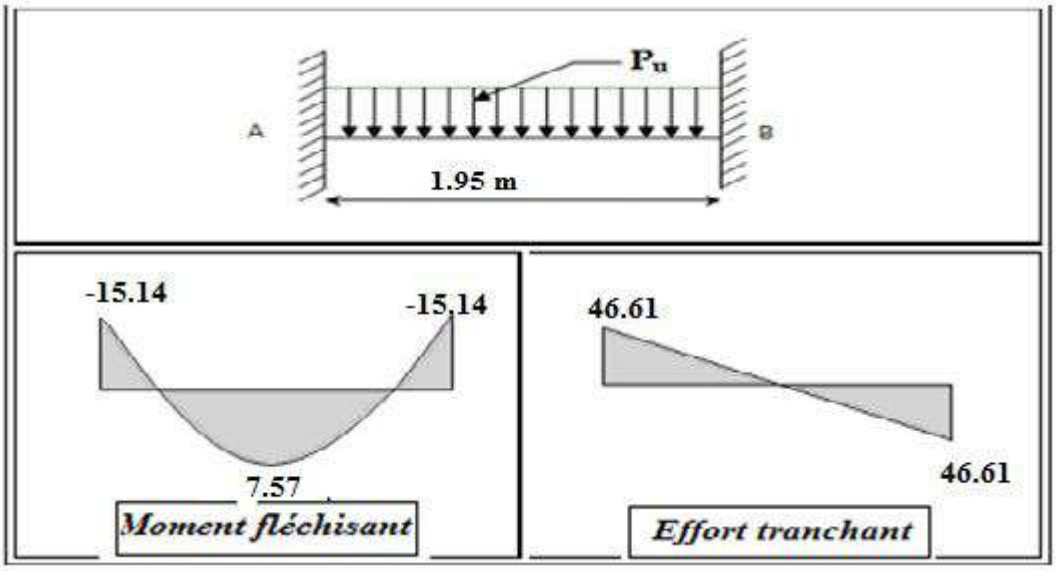


Figure III.10. : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)



III.3.7.4. Ferraillage de la poutre palière

❖ **Armatures longitudinales**

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

Tableau III.18. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.19. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	10.49	0.032	0.984	1.11	0.00	3HA8=1.50
En appuis	20.99	0.065	0.966	2.27	0.00	3HA10=2.35

a. Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 1.50cm^2 \geq A_{min} = 0.9cm^2$ ..... Condition vérifié

En appuis : $A = 2.35cm^2 \geq A_{min} = 0.9cm^2$ ..... Condition vérifié

b. Condition de l'espacement

- Les armatures longitudinales

En travée : $S_t = 12.5\ cm \leq \overline{S_t} = Min[3h\ ; 33cm] = 33cm$..... Condition vérifié

En appuis : $S_t = 12.5cm \leq \overline{S_t} = Min[3h\ ; 33cm] = 33cm$..... Condition vérifié

b .1. Vérification de l'effort tranchant

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}}$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0.78Mpa$

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$

$\overline{\tau_u} = Min[3.33\ Mpa\ ; 5Mpa]$

Donc : $\overline{\tau_u} = 3.33Mpa$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0.41Mpa < \overline{\tau_u} = 3.33Mpa$ **..... (Condition vérifié)**

b.2. Armatures transversales

$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 0.85cm\ ;\ \phi_1 = 14mm\ ; \frac{b_0}{10} = 3cm\right]$

$\phi_t = 8mm < 0.85cm$

$\boldsymbol{A_t} = \frac{\pi.\phi_t^2}{4} = 0.50cm^2$

Donc on adoptera : $\boldsymbol{A_t = 3\phi 8 = 1.5cm^2}$

c. Vérification du R.P.A 99

$\boldsymbol{A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b}$

$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$

$\begin{cases} St = 10cm\ (Zone\ nodale) \\ St = 15cm\ (Zone\ courante) \end{cases}$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} S_t = 10cm(Zonenodale) \\ S_t = 15cm(Zonecourante) \end{cases}$

On a: $A_t = 1.5cm^2$

En travée: $S_t = 15cm \Rightarrow A_t = 1.5cm^2 > A_{t_{min}} = 1.35cm^2$

En appuit: $S_t = 10cm \Rightarrow A_t = 1.5cm^2 > A_{t_{min}} = 0.9cm^2$

Et on procèdera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}.K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec : $\begin{cases} K = 1\ (Flexion\ simple) \\ \alpha = 90° \end{cases}$

En travée: $\frac{1.5}{30 \times 15} = 0.0033 \geq \frac{1.15(0.78 - (0.3 \times 2.1 \times 1))}{0.9 \times 400(0 + 1)}$

$= 0.0005cm$ ..... Condition vérifié

En appuis: $\frac{2.01}{30 \times 10} = 0.007cm \geq \frac{1.15(0.78 - (0.3 \times 2.1 \times 1))}{0.9 \times 400(0 + 1)}$

$= 0.0005cm$ ..... Condition vérifié

$A_t \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$

En travée: $A_t = 1.5cm^2 \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45cm^2$ ..... Condition vérifié

En travée: $A_t = 1.5cm^2 \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4 \times 30 \times 10}{400} = 0.30cm^2$ ..... Condition vérifié

d. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{30}{195} = 0.076 \geq \frac{10.49}{20 \times 20.99} = 0.024 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.27}{100\times13} = 0.0018 \le \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \ge 5m \end{cases}$

Remarque : La formule même que l'escalier, donc le tableau résume les résultats

Tableau III.20. Vérification de la flèche de la poutre

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	P	σs (Mpa)	M	y (cm)	I0 (cm4)
1.5	7.57	0.0012	410.298	0.096	7.61	29371.92164
Ifi (cm4)	Ifv (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	ΔF <Fadm
11983.23431	19249.06275	0.74	1.39	0.64	3.9	Oui
E_i (cm4)	32164.19512		Ev (cm4)	10721.39873		

III.4. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, 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 5 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.4.1.La dalle de compression

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 5 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 :
  20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$

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 cm.
At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

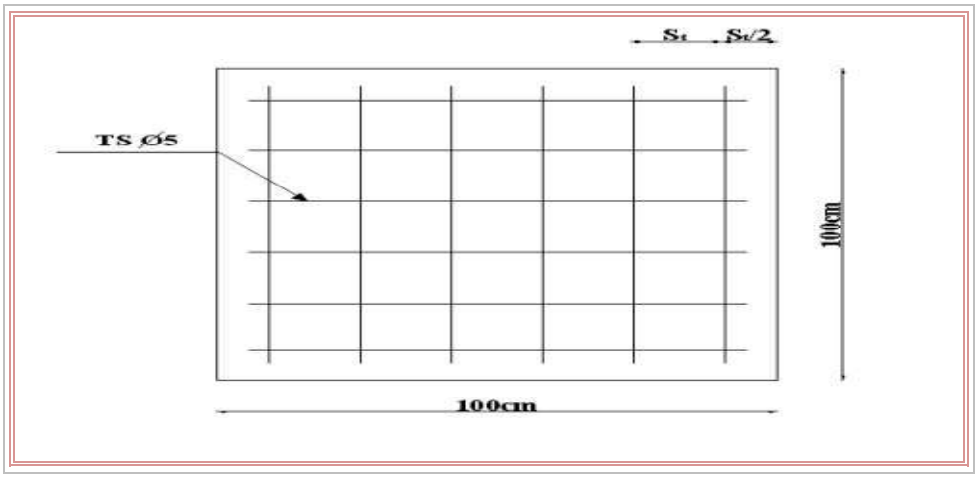
$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :
TLE520: de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 15 cm.

Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression



III.4.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), La section du béton est définie par :

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

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

Bloc A

❖ Avant le coulage de la table de compression

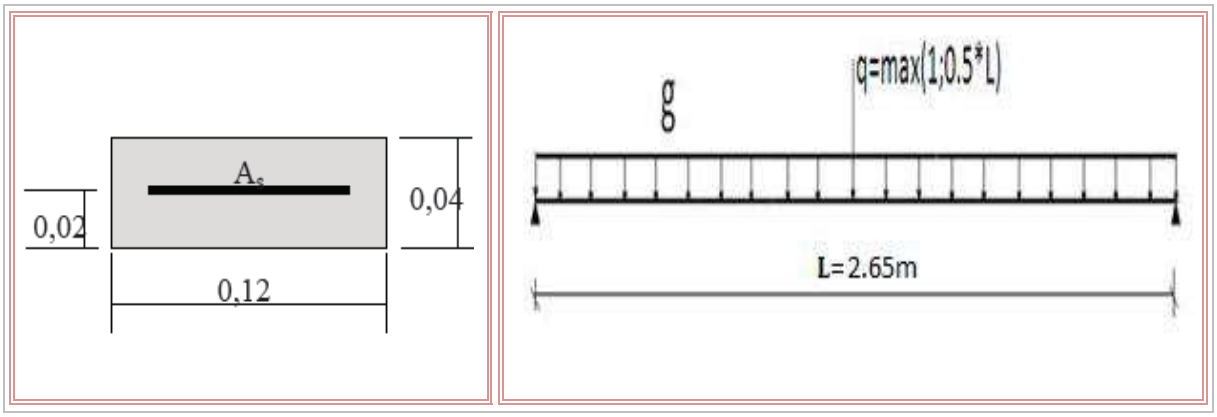
Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée au milieu de la travée due à la présence d'un ouvrier sur le plancher .

Q = max {1kN ; 500N/m} localisation aux milieux de la travée… [B, 6, 8,4,12]

Dimensionnement des poutrelles :

B0 = L0 –B = 65-53 = 12 cm : largeur de la poutrelle

Figure III.12. Schématisation de la poutrelle avant coulage



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

Tableau III.21. Les charges de la poutrelle avant coullage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
2.65	1.325	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

Tableau III.22. Calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$GL^2/8$ =0.67	QL/4 =0.87	1.35MG+1.5MQ =2.22

Le calcul en flexion simple nous donne :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 3.27 > \mu_1 = 0.392$$

Cette valeur de μ=3.27 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

❖ Calcul des étaiements :

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Avec :

$$f = f_Q + f_G$$

T q :

f_Q : une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max (1 kN; 0.5L)]m

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

f_G : une flèche due à la charge répartie.

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

Avec : P_G = poids de poutrelle + poids de corps creux

$P_G = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN

Avec :

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

Tableau III.23. Détermination le nombre des étaiements

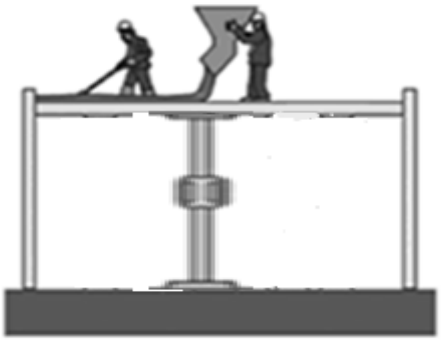
étaiement	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0,77	1,325	25	32164,2	2650	640000	2,40193	0,53	cnv
1	0,77	1	25	32164,2	1325	640000	0,1501206	0,265	cv

❖ **Conclusion :**

Il faut prévoir un seul étaiement pour toute la longueur de travée espacée de 1.325 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

On place 1 étaiements à une distance L=2.65 m.

Figure III.13. Choix de disposition des étais



❖ **Après le coulage de la table de compression :**

Dans cette étape, La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Trois types de poutres continues sont à envisager :

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

a. Méthodes de calcul

Le rapport entre les portés successifs compris entre 0.8 et 1.25(dans notre bloc il y a même travée 2.65m), donc la méthode forfaitaire est applicable, le calcul s'effectue par cette méthode.

a.1. La méthode forfaitaire

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

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

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

❖ **Exposé de la méthode**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ \text{int}ermédiaire \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédia ires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui

. M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN .m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

Avec :

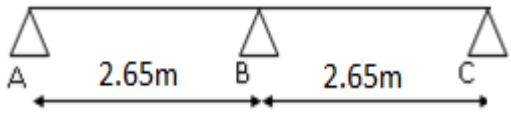
T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.4.2.1. Calcul des sollicitations

1. Poutrelles à deux travées :

Figure III.14. Poutrelles à deux travées



III.4.2.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.24. Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	8.33x0.65=5.41	1x0.65=0.65	8.28	6.06
Plancher courant	6.00x0.65=3.90	3.5x0.65=2.27	8.67	6.17
		2.5x0.65=1.62	7.70	5.52
Plancher de l'entresol	6.00x0.65=3.90	3.5x0.65=2.27	8.67	6.17

Le plancher courant est le plus sollicité (Poutrelles à deux travées), Donc les calculs sont faits pour les poutrelles de ce plancher, et on adopte le même. Ferraillage pour toutes les poutrelles.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

Tableau III.25. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$0.8 < L_i / L_{i+1}$	0.8 < 1	C.V
Li / Li+1 <1.25	1 <1.25	C.V

La fissuration est peu nuisible.

III.4.2.3. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime

Tableau III.26 .Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU

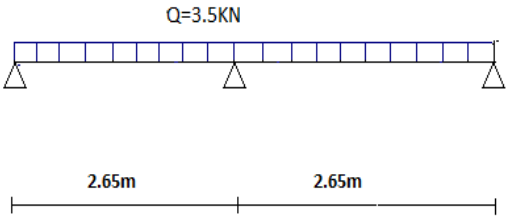
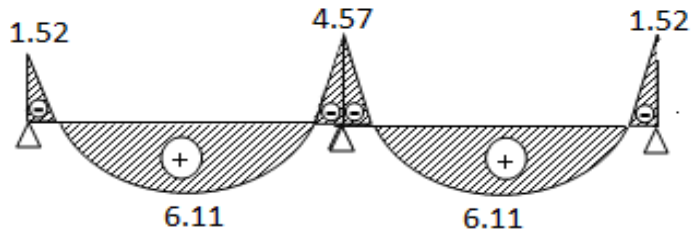
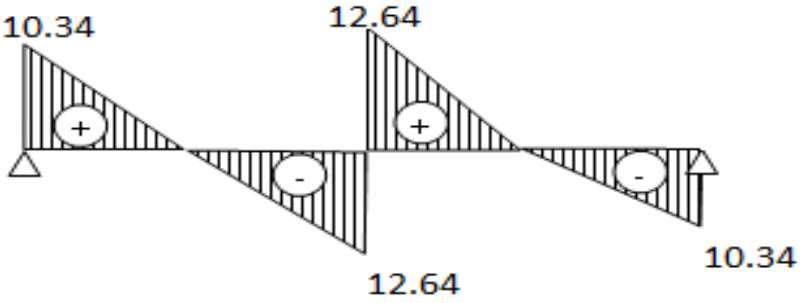
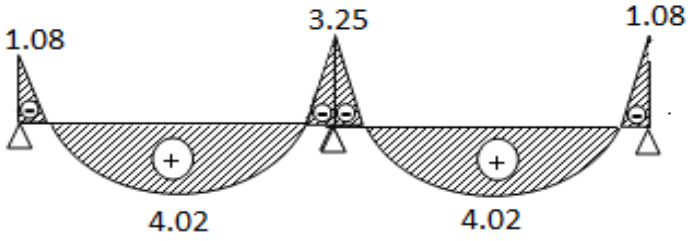
Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	8,6775	2,65	7,617218	6,11	1,5234436	4,5703308	11,4976875	10,347919	12,647456
B-C	8,6775	2,65	7,617218	6,11	4,5703308	1,5234436	11,4976875	12,647456	10,347919

III.4.2.4. Détermination des moments à L'ELS

Tableau III.27.: Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	6,175	2,65	5,4204922	4,02	1,0840984	3,2522953
B-C	6,175	2,65	5,4204922	4,02	3,2522953	1,0840984

Figure III.15. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

Poutrelle à 2 travées planchées courant		
		
at	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de M	
	Diagramme de T	
ELS	Diagramme de M	

III.4.2.5. Récapitulations

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

Tableau III.28. Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	4.57	6.11	12.64	3.25	4.02
référence	Poutrelle à 2 travées, planchées courant				

III.4.3. Calcul du ferraillage

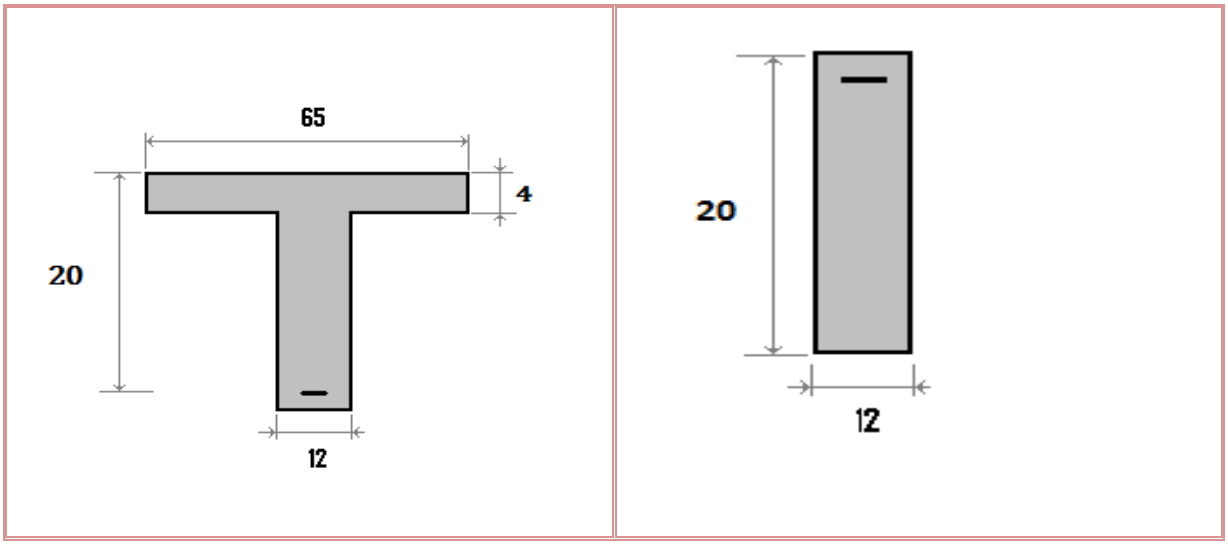
- **Armatures longitudinales**

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 :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Figure III.16. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche) ; En appui (à droite)



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

Tableau III.29. Calcule des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	6.11	4.57
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0>M_u\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.020	0.015
	μ_l	0.392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.990	0.992
	A (cm^2)	0.98	0.73
	Le choix	3HA10=2.35cm^2	1HA10=0.78cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	4.02	3.25
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.56	5.31
	I_G (cm^4)	8419.6402	8881.9283
	K (N/cm^3)	32.06	29.86
	σb (Mpa)	2.17	1.94
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Tableau III.30. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=1HA10

❖ Armatures transversales

On adopte une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Tableau III.31. les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversale	Espacement
2ϕ5	15 cm

❖ Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{12.64 * 10^3}{120 * 180} = 0.58 MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

❖ Vérifications préliminaires de la flèche

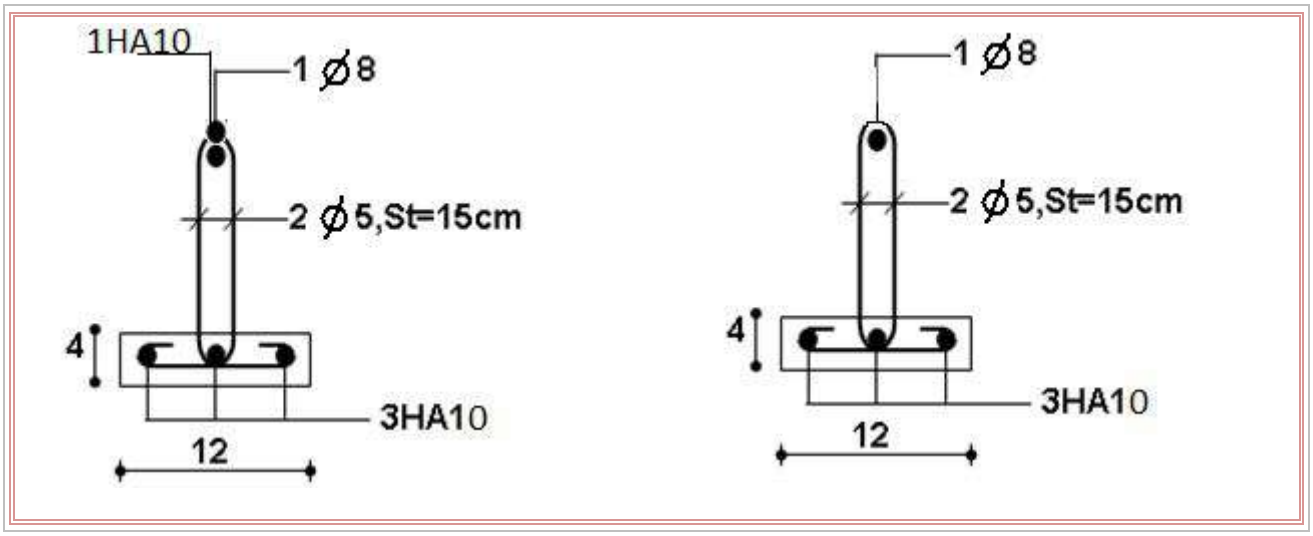
On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III. 32. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq$ 3.6/fe
h/ L = 0.20 / 4.9 = 0.075 Mt/(15 Mo)=25.20/(15*22.87)=0.0049	ρ=At/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.0026 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Figure III.17. Ferraillage des poutrelles



Bloc B

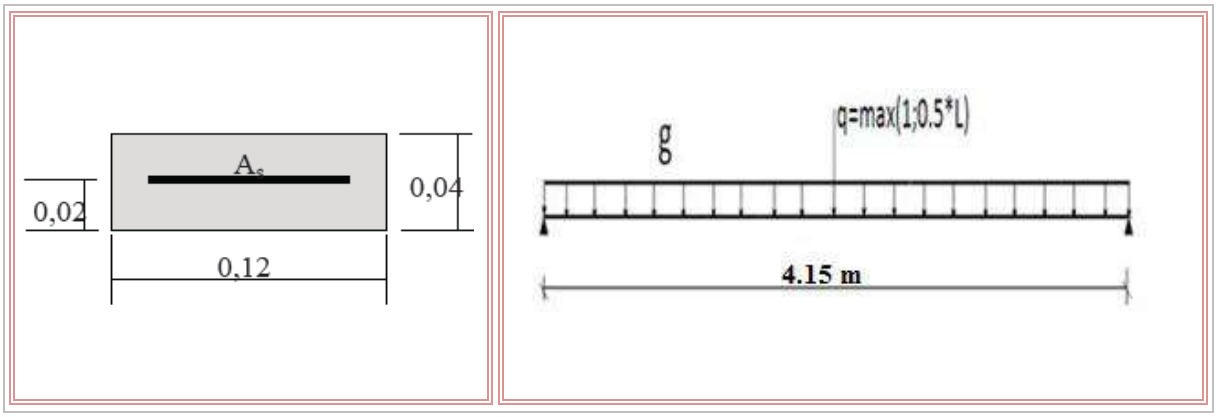
III.4.4. Avant le coulage de la table de compression

Q = max {1kN ; 500N/m} localisation aux milieux de la travée…. [B, 6, 8, 4,12]

III.4.4.1. Dimensionnement des poutrelles

B0 = L0 –B = 65-53 = 12 cm : largeur de la poutrelle

Figure III.18. schématisation de la poutrelle I avant coulage



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

Tableau III. 33. les charges de la poutrelle avant

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.15	2.075	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12x0.04x25 =	0.65x1 = 0.65
		0.77	
3.15	1.0375	0.12x0.04x25 =	0.65x1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne

Tableau III. 34. calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$GL^2/8$ =1.65	QL/4 =2.15	1.35MG+1.5MQ =5.46

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 8.01 > \mu_1 = 0.392$$

Cette valeur de μ=8.01 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

❖ Calcul des étaiements

Tableau III.35. Détermination le nombre des étaiements

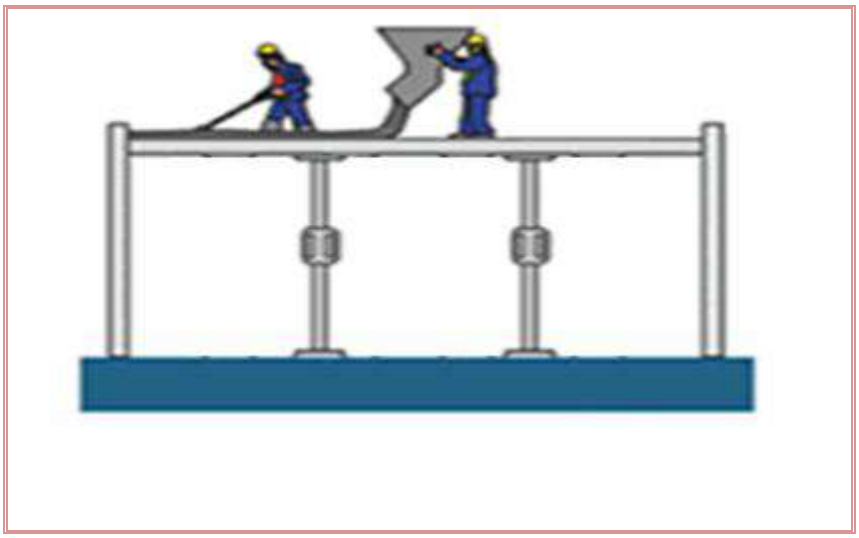
N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG	MQ	MU	U	Umax	Vérif
0	4,15	0,77	2,075	1,65	2,15	5,46	8,02	0,83	C.N.V
1	2,075	0,77	1,0375	0,41	0,53	1,36	0,89	0,83	C.N.V
2	1,383	0,77	0,51875	0,18	0,17	0,51	0,75	0,83	C.V

❖ Conclusion

Il faut prévoir deux étaiements pour toute la longueur de travée espacée de 1.383 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

On place 2 étaiements à une distance L=4.15 m.

Figure III.19. Choix de disposition des étais



❖ Après le coulage de la table de compression

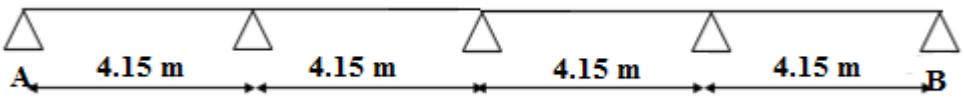
Dans cette étape, La poutrelle est considérée comme une poutre continue. Deux types de poutres continues sont à envisager :

- ❖ Poutrelle à 4 travées.
- ❖ Poutrelle à 5 travées.

a. Méthodes de calcul:

1. Poutrelle à 4 travées

Figure III.20. Poutrelles à 4 travées



❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Tableau III.36. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$0.8 < L_i / L_{i+1}$	0.8 < 1	C.V
Li / Li+1 <1.25	1 <1.25	C.V

Le rapport entre les portés successifs compris entre 0.8 et 1.25 (dans notre bloc il y a même travée 4.15m), donc la méthode forfaitaire est applicable, le calcul s'effectue par cette méthode.

III.4.4.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.37. Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	7.38x0.65=4.80	1x0.65=0.65	7.45	5.45
Plancher courant	6.00x0.65=3.90	4x0.65=2.6	9.165	6.5

Le plancher courant est le plus sollicité (Poutrelles à quatre travées), Donc les calculs sont faits pour les poutrelles de ce plancher, et on adopte le même. Ferraillage pour toutes les poutrelles.

III.4.4.3.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime

Tableau III.38. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	9,165	4,15	19,73	17,23	3,94	9,86	19,01	17,59	20,44
B-C	9,165	4,15	19,73	13,51	9,86	7,89	19,01	19,49	18,54
C-D	9,165	4,15	19,73	13,51	7,89	9,86	19,01	18,54	19,49
D-E	9,165	4,15	19,73	17,23	9,86	3,94	19,01	20,44	17,59

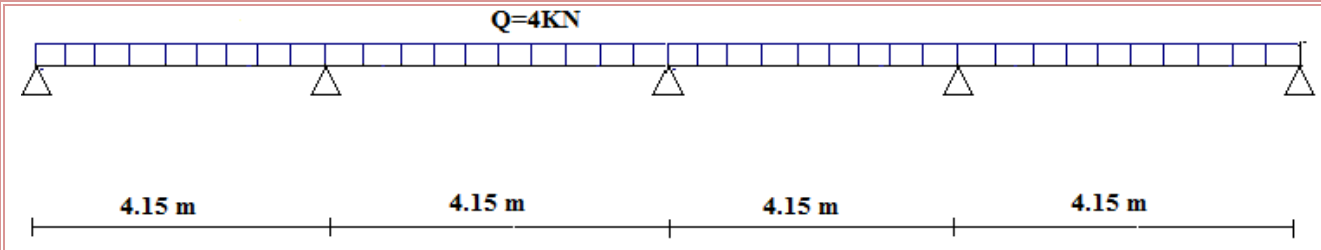
III.4.4.4.Détermination des moments à L'ELS :

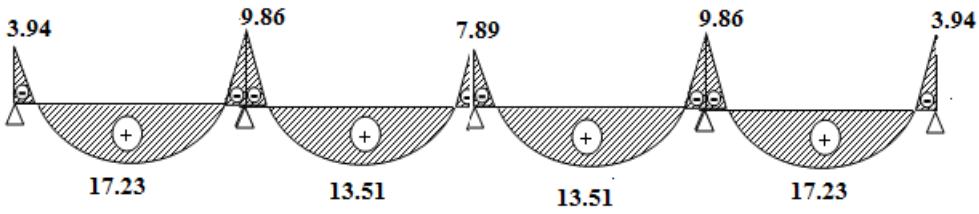
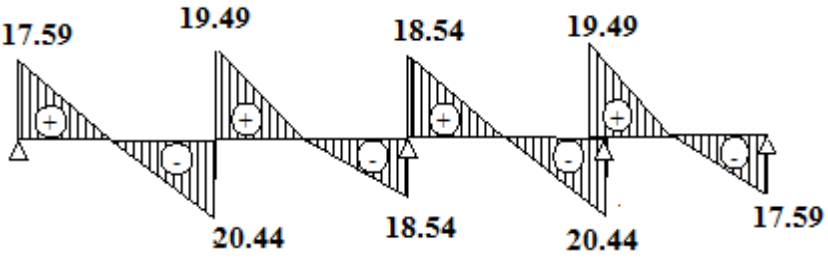
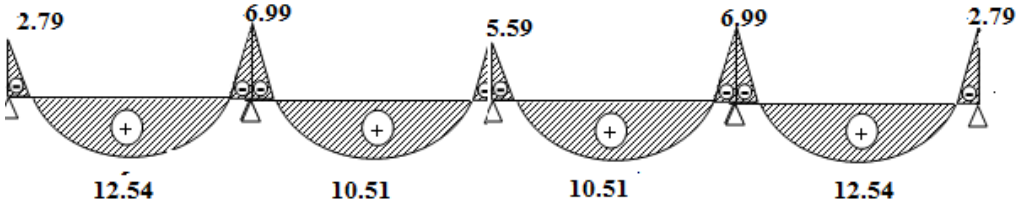
Tableau III.39. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_{□}$ (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6,5	4,15	13,99	12,54	2.79	6,99
B-C	6,5	4,15	13,99	10,51	6,99	5,59
C-D	6,5	4,15	13,99	10,51	5,59	6,99
D-E	6,5	4,15	13,99	12,54	6,99	2.79

Figure III.21. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

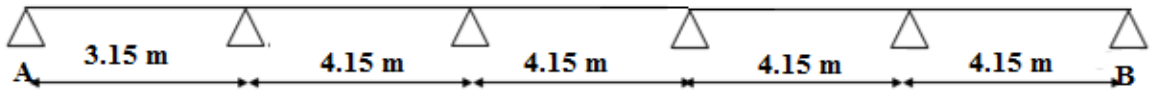
Poutrelle à 4 travées planchées courant



Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de M	
	Diagramme de T	
ELS	Diagramme de M	

2. Poutrelle à 5 travées

Figure III.22. Poutrelles à cinq travées



a. La méthode de calcul.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

Tableau III.40. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$0.8 < L_i / L_{i+1}$	0.8 < 0.75	C.N.V
Li / Li+1 <1.25	1 <1.25	C.V

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

a.1. La méthode de CAQUOT

Tableau III.41.Méthode Caquot

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

Avec :

- M_o : 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.

III.4.4.5. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.42. Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	7.38x0.65=4.80	1x0.65=0.65	7.45	5.45
Plancher courant	6.00x0.65=3.90	4x0.65=2.6	9.165	6.5

III.4.4.6. Détermination des moments à l'ELU

Tableau III.43.Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELU

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	9,165	3,15	3,15	11,36	2,27	11,30	4,57	11,56	-17,30
BC	9,165	4,15	3,32	19,73	11,30	11,88	8,13	18,87	-19,15
CD	9,165	4,15	3,32	19,73	11,88	11,88	7,84	19,01	-19,01
DE	9,165	4,15	3,32	19,73	11,88	15,59	5,98	18,12	-19,91
EF	9,165	4,15	4,15	19,73	15,59	3,94	9,95	21,82	-16,20

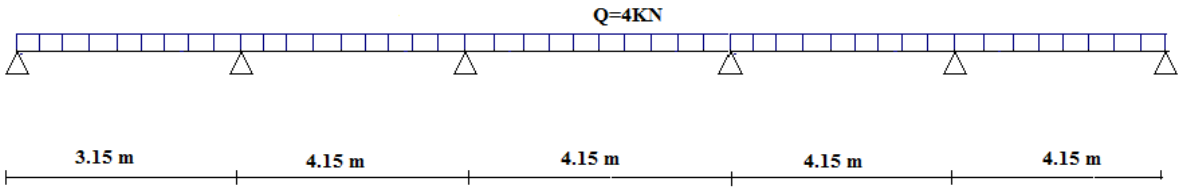
III.4.4.7. Détermination des moments à L'ELS

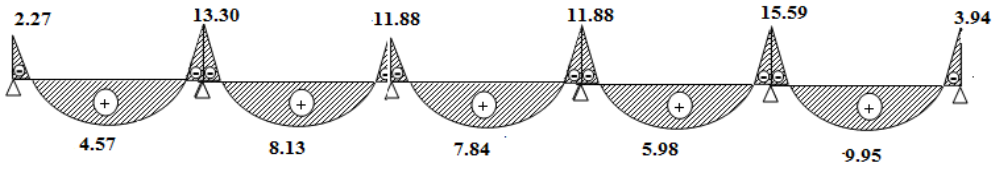
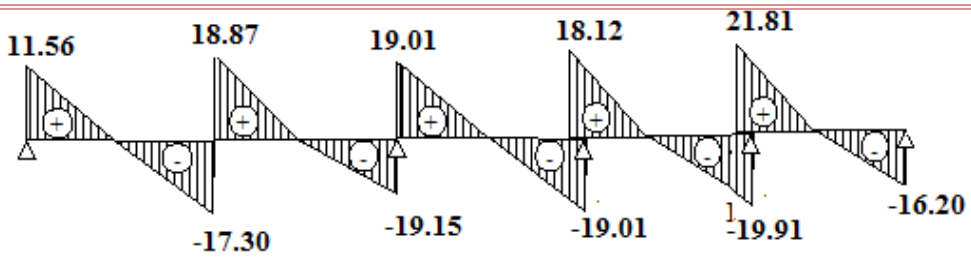
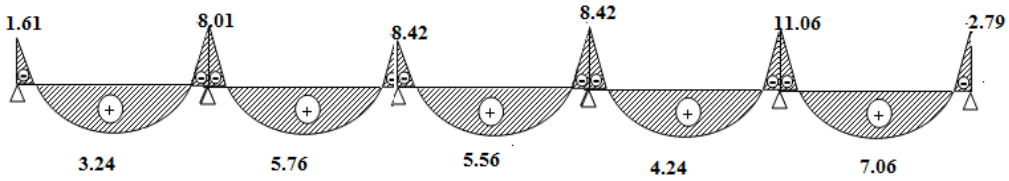
Tableau III.44. Moments en appuis et en travées des poutrelles à L'ELS

travées	qser (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	6,5	3,15	3,15	8,06	1,61	8,01	3,24
BC	6,5	4,15	3,32	13,99	8,01	8,42	5,76
CD	6,5	4,15	3,32	13,99	8,42	8,42	5,56
DE	6,5	4,15	3,32	13,99	8,42	11,06	4,24
EF	6,5	4,15	4,15	13,99	11,06	2,79	7,06

Figure III.23. Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

Poutrelle à 4 travées planchées courant



Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de M	
	Diagramme de T	
ELS	Diagramme de M	

III.4.4.8. Récapitulations :

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

Tableau III.45. Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	15.59	17.23	21.82	11.06	12.54
référence	Poutrelle à 5 travées, planchées courant	Poutrelle à 4 travées, planchées courant	Poutrelle à 5 travées, planchées courant	Poutrelle à 5 travées, planchées courant	Poutrelle à 4travées, planchées courant

III.4.5. Calcul du ferraillage

❖ Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple

Tableau III.46. Calcule des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	17.23	15.59
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0>M_u\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.057	0.052
	μ_l	0.392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.970	0.973
	A (cm^2)	2.83	2.55
	Le choix	3HA12=3.39cm^2	2HA14=3.08cm^2
	B/1000	1.30	1.3
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	12.54	11.06
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.61	5.73
	I_G (cm^4)	11235.72	10948.32758
	K (N/cm^3)	80.97	78.38
	σb (Mpa)	5.14	5.79
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

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

Tableau III.47. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA12	Aa=2HA14

❖ **Armatures transversales**

On adopte une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Tableau III.48. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur

A transversales	espacement
2ϕ5	15 cm

❖ **Vérification au cisaillement**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{21.82 * 10^3}{120 * 180} = 1.01 MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

❖ **Vérifications préliminaires de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau III.49. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.15 = 0.048 Mt/(15 Mo)=25.20/(15*22.87)=0.15	ρ=At/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.015 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche:**

M_{ser}= 12.54kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.015.$$

ρ= 1.5%⇒β_1=0.975 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 210.77MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = 2.62$$

λ_v=2/5 λ_i=1.04.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.76$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.43cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 21799.83cm$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi}=8015.2885cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 13346.5605cm^4$$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.1951MPa ; E_v=1/3 E_i=10721.3983MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \Rightarrow 8.37mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = 15.09.\ mm$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 6.71mm$

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

Avec:

$F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4150}{500} = 8.3mm.$

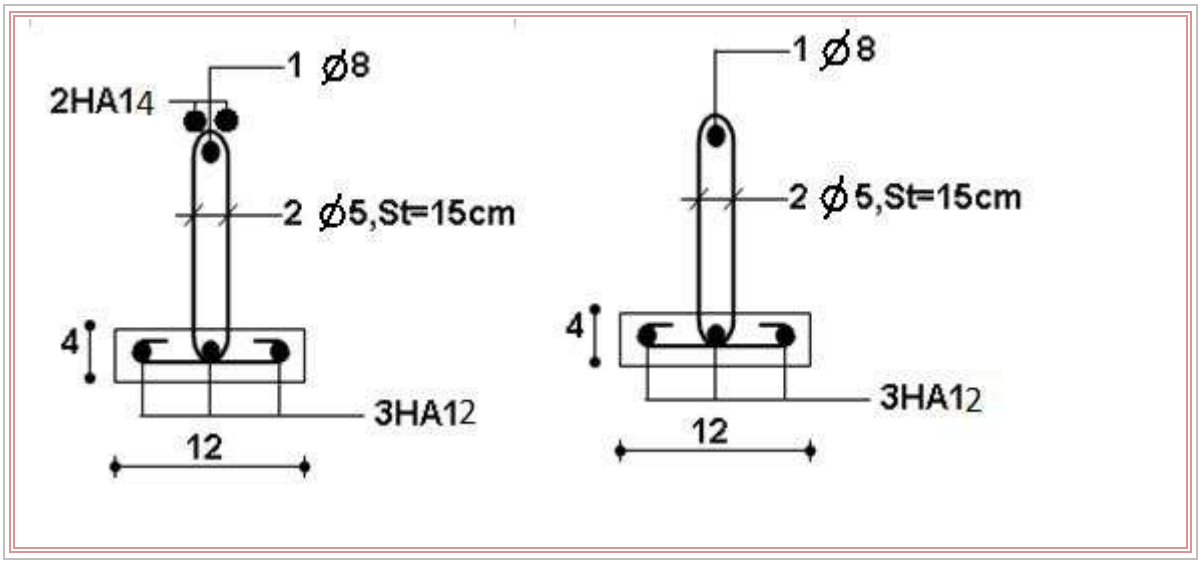
Donc:$\Delta f_t = 6.71mm < f_{Limite} = 8.3$ mm

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

Tableau III.50. Vérifications 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
12,54	3,39	7,43	0,015	0,975	210,77	0,760	2,61	1,04
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	Δf<f_{adm}
21799,8332	8015,28852	13346,5605	4,15	8,37	15,09	6,71	8,3	cv

Figure III.24. Ferraillage des poutrelles



III.5. La coupole

III.5.1.Introduction

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme

Selon sa flèche, la couple est surbaissée, en plein cintre, ou surhaussée .la forme de la méridienne peut être variée.

En principe, la coupole une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens .Elle est munie généralement d'une ceinture de base reposant sur des appuis soit continue, soit ponctuels.

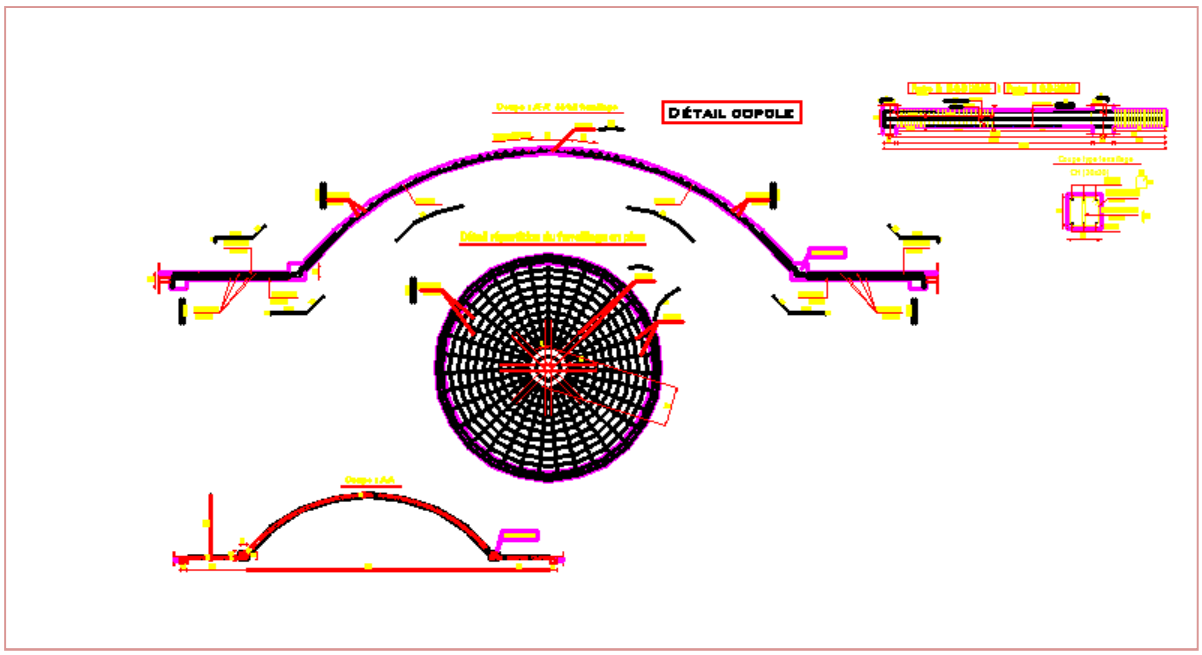
III.5.2. Classification

On peut classifier

- **Selon la forme en plan** :
- **Selon la forme de la méridienne** :
- **Selon la disposition au sommet**
- **Selon la conception des rives inférieures** :
- **Selon la disposition constructive**
- **Selon le mode de construction**

III.5.3. Ferraillage de la ceinture

Figure III.25. Ferraillage de la ceinture



III.6.Plancher à dalles pleines

III.6. 1 Définition

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

- **Principe de calcul :**

a) Travail externe :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

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

b) Travail interne :

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

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

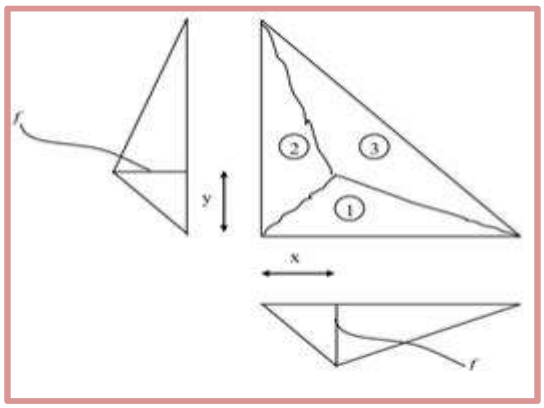
Avec :

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.

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

θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

Fig.III.26.Déplacement des zones.



III.6. 2. Calcul des dalles triangulaires

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

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 8.33KN/m² P_u = 12.74 KN/m².

Q = 1 KN/m² P_{ser}= 9.33KN/m² .

Lx = 3.5m ; ly = 2.65 m ; l = 4.60m.

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

a. travaille externe :

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

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

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

Donc :

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

D'où :

$T_{ext} =1.54P_u\ f$

b. Travail interne :

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

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

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

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

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

On obtient :$M= 1.54\ P_u/[\frac{1.5L_x}{y}+\frac{1.5L_y}{x}+L\ (\ \frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y})]$

$P_u= [\frac{1.5L_x}{y}+\frac{1.5L_y}{x}+L\ (\ \frac{L}{L_x-2x}+\frac{L}{L_y-2y})]\times\frac{M}{1.54}$

$Pu = f\ (x,\ y)\ dx$

$\frac{dP}{dx}=0\frac{-3.97}{x^2}+\ \frac{2\times4.60}{(3.50-2x)^2}$

$\frac{dP}{dy}=0\frac{-5.25}{y^2}+\ \frac{2\times4.60}{(2.65-2y)^2}$

Après le calcul on trouve

X = 0.878 m

Y =0.797 m

Donc :

$P_u=28.44M_u$ $M_u = \frac{P_u}{28.44}$

$P_{ser}=28.44M_{ser}$ $M_{ser} = \frac{P_{ser}}{28.44}$

Alors :

$\begin{cases} M_u=0.44KN.m \\ M_{ser}=0.32KN.m \end{cases}$

III.6.2.1Calcul du ferraillage à l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :
Mtx= M_{ty}= 0.85M_u=0.37KN.m
Le moment on appuis :
Max= May = 0.5M_u = 0.22KN.m
Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.
Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

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

Condition d'espacement :

En travée : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\bar{St}$ =Min [3h=45cm, 33cm] = 33cm
En appuis : St = $\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\bar{St}$ =Min [4h=60cm, 45cm] = 45cm

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

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	B	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	X	0.37	0.0016	0.999	1.50	0.08	3HA8=1.50	25
	Y	0.37	0.0016	0.999	1.50	0.08	3HA8=1.50	25
Appuis	X	0.22	0.0009	1.000	1.50	0.03	3HA8=1.50	25
	Y	0.22	0.0009	1.000	1.50	0.03	3HA8=1.50	25

III.5. 3.a.2 Vérification à l'ELS

$M_{tx}= M_{ty}= 0.85M_{ser}$ =0.27KN.m
$M_{ax}= M_{ay}= 0.5M_{ser}$ =0.16KN.m

$M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2M_x \Longrightarrow 0.27 + \frac{0.16\times 2}{2} = 0.43 \geq 1.2\times 0.27 = 0.32$…..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU

Détermination de la valeur de(y) :

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

Moment d'inertie :

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

Tableau.III.52 : Vérification a l'ELS

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
Travée	0.27	2.15	2741.535	0.01	0.215	15	Oui vérifier
Appuis	0.16	2.15	2741.535	0.006	0.129	15	Oui vérifier

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

Tableau.III.53 : Vérification au cisaillement

	Suivant	Suivant
	$V_x= \frac{p\times l_x\times l}{2l_x+l_y} = \frac{12.74\times 3.50\times 4.60}{2\times 3.50+2.65}$ = 21.25 KN	$V_y = \frac{p\times l_x\times l}{3l_y} = \frac{12.74\times 3.50\times 4.60}{3\times 2.65}$ =25.80 KN
	$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{21.25\times 10^3}{1000\times 125}$ = 0.17Mpa	$\tau_u = \frac{v_y}{bd} = \frac{25.80\times 10^3}{1000\times 125}$ =0.20Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau}$ =0.07f_{c28}/ γ_b=1.17Mpa	
$\tau_u \leq$	Oui	oui

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

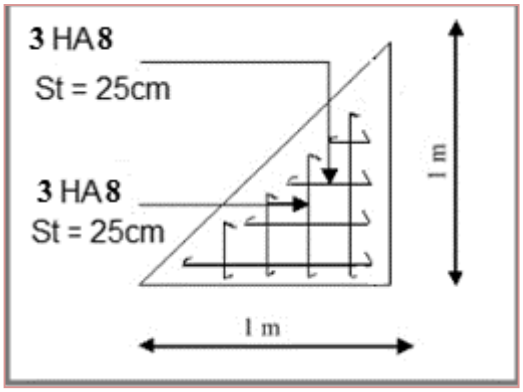
❖ **Vérification de la flèche**

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

Tableau.III.54 : Vérification de la flèche

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x}$ = 0.032> 0.005
2eme conditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$ = 0.0012< 0.005
vérification	oui

Fig.III.33 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire pour 1 ml.



CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

BLOC A

IV.1. Etude sismique de la structure

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures Pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

S'analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 20.72 m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.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 structure.

IV.3.2. Modélisation

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

IV.3.3. Le spectre de réponse de calcul : [19]

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

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

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

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone

Zone	groupe 2
IIb	0,20

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 → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b◄ [19]

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

- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.
- 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 est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2.détermination du facteur de qualité Q

	P_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N. observé	Observé	N. observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondances en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régulation en élévation	Non	0.05	Non	0.05
. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0.20		0.20	

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$

$Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$

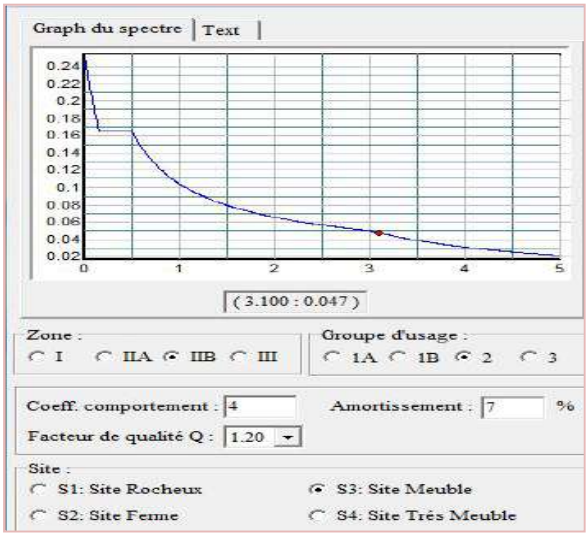
e. périodes caractéristiques :(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).

T_1 =0.15s

T_2 =0.50s

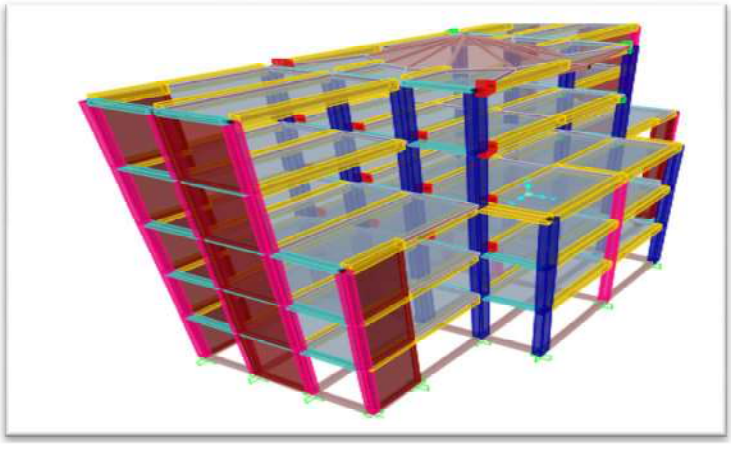
Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale 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.1. Spectres de réponse (X et Y)



❖ **Vue de la Structure en 3D :**

Figure IV.2. Vue de la Structure en 3D



Apres plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPAv2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représente sur la figure suivant :

Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D

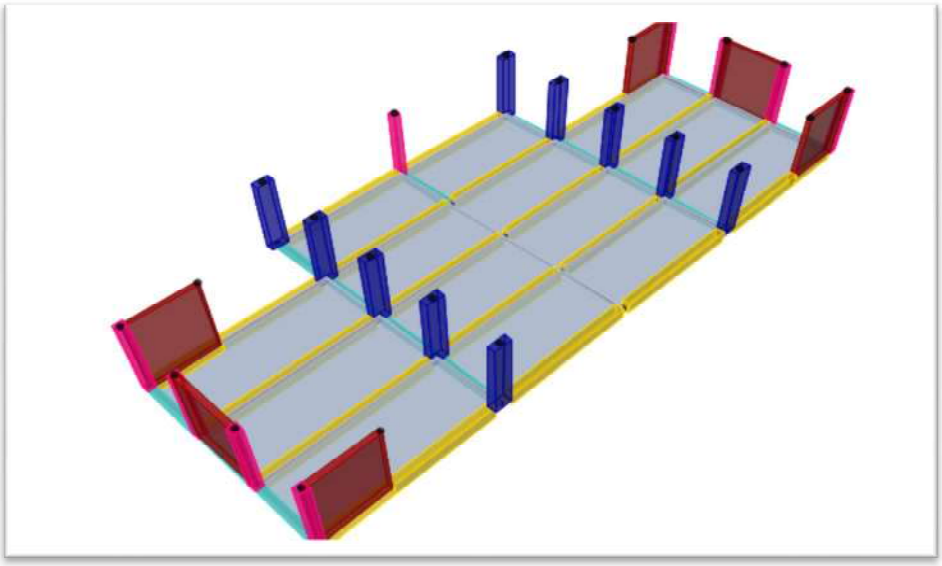


Tableau IV.3. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.58	0,00%	69,11%	0,00%
2	0.38	70,68%	0,00%	0,11%
3	0.38	0,01%	0,00%	67,74%

IV.3.4. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

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

❖ **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 28.00 m
Largeur du bâtiment = 12.00 m

❖ **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.20 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 1.80 m

IV.3.4.1. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Tableau IV.4. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme	Niveau	∑ Ix	∑ Iy	XR	YR	Masse	XG	YG
A_ DIAPH_	20.72	0.7805	1.0097	14.00	3.15	2449.62	14.00	3.84
B_ DIAPH_	16.64	0.7805	1.0097	14.00	3.15	2844.76	13.99	3.32
C_ DIAPH_	12.56	1.5371	1.0418	14.00	4.98	3732.06	13.99	4.61
D_ DIAPH_	8.48	1.5371	1.0418	14.00	4.98	4423.24	13.99	5.34
E_ DIAPH_	4.40	1.5421	1.0468	14.00	4.96	4527.00	14.00	5.27

IV.3.4.2. Excentricité

Tableau IV.5. Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
A_ DIAPH_ 20.72	20.72	0.00	0.69	Ok
B_ DIAPH_ 16.64	16.64	0.01	0.17	Ok
C_ DIAPH_ 12.56	12.56	0.01	0.37	Ok
D_ DIAPH_ 8.48	8.48	0.01	0.36	Ok
E_ DIAPH_ 4.40	4.40	0.00	0.31	Ok

IV.3.5. Justification du coefficient de comportement R

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄ [19]

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

a. Suivant X

Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R Suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids N z	N z	N z	Effort	T x	T x /Voiles
A_ DIAPH_	2639.116	2339.710	299.406	642.857	409.994	232.863
B_ DIAPH_	5470.697	4715.131	755.566	1092.226	477.052	615.174
C_ DIAPH_	9227.864	7626.232	1601.632	1582.647	592.752	989.895
D_ DIAPH_	13669.242	11329.804	2339.438	1870.518	569.583	1300.935
E_ DIAPH_	18433.793	15191.387	3242.406	2033.551	323.753	1709.798

❖ **Valeurs en pourcentage**

Tableau IV.7. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	N z	N z	Effort	T x	T x
A_ DIAPH_	100 %	88.655 %	11.345 %	100 %	63.777 %	36.223 %
B_ DIAPH_	100 %	86.189 %	13.811 %	100 %	43.677 %	56.323 %
C_ DIAPH_	100 %	82.644 %	17.356 %	100 %	37.453 %	62.547 %
D_ DIAPH_	100 %	82.885 %	17.115 %	100 %	30.451 %	69.549 %
E_ DIAPH_	100 %	82.411 %	17.589 %	100 %	15.921 %	84.079 %

b. Suivant Y

Tableau IV.8. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids N z	N z	N z	Effort	T x	T x
A_ DIAPH_	2737.060	2339.710	397.350	545.239	283.871	261.368
B_ DIAPH_	5575.756	4715.131	860.625	846.921	286.104	560.817
C_ DIAPH_	9049.199	7626.232	1422.967	1104.956	420.497	684.459
D_ DIAPH_	13306.288	11329.804	1976.484	1396.435	327.906	1068.529
E_ DIAPH_	17796.082	15191.387	2604.695	1595.284	195.097	1400.187

❖ **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.9. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	N z	N z	Effort	T x	T x
A_ DIAPH_	100 %	85.483 %	14.517 %	100 %	52.064 %	47.936 %
B_ DIAPH_	100 %	84.565 %	15.435 %	100 %	33.782 %	66.218 %
C_ DIAPH_	100 %	84.275 %	15.725 %	100 %	38.056 %	61.944 %
D_ DIAPH_	100 %	85.146 %	14.854 %	100 %	23.482 %	76.518 %
E_ DIAPH_	100 %	85.364 %	14.636 %	100 %	12.230 %	87.770 %

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

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

❖ **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

8. Vérification du cisaillement des éléments.

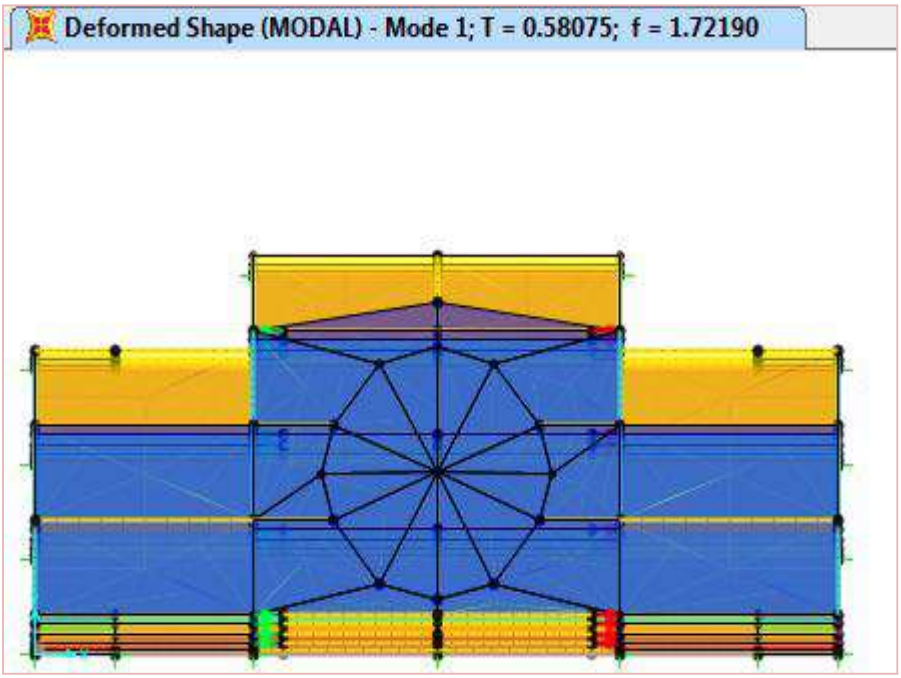
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1. Vérification de comportement des trois premiers modes

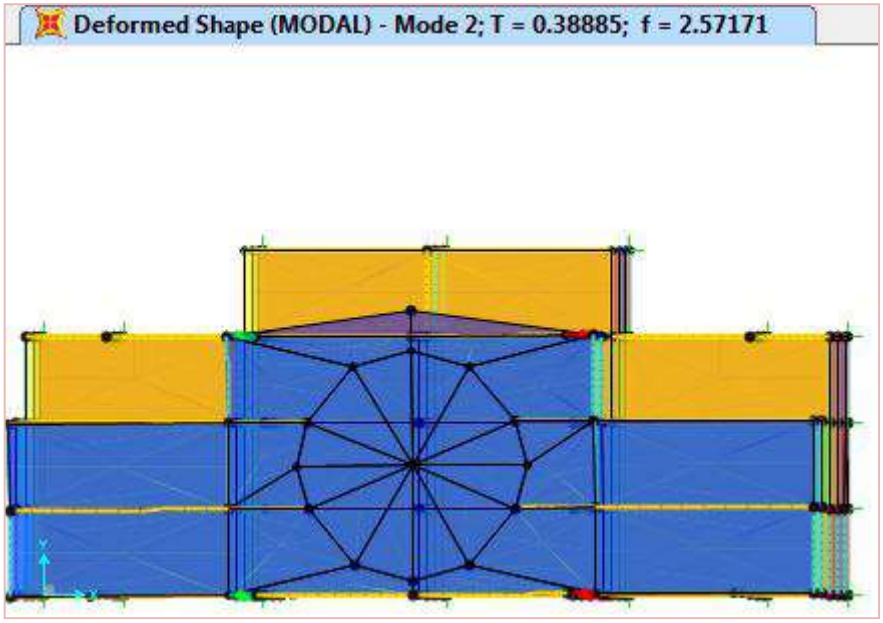
Tableau IV.10. Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (y) avec : T_2=0.58	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.38	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.38

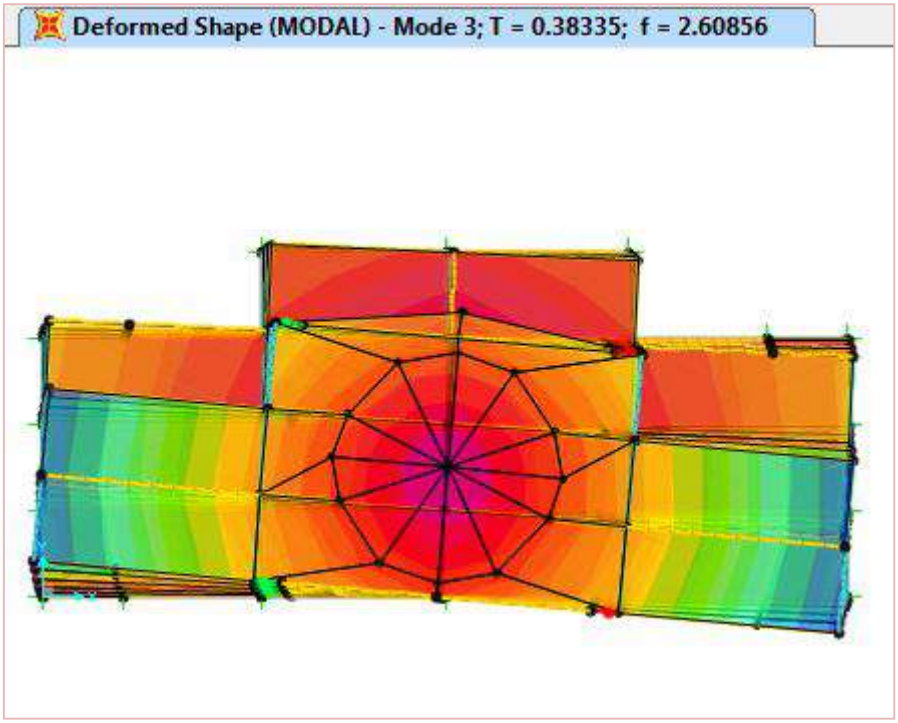
Figure IV.4. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe y)



. Figure IV.5. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe x)



. Figure IV.6. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)



IV.4.2. vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a]◄◄ .19]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.11. **:** Vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0,580754	0,00%	69,11%	0,00%	0,00%	69,11%	0,00%
2	0,388846	70,68%	0,00%	0,11%	70,68%	69,11%	0,11%
3	0,383353	0,01%	0,00%	67,74%	70,69%	69,11%	67,85%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
22	0,061401	6,82%	0,00%	0,51%	94,99%	96,99%	89,47%
Σ Période	3.415						

❖ **Constatation**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 22 dans les deux directions.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [19]

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

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

IV.5. 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 :

T_1 =0.15s
T$_2$ =0.50s } Site S3

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

T2 = 0,50s **(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7)**.

(Avec site S$_3$)

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

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

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

- T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont :

T $_x$ =0.303s
T$_y$ =0.402s } Site S3

Alors: D x =D y=2.5

Donc :

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

❖ W : poids total de la structure :

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

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

W=20064.033 KN

Tableau IV.12. **:** 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)
0,20	2,205	2,205	4,0	1,20	1,20	20064.033	2654.47	2654.47

IV.6. Vérification de la force dynamique par apport la force statique

Tableau IV.13. Vérification de la résultante des forces sismique

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	2654.47	1846.004	0.695	Non Vérifier
Y	2654.47	1827.749	0.688	Non Vérifier

.

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

S_{fx}=0.80/0.695=1.151

S_{fy}=0.80/0.688=1.161

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (**Ed_x**) dans la combinaison, par le coefficient '1.151'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (**Ed_y**) dans la combinaison, par le coefficient '1.161'

Donc :

Ed_x = 2124.896KN

Ed_y= 2122.01 KN

IV.6.1. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [19]

- Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

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

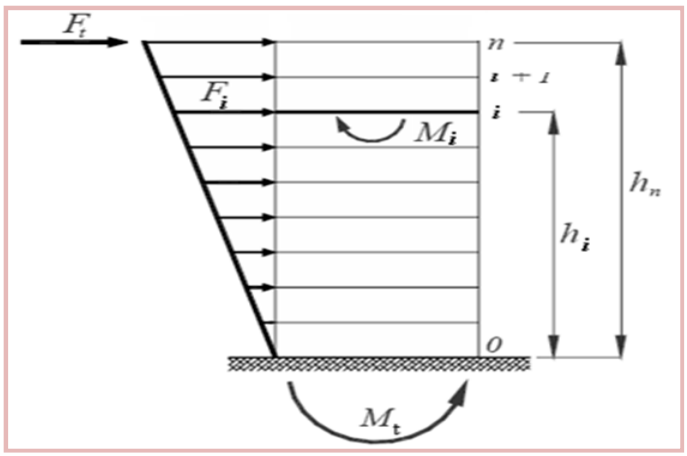
- Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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

. Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement



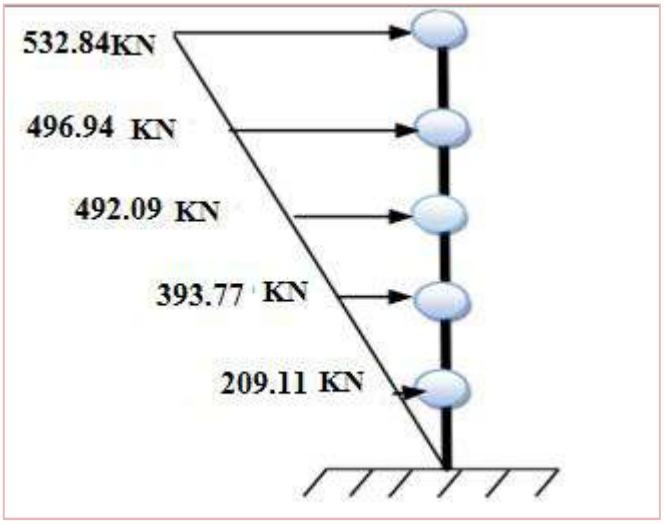
IV.6.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Les forces sismiques de chaque niveau suivant les deux directions (X, Y)

Tableau IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

Niveau	hi (m)	Wi (KN)	Wi. hi (KN .m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
A	20.72	2448.74	50737.89	532.84	532.15
B	16.64	2843.74	47319.83	496.94	496.30
C	12.56	3730.73	46857.97	492.09	491.46
D	8.48	4421.66	37495.68	393.77	393.26
E	4.40	4525.38	19911.67	209.11	208.84

. Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X, Y)



IV.6.3. Moment de renversement

Tableau IV.15. Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox (KN .m)	Moy (KN. m)
20.72	532.84	532.15	11040,4448	11026,148
16.64	496.94	496.30	8269,0816	8258,432
12.56	492.09	491.46	6180,6504	6172,7376
8.48	393.77	393.26	3339,1696	3334,8448
4.40	209.11	208.84	920,084	918,896
∑Mo			29749,4304	29711,0584

IV.6.4. Moment stabilisant

Tableau IV.16. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)
20.72	2448.74	14.00	3.84	34282,36	9403,1616
16.64	2843.74	13.99	3.32	39783,9226	9441,2168
12.56	3730.73	13.99	4.61	52192,9127	17198,6653
8.48	4421.66	13.99	5.34	61859,0234	23611,6644
4.40	4525.38	14.00	5.27	63355,32	23848,7526
∑Mt				251473,5387	83503,4607

Donc il faut vérifier que :

Tableau IV.17. 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
251473,5387	83503,4607	29749,4304	29711,0584	8.45	2.81	C.V

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

IV.6.5. Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

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

Avec : $\delta adm=H/250$

δ : déplacement admissible de la structure :

Tableau IV.18. Vérification des déplacements en tête

	δe (cm)	δk = δek * R (cm)	δadm = H/250 (cm)	Vérification
Suivant X	0.90	3.60	8.28	Ok
Suivant Y	1.98	7.92	8.28	Ok

❖ **Constatation :**

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

IV.6.6. Vérification des déplacements

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

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

Avec :

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

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

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

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

Δ_K limite = 0,01× he

Tableau IV.19. **:** Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveaux (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δ_{KX} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
20.72	0.90	3.60	0.84	4.08	Ok
16.64	0.69	2.76	0.84	4.08	Ok
12.56	0.48	1.92	0.80	4.08	Ok
8.48	0.28	1.12	0.72	4.08	Ok
4.40	0.10	0.40	0.40	4.40	Ok

Tableau IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveaux (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	Δ_{KY} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
20.72	1.98	7.92	1.88	4.08	Ok
16.64	1.51	6.04	1.92	4.08	Ok
12.56	1.03	4.12	1.80	4.08	Ok
8.48	0.58	2.32	1.52	4.08	Ok
4.40	0.20	0.80	0.80	4.40	Ok

Constatation

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

IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments

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

Les poutres: Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄ [20]

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

$\bar{\tau}$=Min [0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

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

Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(MPA)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 35*65	196.616	0.898	1.35G+1.5Q	2.5	Oui
PS 30*30	52.224	0.633	G+Q+Edy	3.26	Oui

Les poteaux: Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄ [20]

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

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

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

Tableau IV.22. Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 75*35	188.344	0.772	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	24.582	0.216	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier

Tableau IV.23. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	116.839	1.416	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	21.955	0.193	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier

❖ **Constatation**

Le pré dimensionnement des poutres est justifié par le critère de résistance (τmax≤ ƫ).

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

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [19]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Section des poteaux a la base 45x45

Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	Sous la combinaison	N	Vérification $\nu \leq 0.3$
Pot75*35	1800.417	G+Q+Edx	0.29	oui
Pot 35*35	611.762	G+Q+Edy	0.2	oui

IV.6.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003

►► [Art 5.9] ◄◄ [19]

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 :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

- 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 :
- Si $\theta > 0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

Tableau IV.25. Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau(m)	h_k(m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx}(cm)	θx	θx≤ 0,10
5^{eme}	4.08	2448.74	532.84	0.84	0.94	C. Vérifier
4^{eme}	4.08	2843.74	496.94	0.84	0.011	C. Vérifier
3^{eme}	4.08	3730.73	492.09	0.80	0.014	C. Vérifier
2^{eme}	4.08	4421.66	393.77	0.72	0.0198	C. Vérifier
1^{er}	4.40	4525.38	209.11	0.40	0.0197	C. Vérifier

Tableau IV.26. Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau(m)	h_k(cm)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{Ky} (cm)	θx	θx≤ 0,10
5eme	4.08	2448.74	532.15	1.88	0.021	C. Vérifier
4eme	4.08	2843.74	496.30	1.92	0.026	C. Vérifier
3eme	4.08	3730.73	491.46	1.80	0.033	C. Vérifier
2eme	4.08	4421.66	393.26	1.52	0.041	C. Vérifier
1er	4.40	4525.38	208.84	0.80	0.039	C. Vérifier

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet

P-Δ dans les deux directions.

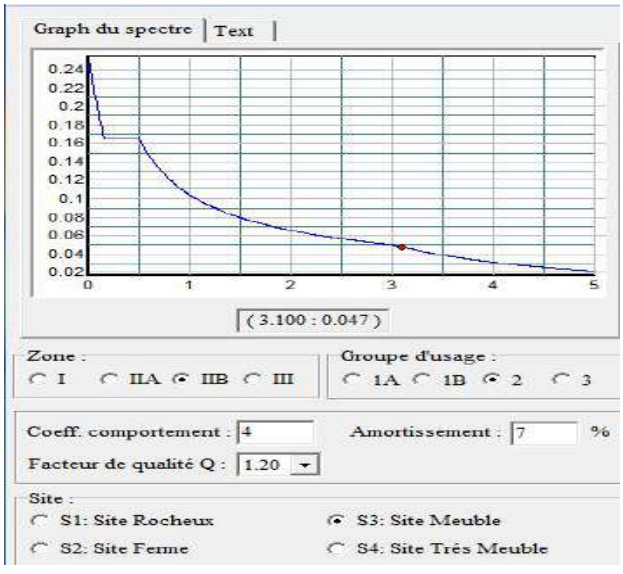
❖ **Conclusion :**

- La structure est stable.
- Tout les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Bloc B

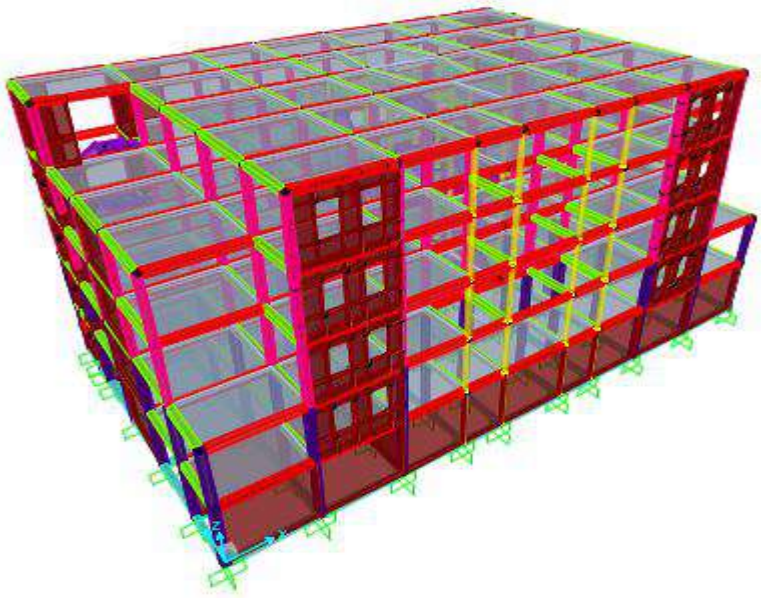
IV.1. Spectres de réponse (X et Y)

Tableau IV.27. Spectres de réponse (X et Y)



❖ **Vue de la Structure en 3D**

Figure IV.2. Vue de la Structure en 3D



Apres plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPAv2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représente sur la figure suivant :

Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D

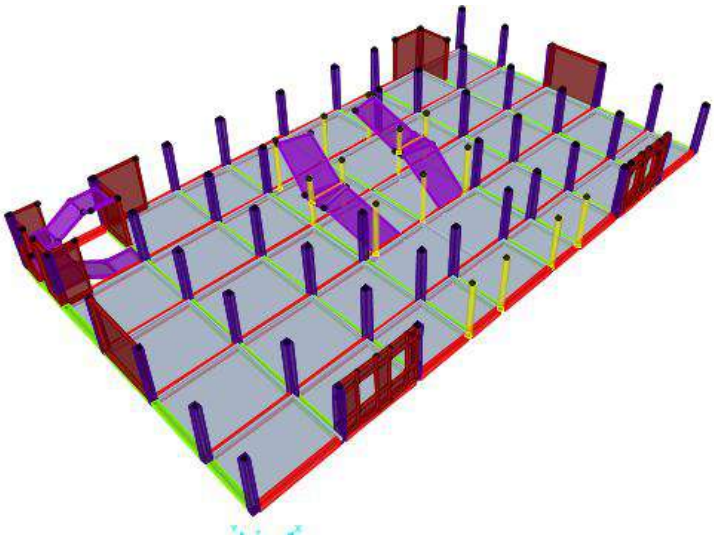


Tableau IV.28. Le comportement des trois premiers modes.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.439	5.65%	58.07%	4.99%
2	0.400	56.18%	5.78%	0.13%
3	0.298	0.01%	4.13%	60.51%

IV.2. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

❖ **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 38 m

Largeur du bâtiment = 21.5 m

❖ **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 5.7 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 3.22 m

IV.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Tableau IV.29. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Excentricité					
Niveau (m)	ex = |XR-XG| (m)	ey = |YR-YG| (m)	Ex	Ey	Vérification
20.72	3.76	0.34	5.7	3.22	Ok
16.64	3.5	0.63	5.7	3.22	Ok
12.56	3.5	0.58	5.7	3.22	Ok
8.48	3.11	0.23	5.7	3.22	Ok
4.40	2.96	2.42	5.7	3.22	Ok

IV.4. Justification du coefficient de comportement R

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄ [19]

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

a. Suivant X

Tableau IV.30. Justification du coefficient de comportement R Suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx
A-20.72	6201.903	5509.064	692.839	1564.777	372.452	1192.325
B-16.64	14694.604	12766.463	1928.141	2120.088	452.800	1667.288
C-12.56	23784.318	20500.045	3284.273	3048.238	420.689	2627.549
D-8.48	33736.631	29315.459	4421.172	3677.691	503.118	3174.573
E-4.40	45383.786	34347.975	11035.811	5725.253	107.118	5618.135

❖ **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.31. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A-20.72	100 %	88.829 %	11.171 %	100 %	23.802 %	76.198 %
B-16.64	100 %	86.879 %	13.121 %	100 %	21.358 %	78.642 %
C-12.56	100 %	86.191 %	13.809 %	100 %	13.801 %	86.199 %
D-8.48	100 %	86.895 %	13.105 %	100 %	13.680 %	86.320 %
E-4.40	100 %	75.683 %	24.317 %	100 %	1.871 %	98.129

b. Suivant Y

Tableau IV.32. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx /Voiles
A- 20.72	6051.809	5509.064	542.745	1366.876	378.548	988.328
B-16.64	14861.318	12766.463	2094.855	1744.083	496.419	1247.664
C-12.56	24116.156	20500.045	3616.111	2326.753	452.203	1874.550
D-8.48	34195.317	29315.459	4879.858	3038.760	543.603	2495.157
E-4.40	41298.559	34347.975	6950.584	4334.553	217.874	4116.679

❖ **Valeurs en pourcentage**

Tableau IV.33. Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A-20.72	100 %	91.032 %	8.968 %	100 %	27.694 %	72.306 %
B-16.64	100 %	85.904 %	14.096 %	100 %	28.463 %	71.537 %
C-12.56	100 %	85.005 %	14.995 %	100 %	19.435 %	80.565 %
D-8.48	100 %	85.729 %	14.271 %	100 %	17.889 %	82.111 %
E-4.40	100 %	83.170 %	16.830 %	100 %	5.026 %	94.974 %

IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

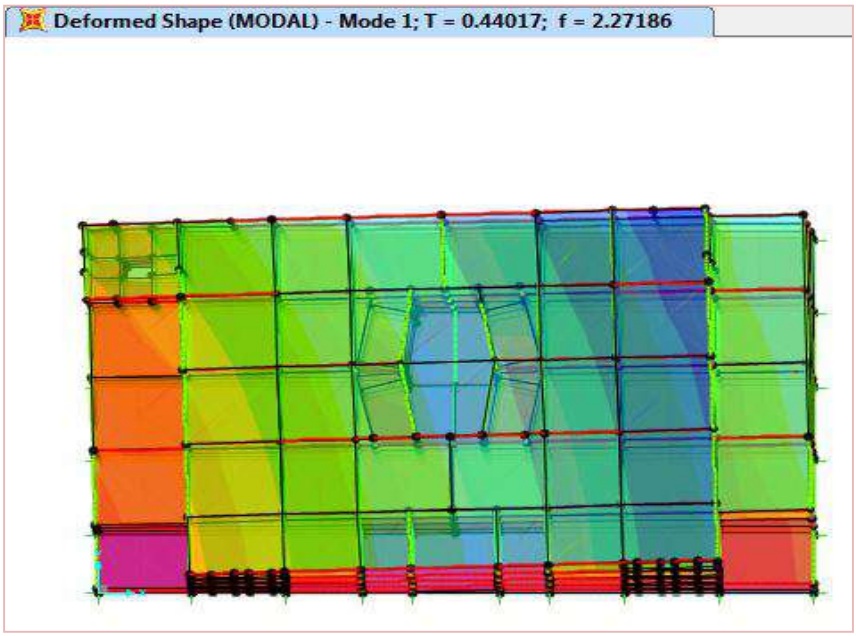
❖ **Stabilité de la structure**

IV.5.1. Vérification de comportement des trois premiers modes

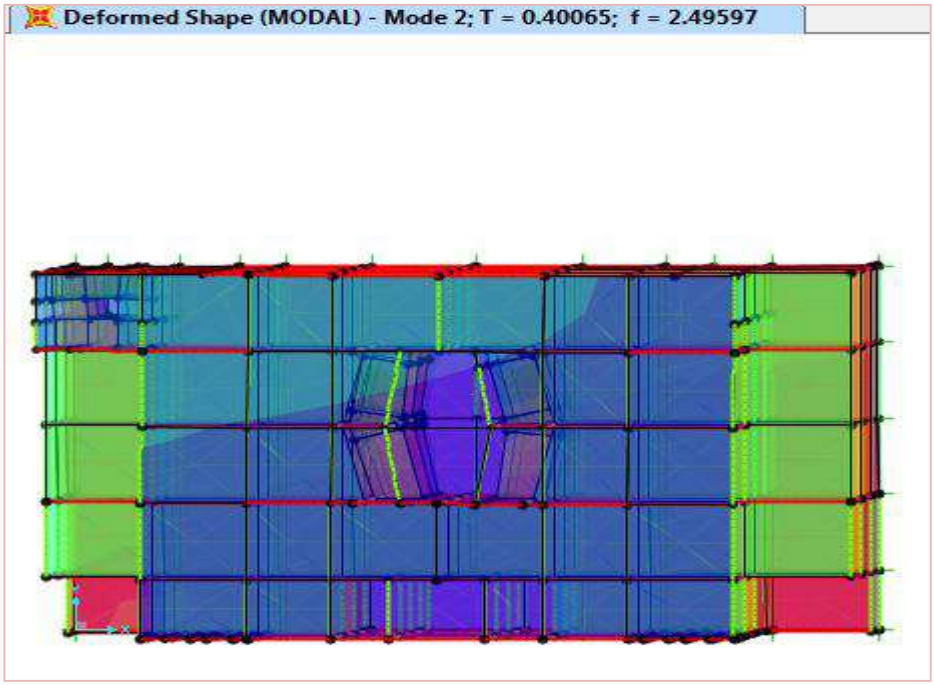
Tableau IV.34. Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (y) avec : T1=0.439	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.400	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.298

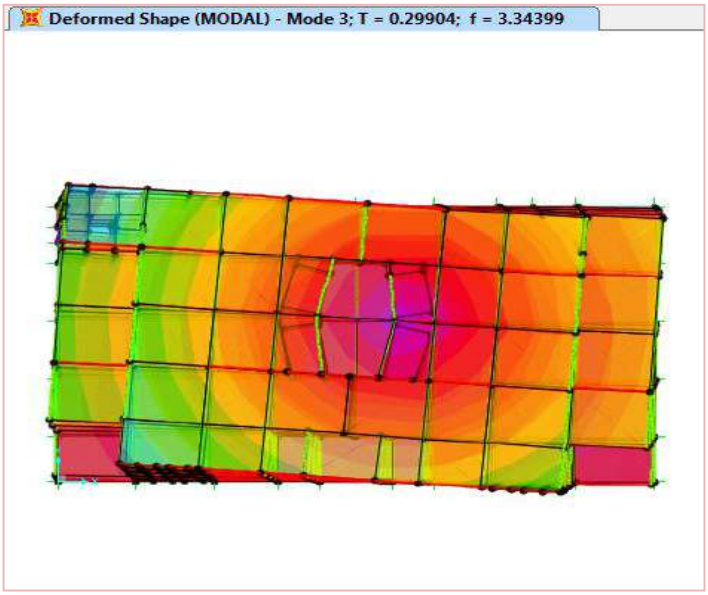
Figure IV.4. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe y)



. Figure IV.5. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe x)



. Figure IV.6. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)



IV.5.2. Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a]◄◄ [19]

Tableau IV.35. Vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0.439	5.65%	58.07%	4.99%	5.65%	58.07%	4.99%
2	0.400	56.18%	5.78%	0.13%	61.84%	63.85%	5.12%
3	0.298	0.01%	4.13%	60.51%	61.84%	67.98%	65.62%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
40	0.052	0.00%	0.00%	0.00%	90.91%	94.66%	85.50%
Σ Période	3.86						

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [19]

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

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

IV.6. Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)

Tableau IV.36. 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)
0,20	2,205	2,205	4,0	1,20	1,20	45031.514	5944.159	5944.159

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

Tableau IV.37. Vérification de la résultante des forces sismique

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	5944.159	4229.184	0.711	Non Vérifier
Y	5944.159	4229.184	0.711	Non Vérifier

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

S_{fx}=0.80/0.711=1.125

S_{fy}=0.80/0.711=1.125

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (**Ed_x**) dans la combinaison, par le coefficient '1.125'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (**Ed_y**) dans la combinaison, par le coefficient '1.125'

Donc :

Ed_x = 4757.832KN

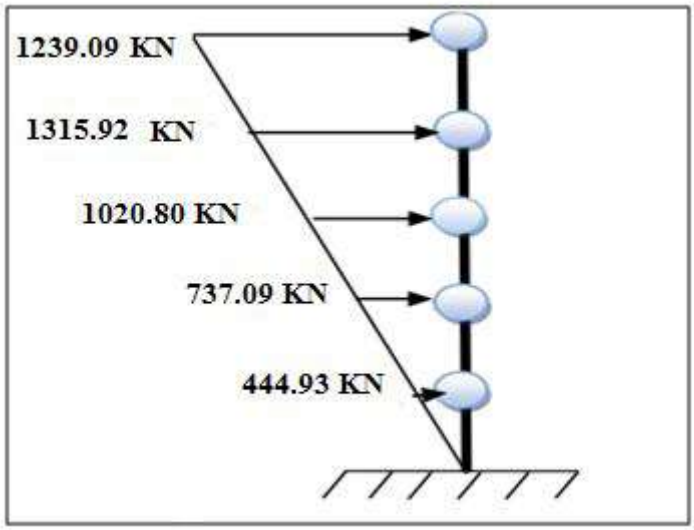
Ed_y= 4757.832 KN

IV.6.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau IV.38. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

Niveau	hi (m)	Wi (KN)	Wi. hi (KN m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
A	20.72	5825.70	120708.50	1186.87	1239.09
B	16.64	7703.87	128192.40	1260.46	1315.92
C	12.56	7917.46	99443.30	977.78	1020.80
D	8.48	8467.55	71804.82	706.03	737.09
E	4.40	9850.84	43343.70	426.18	444.93

. Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X, Y)



IV.6.2. Moment de renversement

Tableau IV.39. Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox (KN .m)	Moy (KN. m)
20.72	1186.87	1239.09	24591.94	25673.94
16.64	1260.46	1315.92	20974.05	21896.90
12.56	977.78	1020.80	12280.91	12821.24
8.48	706.03	737.09	5987.13	6250.52
4.40	426.18	444.93	1875.19	1957.69
∑Mo			65709.22	68600.29

IV.6.3. Moment stabilisant

Tableau IV.40. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)
20.72	5825.70	18.16	11.23	105794.712	65422.611
16.64	7703.87	18.96	11.56	146065.375	89056.737
12.56	7917.46	18.96	11.51	150115.041	91129.964
8.48	8467.55	18.90	10.93	160036.695	92550.321
4.40	9850.84	18.77	10.21	184900.266	100577.076
∑Mt				746912.089	438736.709

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

Tableau IV.41. 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
746912.089	438736.709	65709.22	68600.29	11.36	6.39	C.V

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

IV.6.4. Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

Tableau IV.42. Vérification des déplacements en tête

	δe (cm)	δk = δek * R (cm)	δadm = H/250 (cm)	Vérification
Suivant X	0.98	3.92	8.28	Ok
Suivant Y	1.40	5.60	8.28	Ok

IV.6.5. Vérification des déplacements

Tableau IV.43.Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveaux (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δ_{KX} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
20.72	0.98	3.92	0.96	4.08	Ok
16.64	0.74	2.96	1.04	4.08	Ok
12.56	0.48	1.92	0.96	4.08	Ok
8.48	0.24	0.96	0.72	4.08	Ok

Tableau IV.44. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveaux (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	Δ_{KY} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
20.72	1.40	5.60	1.20	4.08	Ok
16.64	1.10	4.40	1.44	4.08	Ok
12.56	0.74	2.96	1.32	4.08	Ok
8.48	0.41	1.64	1.08	4.08	Ok
4.40	0.14	0.56	0.56	4.40	Ok

.V I.6.6. Vérification de cisaillement des éléments

Tableau IV.45. Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(MPA)	Sous la combinaison	Ƭ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ƭ
PP 30*40	175.452	1.55	1.35G+1.5Q	3.33	Oui
PS 30*35	101.12	1.03	G+Q+Edx	4.34	Oui
PPAL 30*30	31.536	0.38	G+Q+Edx	4.34	Oui

Tableau IV.46. Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	24.17	0.292	$G+Q+E_{dx}$	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	32.167	0.282	$G+Q+E_{dx}$	1.875	
Pot CR 35*35	37.095	0.326	$G+Q+E_{dx}$	1.875	Vérifier

Tableau IV.47. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
oteaux 30*	18.51	0.224	$G+Q+E_{dy}$	1.875	Vérifier
oteaux 35*	23.45	0.206	$G+Q+E_{dy}$	1.875	Vérifier
ot CR 35*	27.237	0.239	$G+Q+E_{dy}$	1.875	Vérifier

VI.6.7. Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [19]

Tableau IV.48. a.Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	Sous la combinaison	N	Vérification $\nu \leq 0.3$
Pot35*35	1378.544	G+Q+Edx	0.450	Non
Pot CR D=35	872.779	G+Q+Edy	0.363	Non

Remarque

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

Section des poteaux a la baseet RDC (45x45)

Section des poteaux de 1eret2^{eme} (40x40)

Section des poteaux de 2eme et 3eme (35x35)

Tableau IV.48.b. Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	Sous la combinaison	N	Vérification $\nu \leq 0.3$
Pot45*45	1378.544	G+Q+Edx	0.272	Oui
Pot45*45	872.779	G+Q+Edy	0.219	oui

VI.6.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003

►► [Art 5.9] ◄◄ [19]

Tableau IV.49. Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau(m)	h_k(cm)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx}(cm)	θx	θx≤0,10
5eme	4.08	5825.70	1186.87	0.96	0.011	C. Vérifier
4eme	4.08	7703.87	1260.46	1.04	0.015	C. Vérifier
3eme	4.08	7917.46	977.78	0.96	0.017	C. Vérifier
2eme	4.08	8467.55	706.03	0.72	0.021	C. Vérifier
1er	4.40	9850.84	426.18	0.24	0.012	C. Vérifier

Tableau IV.50. Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau(m)	h_k(cm)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{Ky} (cm)	θx	θx≤0,10
5eme	4.08	5825.70	1239.09	1.20	0.013	C. Vérifier
4eme	4.08	7703.87	1315.92	1.44	0.020	C. Vérifier
3eme	4.08	7917.46	1020.80	1.32	0.025	C. Vérifier
2eme	4.08	8467.55	737.09	1.08	0.030	C. Vérifier
1er	4.40	9850.84	444.93	0.56	0.028	C. Vérifier

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ dans les deux directions.

❖ **Conclusion :**

- La structure est stable.

- Tout les éléments de la structure sont des éléments résistants.

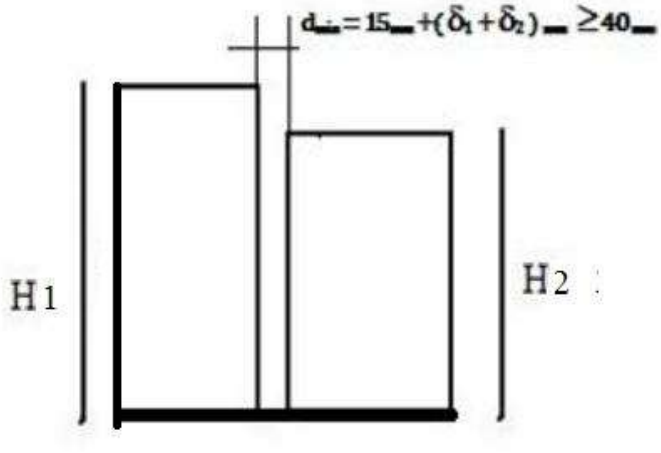
VI.7. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

dmin = 15mm +(δ 1 + δ 2) mm $\geq$ 40 mm

δ 1 et δ 2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au Niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et Éventuellement celles dues à la rotation des fondations

Figure IV.8. Largeur minimum du joint sismique



D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

$\delta 1$ (mm)	$\delta 2$(mm)	d min (mm)	d min≥40 mm	d adoptée (mm)
79.2	56.0	150.2	CV	200

VI.8. Effet thermique

VI.8.1. Introduction

Dans les constructions, qu'elles soient de grande importance ou non, il est souvent rencontré de les voir laides a causes des fissurations trop apparentes, celles-ci ne sont pas tout le temps provoquées par les chargements statiques ou dynamiques seulement, mais il y a un autre facteur lui aussi très important, et c'est le facteur de la température.

Ce dernier peut causer des dégâts très importants si on ne le prend pas en Considération, et c'est pour cela qu'on trouve dans le code de calcul ***CBA.93*** des développements là-dessus.

Pour expliquer ce phénomène on donne un exemple simple, que si un élément est sollicité par des contraintes internes ne peut se déformer en raison de la présence des matériaux qui l'entourent, il s'y produit des fissures.

Lorsqu'on consulte l'article ***B.5.1*** du code de calcul ***CBA93 ;*** on trouve qu'il est exigé dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions Compte des effets des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de

· 25m de notre wilayas.

VI.8.2. Effet de la température

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements Saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

VI.8.3. Dilatation thermique

La plupart des matériaux se dilatent en se réchauffant et se contractent en se Refroidissant. Le changement de longueur correspondant à une variation de température s'exprime comme suit:

Avec :

$$\frac{l-l}{l}=T-T \qquad \Delta T=\frac{\Delta l}{l}$$

l : Longueur initiale lorsque la température varie de T et T

l: Longueur finale lorsque la température varie de T et T

ΔT: Coefficient linéaire de dilatation thermique (°).

VI.8.4. Coefficient de dilatation thermique

Comme la plupart des matériaux de construction, le béton a un coefficient de dilatation thermique positif, mais sa valeur dépend à la fois de la composition du béton et de son état hydrique au moment du changement de température.

L'influence de la composition du béton vient du fait que les deux principaux Constituants du béton, la pâte de ciment hydraté et les granulats, ont des coefficients thermiques différents; ou bien, le coefficient du béton est dérivé de ces deux valeurs. Le coefficient de dilatation thermique linéaire de la pâte de ciment hydraté varie entre environ "**$11x10^6$ et $20x10^6$ °** qui est plus élevé que celui des granulats.

On donnera ci-dessous quelques coefficients des matériaux utilisés dans la Construction dans le tableau IV.1 suivant :

Tableau IV.52. Coefficient de dilatation thermique

Matériaux de construction	Coefficient de dilation thermique par °F
Béton de densité normale	$6x10^{-6}$
Brique	$3x10^{-6}$
Marbre et calcaire dense	$3x10^{-6}$
Grès	$7x10^{-6}$
Acier	$7x10^{-6}$
Cuivre	$10x10^{-6}$
Polyester renforcé	$10x10^{-6}$
Aluminium	$14x10^{-6}$

VI.8.5. Composante de température uniforme

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du nord (climat tempéré) **: 35° et 15°**
- Pour le proche et le moyen sud : **45° et 20°**
- Pour l'extrême sud : **+50° et 30°**

Pour les températures initiales, c'est la température où on coule le béton, et Généralement les températures du coulage sont comprises entre **(10° et 25 °)**

Notre projet se situe à Médéa, qui est classé dans la 2ème catégorie celle du proche et moyen sud, donc la différence de température **ΔT= 65 °**

VI.8.6. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions qui prennent en considération l'effet de température sont données par le code ***C.B.A.93 article A.3.3,*** où les combinaisons sont les suivantes :

- **A l'ELU** : 1.35 G x 1.5 Q 0.8 T
- · ***A l'ELS :*** G+Q 0.6 T

Où :

- G : La charge permanente.
- Q : La charge d'exploitation
- T : L'action thermique

VI.8.7. Méthode de calcul

Pour le calcul des effets de la température on se base sur le logiciel ***SAP2000 17,*** mais pour ce faire, il faudrait lui introduire quelques données, dont

- $\Delta T = 65$ °
- Orientation du bâtiment : celle-ci n'étant pas connus on charge uniquement les poutres de rives pour tous les étages, et toutes les poutres pour le plancher terrasse.

Pour introduire ces données dans le logiciel, il suffit de créer le cas de charge de type température, puis choisir les poutres au quel on veut appliquer le chargement, et par la suite charger les barres par une charge de température en introduisant ΔT, appliquer le chargement et lancer les calculs.

VI.8.8. Résultats

Une fois les calculs faits, on a fait une comparaison entre les résultats obtenus, pour une prise en compte plus approprié de l'effet de la température, on a annulé les liaisons rigides, c'est-à-dire qu'on utilise plus les planchers comme un diaphragme, car ceci ne permet pas le déplacement de chaque nœuds seul, donc on ne verra pas le résultat tel qu'il est.

Cette comparaison à été faite à la base des résultats donnés par le logiciel ***SAP2000,*** où ce dernier nous donne les poutres les plus sollicité à un moment MAX les valeurs trouvés seront résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.53. Sollicitations sur les barres par l'effet de température

	Mzmax (KN.m)	Mymax (KN.m)	N° = de la poutre	Combinaison
La poutre	85.30	43.31	3219	1.35G+1.5Q+0.8 T

VI.8.9. Discussion des résultats

On voit bien que les valeurs obtenus par les combinaisons des charges () sont les cas les plus défavorables utilisés pour le ferraillage des éléments poutres.

❖ CONCLUSION

Dans cette partie on a exposé les différents démarches pour faire une analyse vis-à-vis l'effet thermique, cette analyse a été fait à l'aide du logiciel ***SAP2000*** où ce dernier nous donne les sollicitations max obtenues par ELU ; ACC sur toutes les éléments poutres, et n'ont pas par les combinaisons thermiques

G + Q + 0.8 T et G + Q + 0.6 T

D'après le premier plan élaboré par l'architecte dans la phase d'esquisse, il a prévue des joints de et il a partagé la structure 2 bocs, puis pour avoir le contreventement souhaité il fallait annulé ces joints, pour avoir une structure complète, et là on s'est rendu compte qu'une étude vis-à-vis l'effet de la température est indispensable.

Une fois cette étude faite, on conclu que la mise en œuvre des joints de rupture n'est pas nécessaire.

CHAPITRE V

CALCUL DU FERRAILLAGE

V.1. Introduction

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

BLOC B

V.2.Calcul des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

❖ **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

D'après le CBA 93[2] (situation durable)

E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]

E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

G+Q ± E

0.8G ± E

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

❖ **Les sections :**

- Poutres principales (bxh)= (30x40) cm^2
- Poutres secondaires (bxh)= (30x35) cm^2

❖ **Les matériaux :**

Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.15

- Acier :FeE 400 ; σs= 400 MPa; γs = 1

Figure V.1. la section des poutres principales

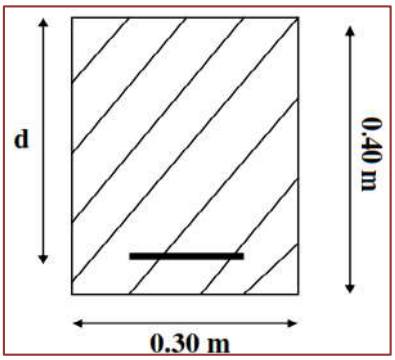
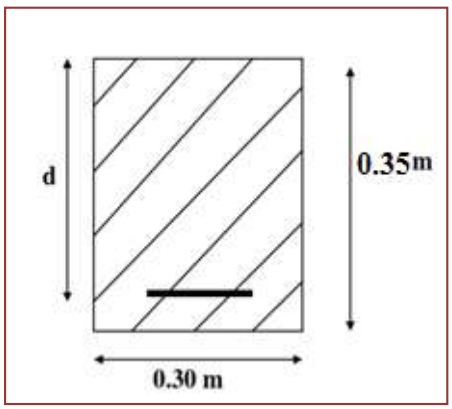


Figure V.2. la section des poutres secondaires



V.2.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Armatures longitudinales : Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*40	Interne	Travée	64.83	ELU	5.3	3HA14+2HA12=6.88
			Appui	-90.34	ELU	7.5	5HA14=7.69
		Rive	Travée	70.03	ELU	5.7	3HA14+2HA12=6.88
			Appui	-88.33	ELU	7.4	5HA14=7.69
Etage courant	30*40	Interne	Travée	75.20	ELU	6.0	3HA14+2HA12=6.88
			Appui	-127.93	ELU	11.2	5HA16+1HA14=11.59
		Rive	Travée	81.70	ELU	6.80	3HA14+2HA12=6.88
			Appui	-117.43	ELU	10.1	5HA16+1HA14=11.59

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*35	Interne	Appuis	16.46	$G+Q+E_{dy}$	1.5	3HA12=3.39
			Appuis	-17.69	$0.8G+E_{dy}$	1.6	3HA12=3.39
		Rive	Appuis	20.78	$G+Q+E_{dy}$	1.9	3HA12=3.39
			Appuis	-27.04	$G+Q+E_{dy}$	2.5	3HA12=3.39
Etage courant	30*35	Interne	Appuis	48.65	$0.8G+E_{dy}$	4.6	3HA14=4.62
			Appuis	-49.25	$G+Q+E_{dy}$	4.6	3HA14=4.62
		Rive	Appuis	47.69.	$G+Q+E_{dy}$	4.5	3HA14=4.62
			Appuis	-48.58	$G+Q+E_{dy}$	4.6	3HA14=4.62

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2]

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau V.3. Vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{total}(cm^2)	A_{Min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	interne	Travée	5.65	10.27	6.00	48	Vérifier
			Appui	7.69	12.31		72	Vérifier
		rive	Travée	6.88	11.5	6.00	48	Vérifier
			Appui	7.69	12.31		72	Vérifier
Etage courant	30*40	interne	Travée	6.88	12.91	6.00	48	Vérifier
			Appui	11.59	17.62		72	Vérifier
		rive	Travée	11.59	16.21	6.00	48	Vérifier
			Appui	6.88	11.5		72	Vérifier

Tableau V.4. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adopté}$(cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{Min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	interne	Appuis	3.39	6.78	5.25	42	Vérifier
			Appuis	3.39	6.78		63	Vérifier
		rive	Appuis	3.39	6.78	5.25	42	Vérifier
			Appuis	3.39	6.78		63	Vérifier
Etage courant	30*35	interne	Appuis	4.62	9.24	5.25	42	Vérifier
			Appuis	4.62	9.24		63	Vérifier
		rive	Appuis	4.62	9.24	5.25	42	Vérifier
			Appuis	4.62	9.24		63	Vérifier

Tableau V.5. Vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{total}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*40	interne	Travée	5.65	10.27	1.2	Vérifier
			Appui	7.69	12.31		
		rive	Travée	6.88	11.5	1.2	Vérifier
			Appui	7.69	12.31		
Etage courant	30*40	interne	Travée	6.88	12.91	1.2	Vérifier
			Appui	11.59	17.62		
		rive	Travée	11.59	16.21	1.2	Vérifier
			Appui	6.88	11.5		

Tableau V.6. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

iveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{totale}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	interne	Appuis	3HA12=3.39	6.78	1.05	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78		
		rive	Appuis	3HA12=3.39	6.78	1.05	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78		
Etage courant	30*35	interne	Appuis	3HA14=4.62	9.24	1.05	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24		
		rive	Appuis	3HA14=4.62	9.24	1.05	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24		

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : la fissuration est préjudiciable pour la poutre de rive , donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

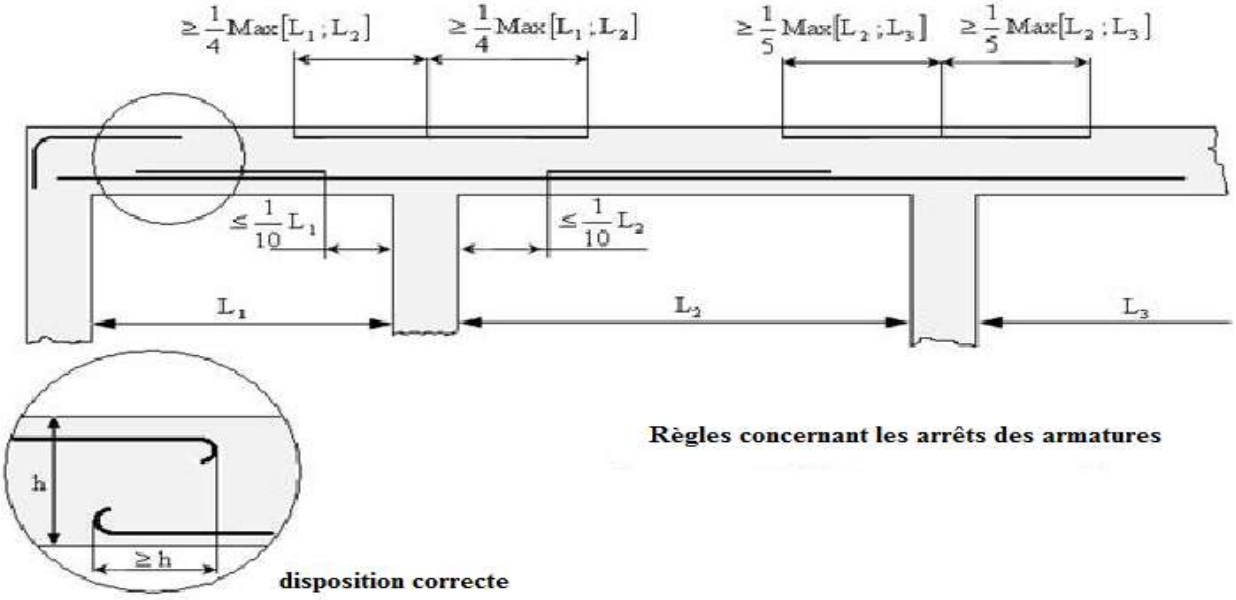
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	interne	Travée	50.78	5.65	7.9	15	-	-	CV	-
			Appui	-65.98	7.69						
		rive	Travée	17.49	6.88	7.4	15	85.6	201.63	CV	CV
			Appui	-30.87	7.69						
Etage courant	30*40	interne	Travée	32.88	6.88	9.1	15	-	-	CV	-
			Appui	-46.08	11.59						
		rive	Travée	21.09	11.59	8.4	15	116	201.63	CV	CV
			Appui	-34.36	6.88						

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{totale}(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*35	interne	Appuis	4.58	3.39	6.78	0.6	15	-	201.63	CV
			Appuis	-8.23	3.39	6.78	1.1		-		
		rive	Appuis	7.74	3.39	6.78	1.0	15	13.4	201.63	
			Appuis	-12.24	3.39	6.78	1.6		21.2		
Etage courant	30*35	interne	Appuis	10.64	4.62	9.24	1.3	15	-	201.63	CV
			Appuis	-21.44	4.62	9.24	3.9		-		
		rive	Appuis	11.87	4.62	9.24	1.5	15	7.9	201.63	
			Appuis	-22.31	4.62	9.24	4.1		14.2		

Figure V.3. Disposition des armatures pour les poutres



V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

La fissuration est considérée comme préjudiciable. La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement

(CBA 93) [2] $\tau^{max} \leq \overline{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V.10. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B(cm²)	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \overline{\tau}$
Tous les niveaux	30*40	168.805	ELU	1.5	3.33	Vérifier

Tableau V.11. : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres Secondaires

Niveau	B (cm^2)	Tu(KN.m)	Combinaison	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Tous les niveaux	30*35	94.978	ELU	0.974	3.33	Vérifier

V.2.6.Calcul des armatures transversales

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les niveaux	30*40	1.5	33.75	1.72	10	20	0.9	10	15	**4Ø8 =2.01**

Tableau V.13. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les niveaux	30*35	0.978	29.25	0.87	8.75	17.5	0.79	10	15	**4Ø8 =2.01**

V.2.7.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres principales

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*40	0.08	0.062	C.V	0.08	0.058	C.V	0.004	0.010	C.V

Tableau V.15. Vérification de la flèche des poutres secondaires

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*35	0.084	0.062	C.V	0.084	0.05	C.V	0.002	0.010	C.V

- **Commentaire**

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

Figure V.4. Ferraillage des poutres principales (30*40) intermédiaires des étages

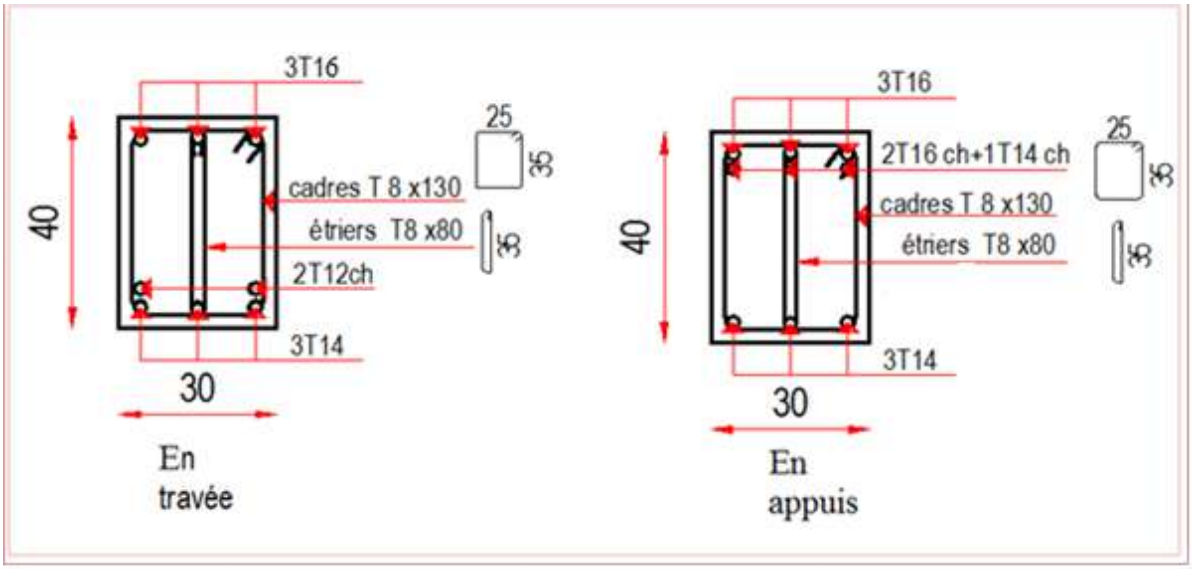


Figure V.5 Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive des étages

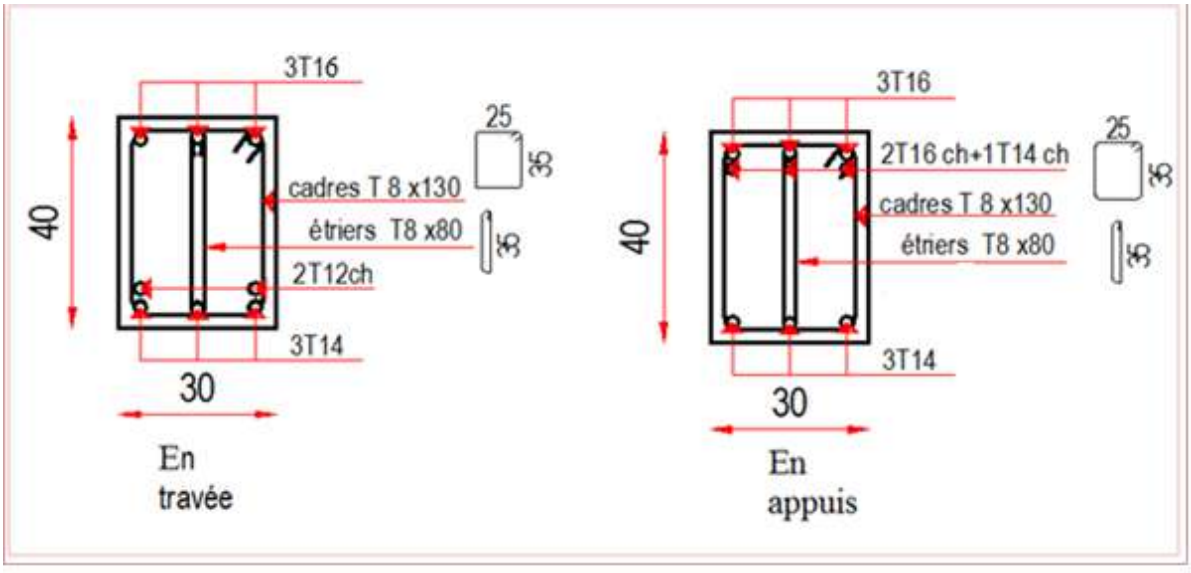


Figure V.6. Ferraillage des poutres principales (30*40) intermédiaires du niveau Terrasse

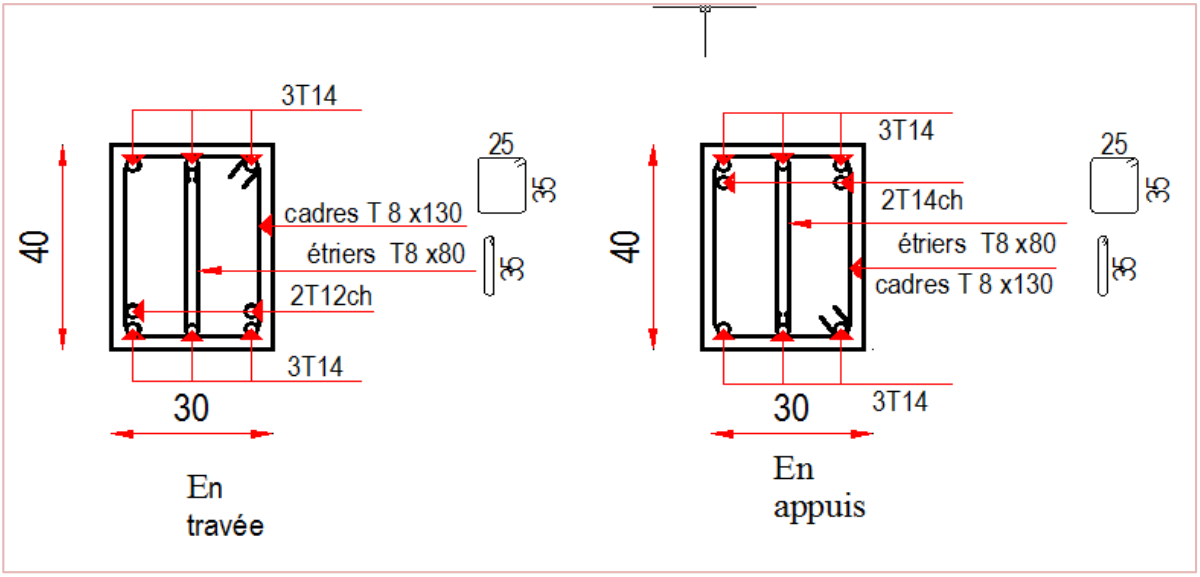


Figure V.7. Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau Terrasse

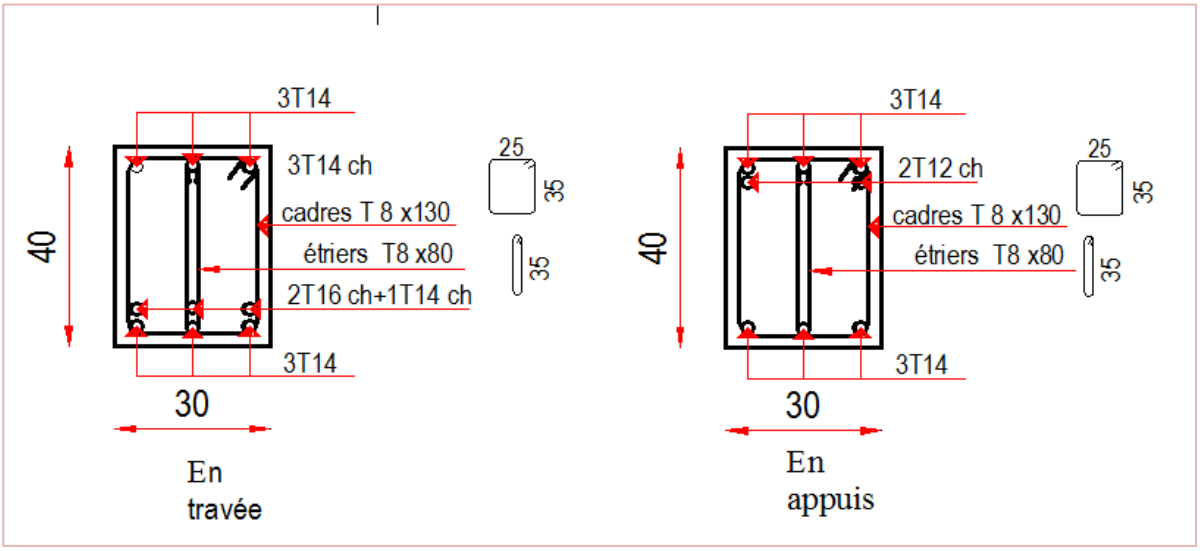


Figure V.8. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse

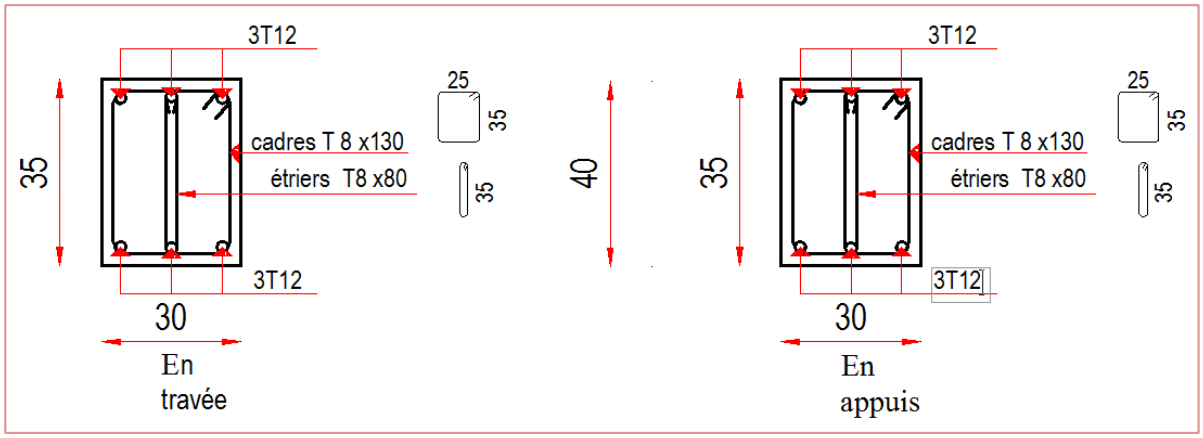


Figure V.9. Ferraillage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse

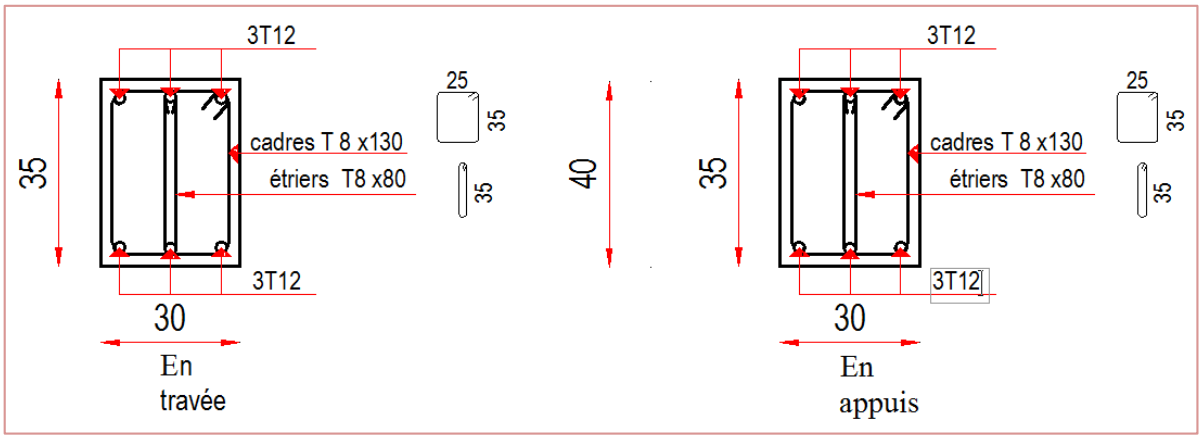


Figure V. 10. Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages.

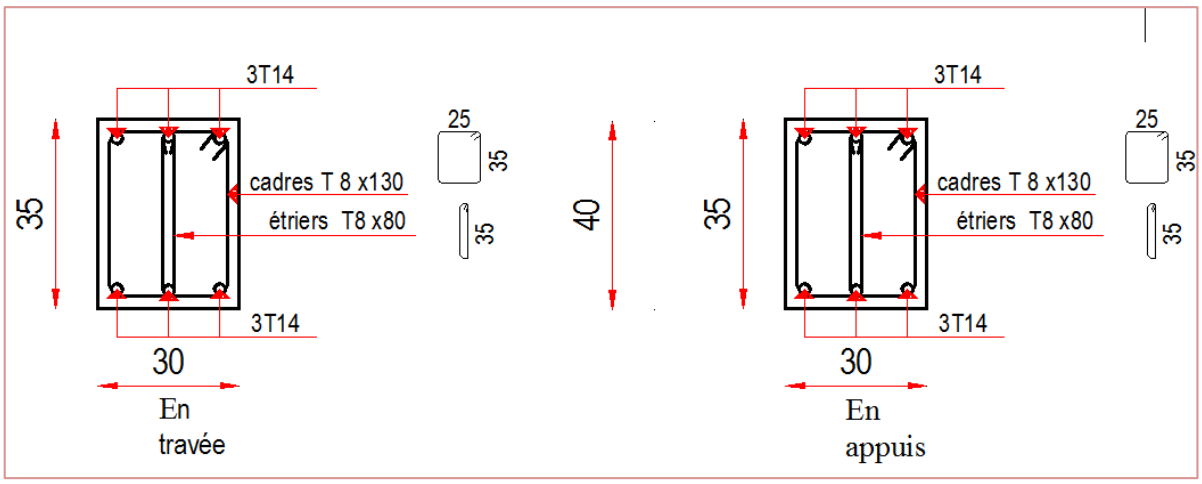
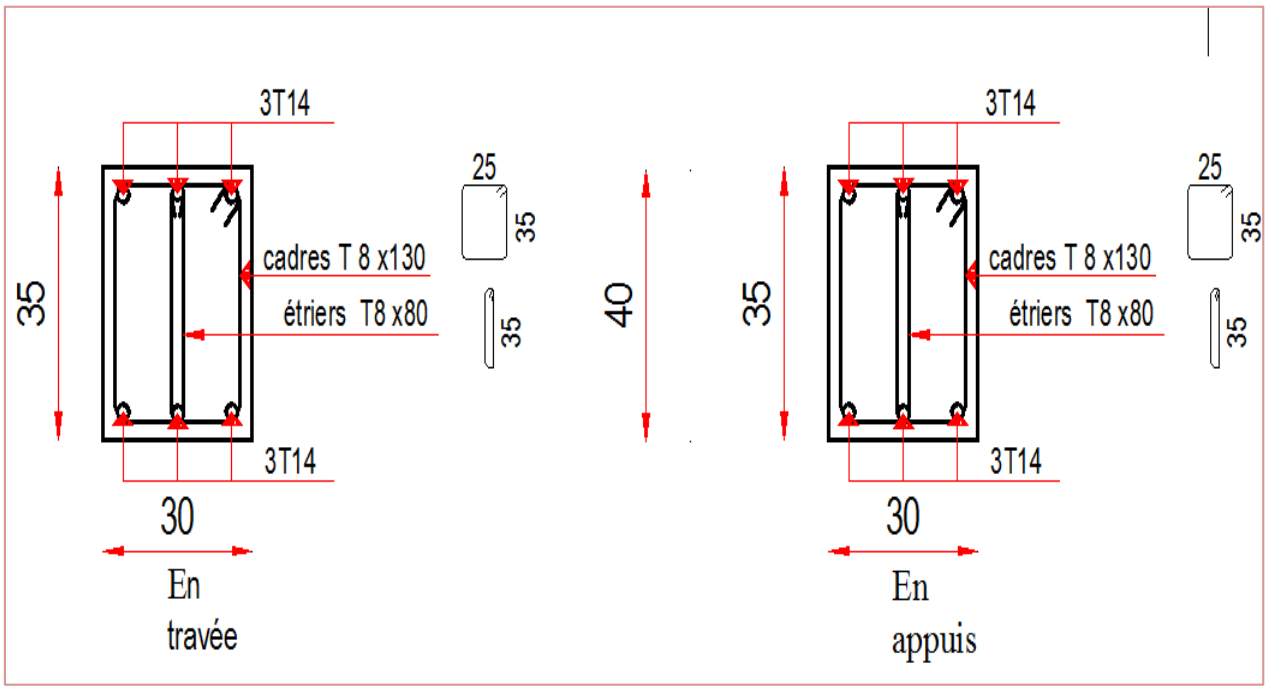


Figure V. 11. **:** Ferraillage des secondaires de rive des étages.



V.3. Calcul des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

1. les poteaux carrés

Remarque : on utilise le robot expert 2011 (selon le BAEL 91), avec le type d'analyse (flexion dévie composée) pour obtenir les résultats qui sont dans les tableaux suivants :

V.3.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Tableau V.16. Les Armatures longitudinales des poteaux

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	$As_1(cm^2)$	$As_2(cm^2)$
12.56	POT40*40	Nmax	1.35G+1.5Q+0.8T	990.93	-9.17	-0.27	2	1.2
12.56	POT40*40	Mmax	0,8.G+EdY	-236.71	93.58	9.89	5.9	3.7
12.56	POT40*40	Nmin	0,8.G+EdY	-236.71	9.89	93.58	3.7	5.9
8.48	POT45*45	Mmax	0,8.G+EdY	-424.64	130.89	11.08	7.5	5.9
4.40	POT45*45	Nmax	1.35G+1.5Q+0.8T	1695.35	-4.59	0.12	2.3	1.3
4.40	POT45*45	Nmin	G+Q+EdY	-298.42	7.05	56.41	3.6	3.6

Tableau V.17.Chois des armatures longitudinales des poteaux

Niveau (m)	Section	$As_1(cm^2)$	$As_1(cm^2)$	$As_2(cm^2)$	$As_2(cm^2)$
12.56	POT40*40	2	3HA12 =3.39	1.2	1HA14=1.54
12.56	POT40*40	5.9	3HA16=6.03	2.6	2HA14=3.08
12.56	POT40*40	3.7	3HA14=4.62	5.9	2HA20=6.28
8.48	POT45*45	6.9	2HA20+1HA14=7.82	3	2HA14=3.08
4.40	POT45*45	2.3	3HA14=4.62	1.3	1HA14=1.54
4.40	POT45*45	3.6	3HA14=4.62	3.6	2HA16=4.02

Figure V.12. Disposition des armatures des poteaux

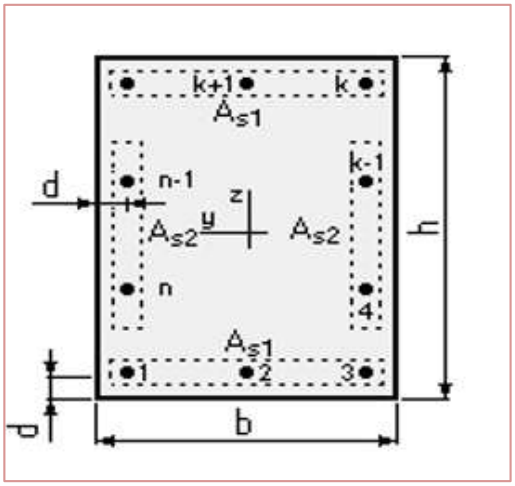


Tableau V.18. Ferraillages longitudinaux des poteaux carrés.

Section	As_1(cm²)	As_2(cm²)	A Finale	A_{min}CBA (c	RPA (cm²)	AFinale (cm²)
40x40	6.03	3.08	18.22	1,225	14.40	**6HA16+4HA14 =18.22**
45x45	7.82	3.08	21.8	1,60	18.22	**4HA20+6HA14 =21.8**

2. les poteaux circulaires

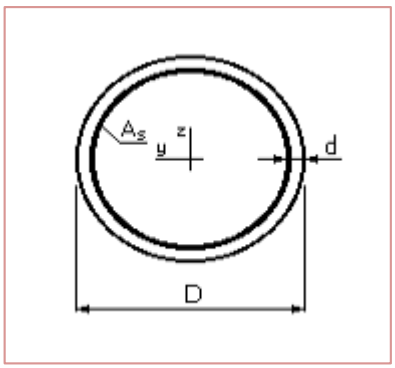
Tableau V.19. Corrections des moments dans les poteaux circulaires à l'ELU.

Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	As(cm²)	As(cm²)
Ø45	Nmax	1.35G+1.5Q	150.81	-1.163	-1.905	5.7	4HA16=8.04
	Mmax	0,8.G+EdY	282.27	-21.422	-90.418	6.6	4HA16=8.04
	Nmin	G+Q+EdY	441.975	-100.44	-23.596	5.7	4HA16=8.04

Tableau V.20. Ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires.

Section	A(cm²)	A_{mn}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$Finale (cm²)
Ø45	8.04	1,590	14,31	**8HA16=16,08**

Figure V.13. Disposition des armatures des poteaux



V.3.3. Vérification à l'Etat Limite Service

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau V.21. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Combinais	N (kN)	Mx	My	бb	бs	[бb]	[бs]	Les états limite de service sont satisfaits.
POT40*40	G+Q	52.63	33.78	19.41	5.8	61.2	15.00	201.6	
POT40*40	G+Q	194.01	34.52	1.92	4.1	48	15.00	201.6	
POT40*40	G+Q	713.53	-0.17	-6.46	4	57.8	15.00	201.6	
POT45*45	G+Q	484.19	31.03	0.84	3.3	44.6	15.00	201.6	
POT45*45	G+Q	202.51	-0.14	38.37	2.7	33.2	15.00	201.6	
POT45*45	G+Q	1217.0	0.09	-3.26	4.8	70.3	15.00	201.6	
Ø45	G+Q	258.82	30.61	16.67	5.2	64.7	15	201.6	

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa
La fissuration est considérée :
Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
Préjudiciables (poteaux de rive).

V.3.4. les Armatures transversales :Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
45*45	66.80	354.87	6.84	2.5	38.25	Courante	15	4Φ8
						Nodale	10	
40*40	47.40	249.96	7.7	2.5	33.75	Courante	15	4Φ8
						Nodale	10	
						Nodale	10	

V.3.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau V.23. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
40*40	courante	0.416	6.84	-	-	oui
	nodale	0.624		-	-	oui
45*45	courante	0.52	7.7	-	-	oui
	nodale	0.78		-	-	oui

Figure V.14. Disposition des armatures dans les poteaux

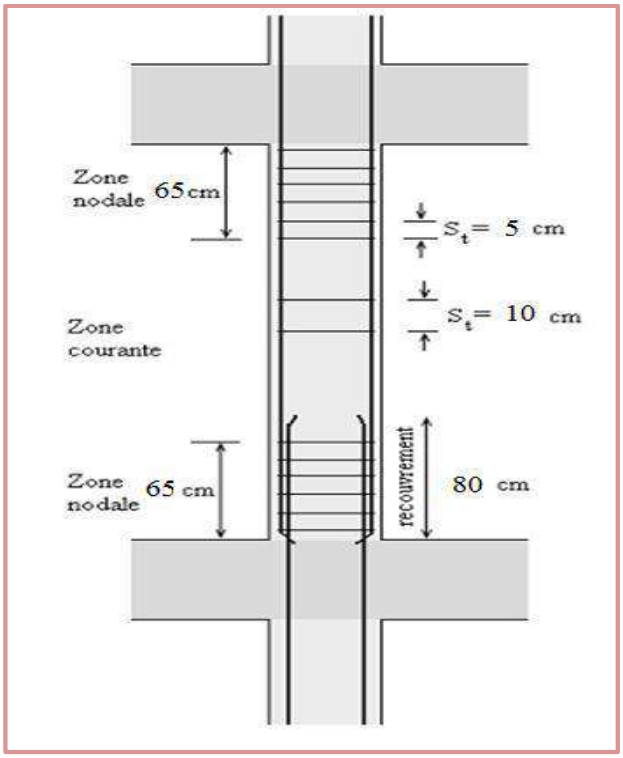


Figure V.15. Ferraillage des poteaux carré (45×45)

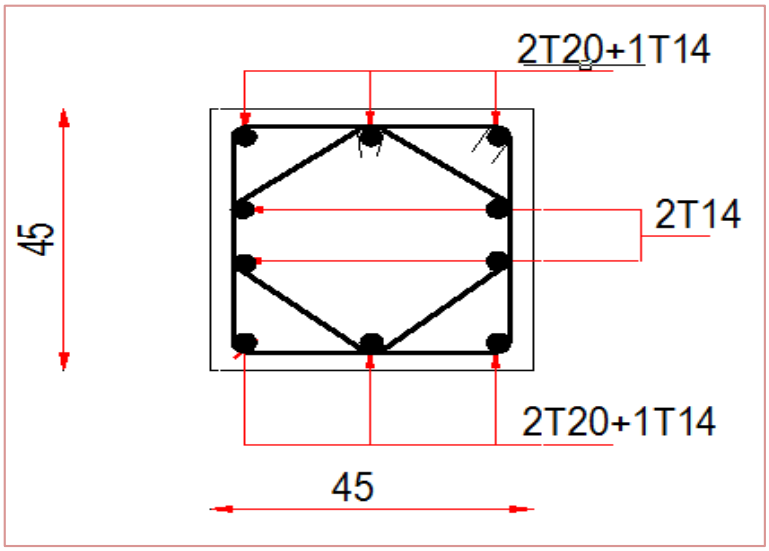


Figure V.16. Ferraillage des poteaux carré (40×40)

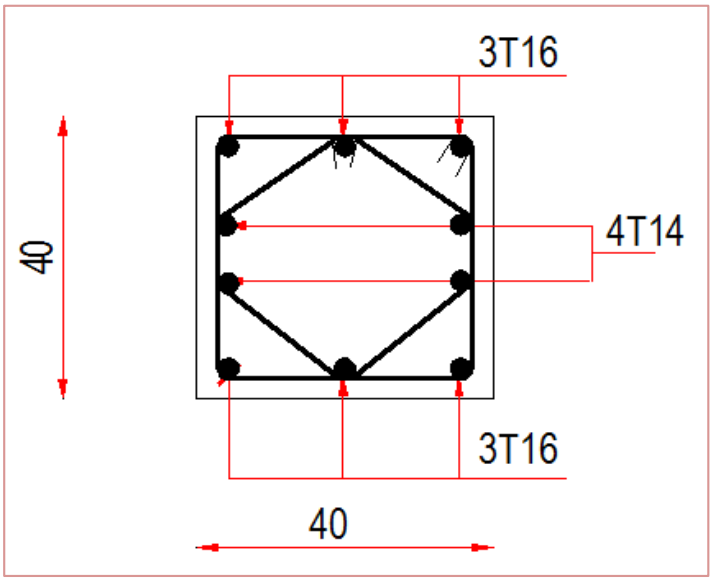
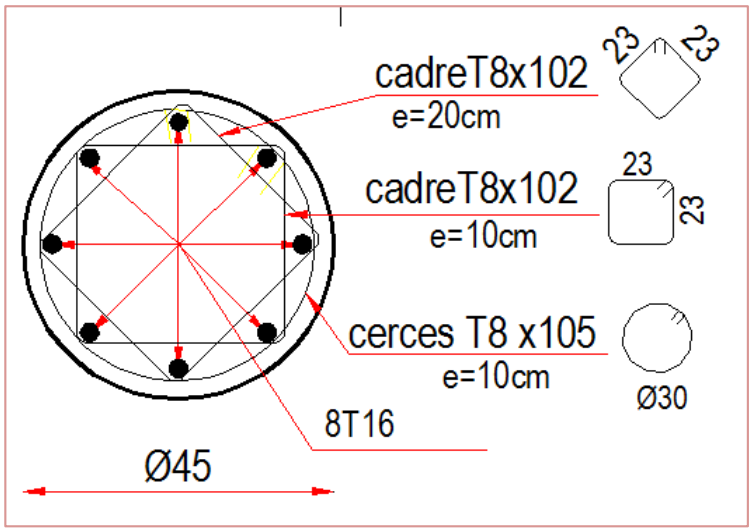


Figure V.17: Ferraillage des poteaux circulairesØ45.



V.4.Ferraillage des voiles

V.4.1.Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effor tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2.Ferraillage des voiles pleins

V.4.2.1.Armatures verticales

- **Détermination des armatures à l'ELU de résistance**

Tableau V.24. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25. Calcul des armatures verticales des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V1	20X259	2216.05	867.54	G+Q+Edx	22.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			1689.39	1686.92	G+Q+Edx	22.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			1101.56	1229.34	G+Q+Edx	22.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			586.26	760.46	G+Q+Edx	22.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			231.30	518.71	G+Q+Edx	22.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)

Tableau V.26. Vérification des armatures verticales selon la condition RPA et CBA

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	$A_{Min}RPA$(cm^2)	$A_{Min}CBA$(cm^2)	Vérification
s.sol	V1	20X259	2x (16HA10=12.57cm²)	7.77	5.18	Vérifier
RDC			2x (16HA10=12.57cm²)	7.77	5.18	Vérifier
1ème			2x (16HA10=12.57cm²)	7.77	5.18	Vérifier
2eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.77	5.18	Vérifier
3eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.77	5.18	Vérifier

V.4.2.2. Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.27. Vérification des armatures à l'Els des voiles plains

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
s.sol	V1	20X259	977.35	16.70	22.4	1.8	15	27.5	201.63	C.V
RDC			781.48	32.52	22.4	1.5	15	23	201.63	C.V
1ème			589.97	30.22	22.4	1.2	15	17.7	201.63	C.V
2eme			366.31	56.47	22.4	0.9	15	13	201.63	C.V
3eme			146.49	91.18	22.4	0.6	15	9	201.63	C.V

V.4.2.3. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V.28. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V1	20	400	862.49	1.67	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			368	565.09	1.19	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			368	518.32	1.09	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			368	360.39	0.75	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			368	273.90	0.57	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)

V.4.2.4. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

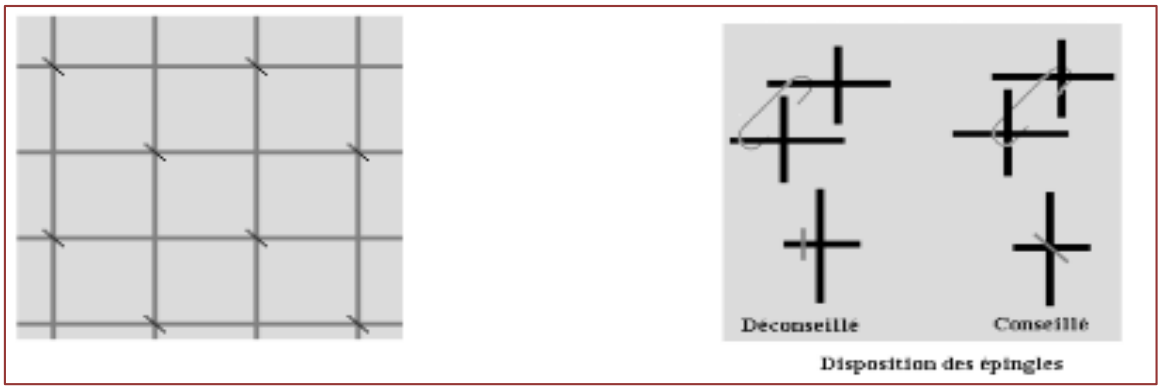
Tableau V.29. Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

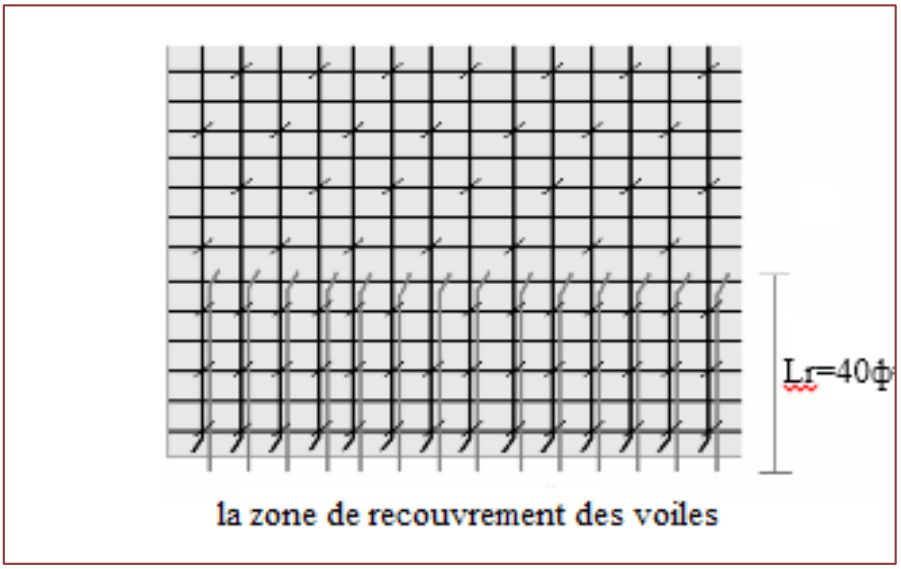
En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Figure V.18. Les armatures transversales et les épingles des voiles



Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

Figure V.19. La zone de recouvrement des voiles



V.5. Ferraillage des voiles avec ouverture

V.5.1. Les trumeaux

V.5.1.1. Les armatures verticales

❖ **Détermination des armatures a l'ELU**

Tableau V.30. Calcul des armatures verticales des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	A calculée (cm^2)	S_t (cm)	A choisie(cm^2)
RDC	V_2	20X70	745.91	359.82	G+Q+Edx	7.3	15	5HA14=7.69
1			495.63	316.20	G+Q+Edx	7.3	15	5HA14=7.69
2			244.09	213.39	G+Q+Edx	5.8	15	5HA14=7.69
3			77.73	163.27	G+Q+Edx	5.7	15	5HA14=7.69

V.5.1.2. Vérification des armatures à ELS

Tableau V.31. Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_2	20×70	260.52	-0.40	7.69	1.6	15	24.2	201.63	C.V
1^{er} étage			202.92	16.41	7.69	1.6	15	24.2	201.63	C.V
$2^{ème}$ étage			123.07	24.45	5.8	2	15	26.8	201.63	C.V
$3^{ème}$ étage			49.53	36.57	5.7	2.1	15	27	201.63	C.V

V.5.1.3. Les armatures horizontales

Tableau V.32. Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_2	20	198	215.07	0.84	5	15	5HA14=7.69
1^{er} étage			198	189.50	0.74	5	15	5HA14=7.69
$2^{ème}$ étage			198	128.17	0.50	5	15	5HA14=7.69
$3^{ème}$ étage			198	99.28	0.39	5	15	5HA14=7.69

V.5.2. Les trumeaux

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.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant

Tableau V.33. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_2	20	198	120	108.31	0.43	0.46	Flexion simple
1ère			198	120	148.46	0.58	0.38	Flexion simple
2ème-			198	120	92.25	0.36	0.40	Flexion simple
3ème			78	120	107.18	1.07	1.06	Flexion simple

Tableau V.34. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)		St (cm)	A choisie (cm²)	
	Al	At		Al	At
RDC -	0.01	1.58	15	12HA14=18.47	12HA10=9.48
1	0.01	1.58	15	12HA14=18.47	12HA10=9.48
2	0.01	1.58	15	12HA14=18.47	12HA10=9.48
3	0.05	1.58	15	12HA14=18.47	12HA10=9.48

BLOC A

V.1.Calcul des poutres

Figure V.20. La section des poutres principales

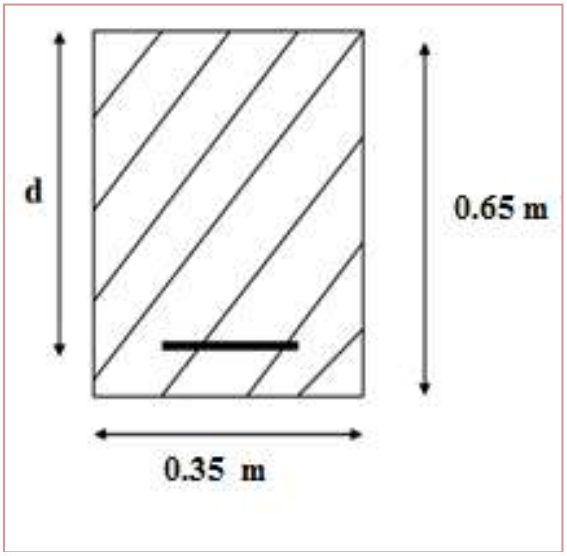
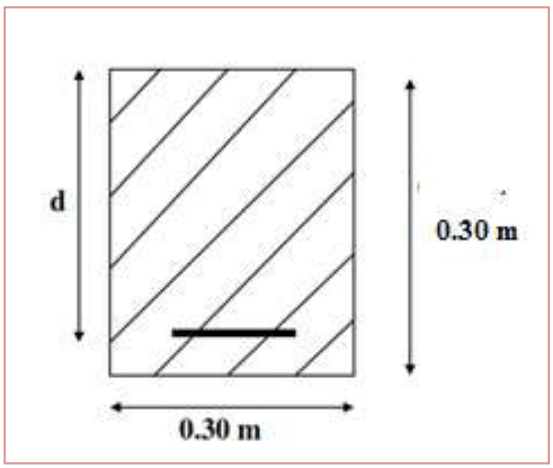


Figure V.21. La section des poutres secondaires



V.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

❖ **Armatures longitudinales**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.35. Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	35*65	Interme	Travée	122.24	ELU	5.8	4HA16=8.04
			Appui	280.56	ELU	14.0	4HA16+4HA14=14.20
		Rive	Travée	125.72	ELU	6.0	4HA16=8.04
			Appui	162.081	ELU	9.4	4HA16+4HA14=14.20
Etage courant	35*65	Interme	Travée	127.72	ELU	6.1	4HA16=8.04
			Appui	-253.54	ELU	12.7	4HA14+4HA14=14.20
		Rive	Travée	129.05	ELU	6.12	4HA16=8.04
			Appui	-230.24	ELU	11.3	4HA16+4HA14=14.20

Tableau .V.36. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*30	Interme	Appui	10.54	$G+Q+E_{dy}$	1.10	3HA12=3.39
			Appui	-11.49	$G+Q+E_{dy}$	1.20	3HA12=3.39
		Rive	Appui	29.85	$G+Q+E_{dy}$	3.30	3HA12=3.39
			Appui	-32.77	$G+Q+E_{dy}$	3.38	3HA12=3.39
Etage courant	30*30	Interme	Appui	17.05	$G+Q+E_{dy}$	1.8	3HA14=4.62
			Appui	-18.07	$G+Q+E_{dy}$	1.9	3HA14=4.62
		Rive	Appui	36.23	$G+Q+E_{dy}$	4	3HA14=4.62
			Appui	-38.66	$G+Q+E_{dy}$	4.3	3HA14=4.62

V.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau V.37. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	35*65	interme	Travée	89.19	8.04	8.7	15	114.8	201.63	CV
			Appui	-223.22	14.20					
		rive	Travée	118.45	8.04	5.7	15	74.5	201.63	
			Appui	-141.64	14.20					
Etage courant	35*65	interme	Travée	134.62	8.04	6.7	15	-	201.63	
			Appui	-183.18	14.20					
		rive	Travée	108.19	8.04	5.8	15	-	201.63	
			Appui	-143.82	14.20					

Tableau V.37. Vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*30	interme	Appui	1.85	3.39	0.3	15	-	201.63	CV
		rive	Appui	-2.06	3.39	0.4	15	4.6	201.63	
		interme	Appui	2.70	3.39	0.5	15	-	201.63	
		rive	Appui	-3.95	3.39	0.7	15	8.9	201.63	
Etage courant	30*30	interme	Appui	6.45	4.62	1.1	15	-	201.63	
		rive	Appui	-7.87	4.62	1.3	15	4.2	201.63	
		interme	Appui	14.85	4.62	1.3	15	-	201.63	
		rive	Appui	-16.22	4.62	3.9	15	6.1	201.63	

V.1.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Tableau V.38. Vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{finale}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	35*65	interme	Travée	4HA16=8.04	16.08	13.65	91	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		136.5	Vérifier
		rive	Travée	4HA16=8.04	16.08	13.65	91	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		136.5	Vérifier
Etage courant	35*65	interme	Travée	4HA16=8.04	16.08	13.65	91	Vérifier
			Appui	4HA14+4HA14=14.20	22.24		136.5	Vérifier
		rive	Travée	4HA16=8.04	16.08	13.65	91	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		136.5	Vérifier

Tableau V.39. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{finale} ($cm^{2)}$)	A_{Min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*30	inter	Appuis	3HA12=3.39	6.78	5.4	36	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78			
		rive	Appuis	3HA12=3.39	6.78	5.4	36	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78			
Etage courant	30*30	inter	Appuis	3HA14=4.62	9.24	5.4	36	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24			
		rive	Appuis	3HA14=4.62	9.24	5.4	36	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24			

Tableau V.40. Vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{finale}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	35*65	interme	Travée	4HA16=8.04	16.08	2.27	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		
		rive	Travée	4HA16=8.04	16.08	2.27	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		
Etage courant	35*65	interme	Travée	4HA16=8.04	16.08	2.27	Vérifier
			Appui	4HA14+4HA14=14.20	22.24		
		rive	Travée	4HA16=8.04	16.08	2.27	Vérifier
			Appui	4HA16+4HA14=14.20	22.24		

Tableau V.41. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{finale}(cm^{2)}$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*30	inter	Appuis	3HA12=3.39	6.78	0.9	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78		
		rive	Appuis	3HA12=3.39	6.78	0.9	Vérifier
			Appuis	3HA12=3.39	6.78		
Etage courant	30*30	inter	Appuis	3HA14=4.62	9.24	0.9	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24		
		rive	Appuis	3HA14=4.62	9.24	0.9	Vérifier
			Appuis	3HA14=4.62	9.24		

V.1.4. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

Tableau V.42. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V.43. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Tous les niveaux	35*65	196.645	ELU	0.89	3.33	Vérifier

Tableau V.44. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Tous les niveaux	30*30	52.295	ELU	0.63	3.33	Vérifier

V.1.5.Calcul des armatures transversales

Tableau V.45. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les niveaux	35*65	0.89	40	1.6	16.25	32.5	2.62	15	25	6Ø8 =3.01

Tableau V.46. : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les niveaux	30*30	0.63	24.75	0.85	7.5	15	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

V.1.6. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.47. Vérification de la flèche des poutres principales

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	35*65	0081	0.062	C.V	0.081	0.040	C.V	0.0014	0.010	C.V

Tableau V. 48. Vérification de la flèche des poutres secondaires

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*30	0.113	0.062	C.V	0.113	0.10	C.V	0.002	0.010	C.V

❖ **Commentaire :**

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

Figure .V.22. Ferraillage des poutres principales (30*65) intermédiaires du niveau

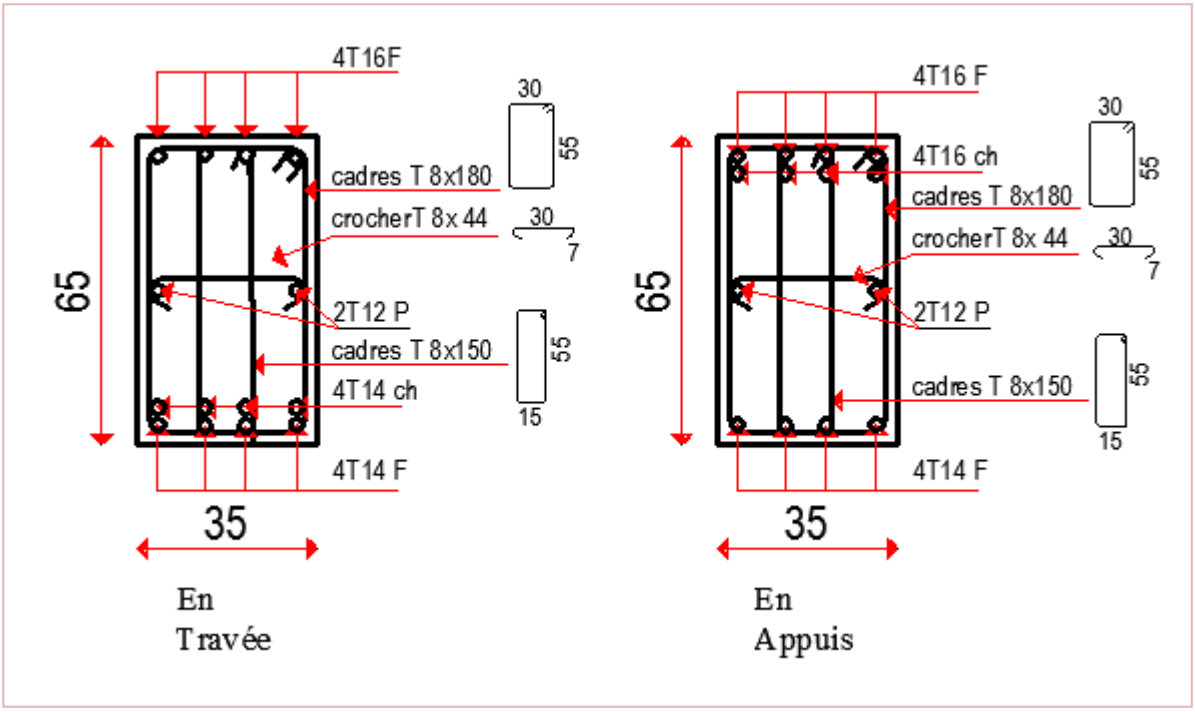


Figure .V.23. Ferraillage des poutres principales (30*65) rive du niveau terrasse.

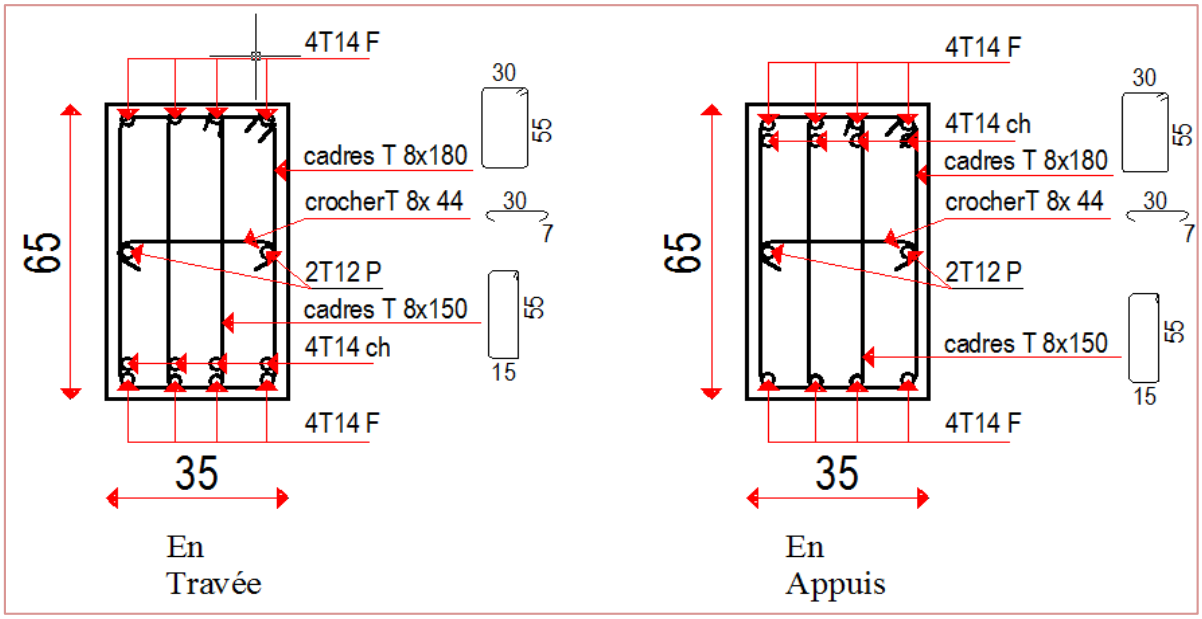


Figure .V.24. Ferraillage des poutres principales (35*65) intermédiaires des étages.

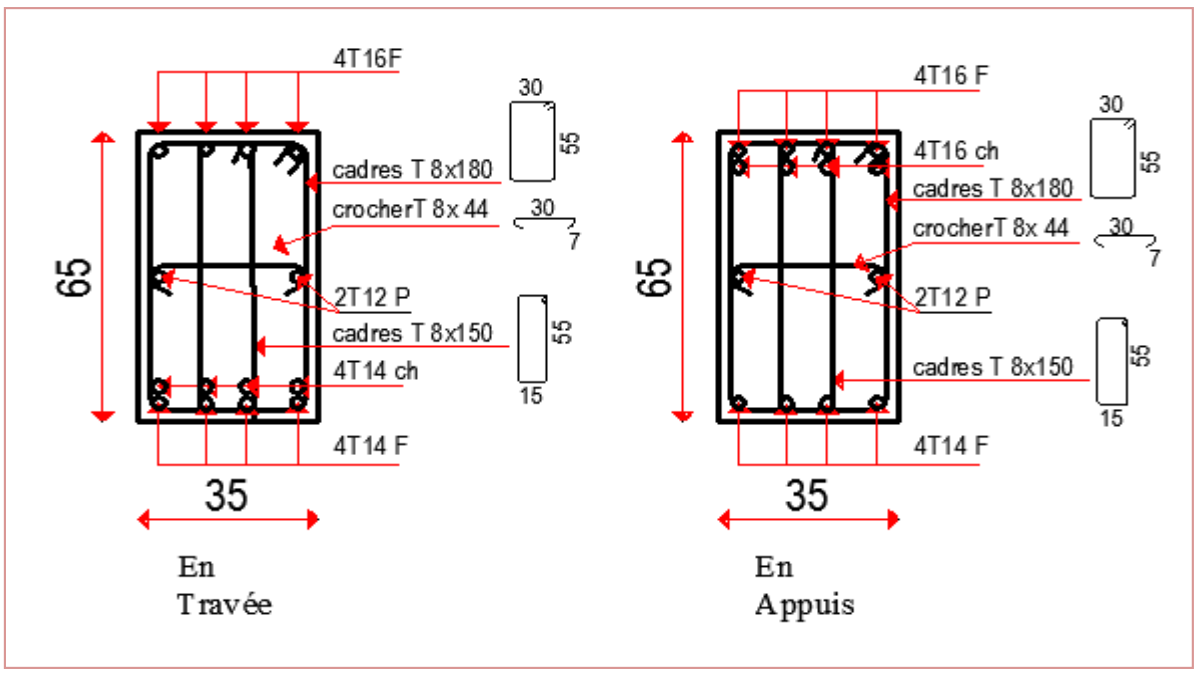


Figure .V.25. Ferraillage des poutres principales (35*65) de rive des étages.

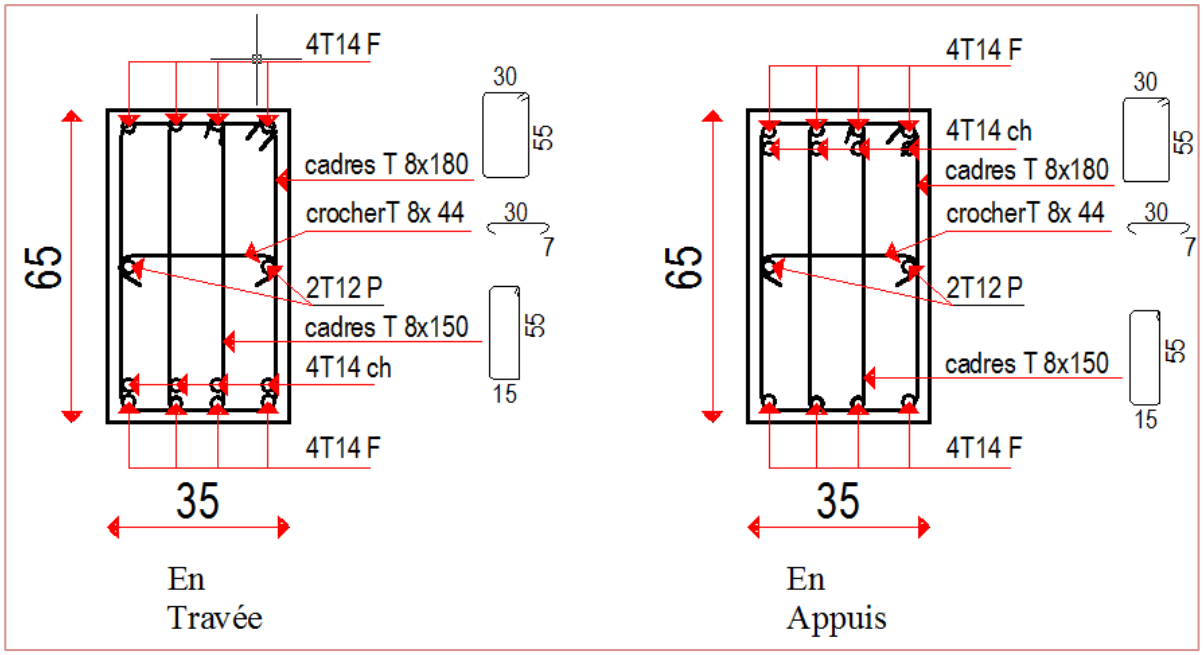


Figure .V.26. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) intermédiaires du niveau terrasse

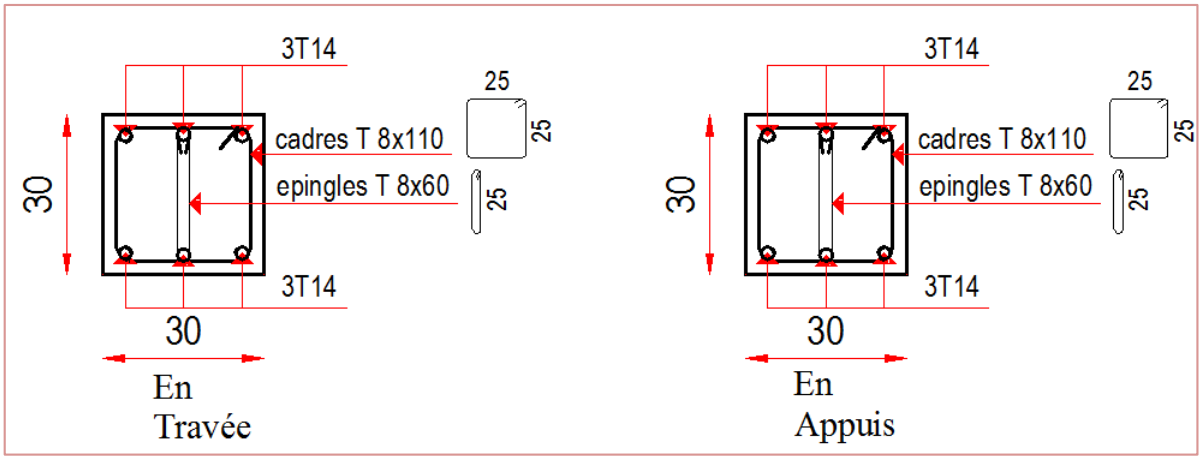


Figure .V.27. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) de rive du niveau terrasse.

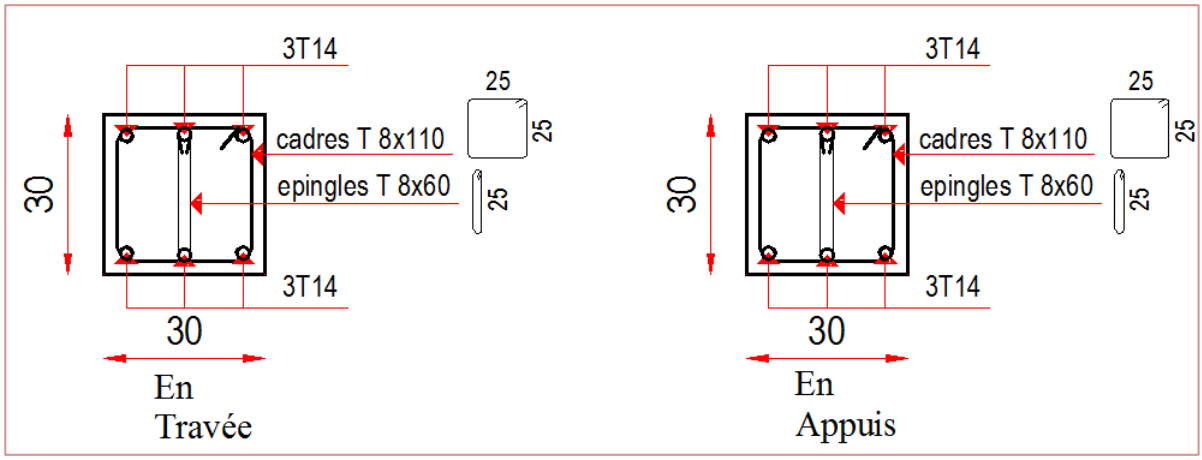


Figure .V.28. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) intermédiaires des étages

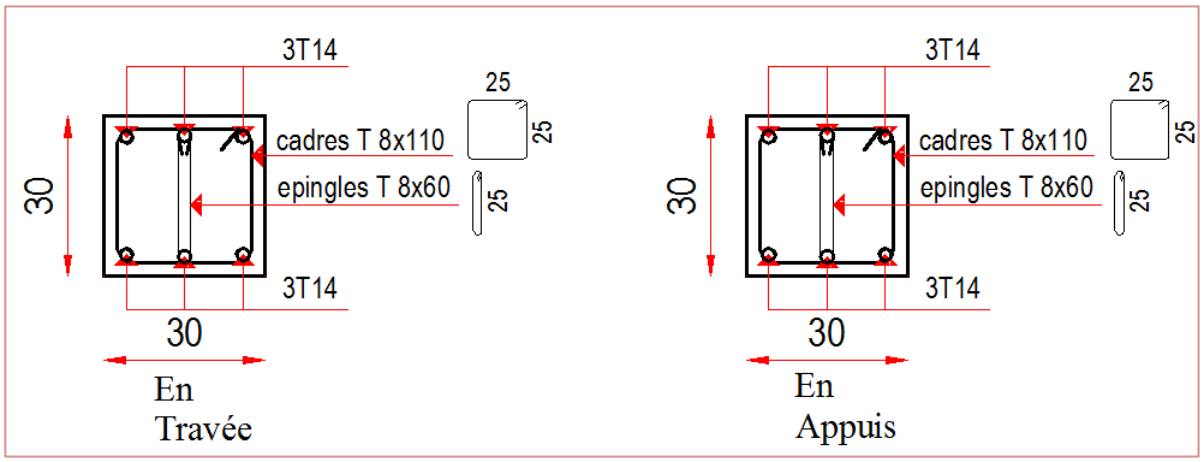
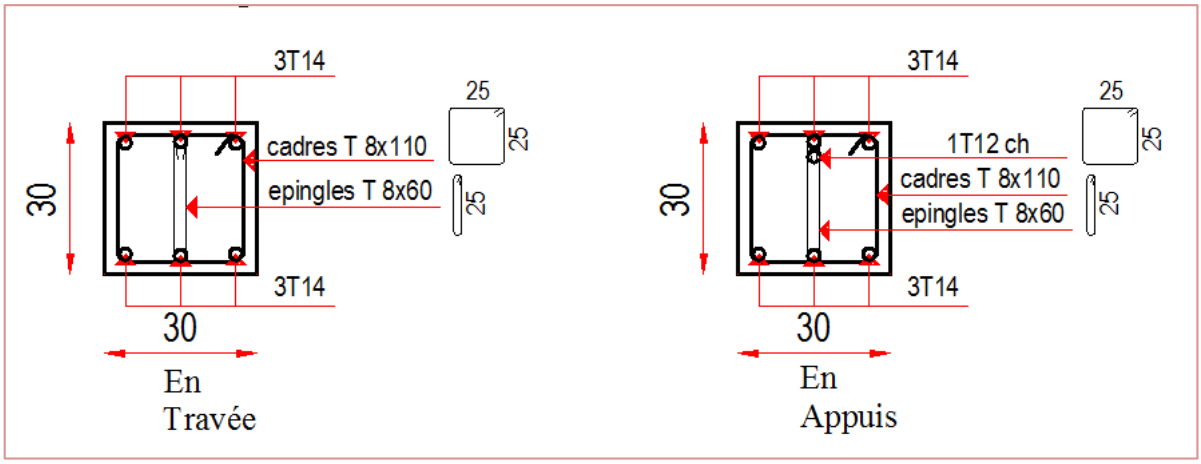


Figure .V.29. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) de rive des étages



V.2. Calcul des poteaux

Tableau V. 49. Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	$As_1(cm^2)$	$As_2(cm^2)$ (cm^2)
12.56	POT35*75	N max	1.35G+1.5Q	2361.32	32.97	-2.52	2.8	1.6
4.40	POT35*75	M max	G+Q+Edx	422.31	-7.59	377.45	26.1	0.1
4.40	POT35*75	N min	0,8.G+Edx	-29.02	-4.84	0.28	1.4	1.4

V.2.1. Calcul ferraillage des poteaux:

Tableau V. 50. Chois des Armatures longitudinaux des poteaux

Section	$As_1(cm^2)$	$As_2(cm^2)$	$A_{minA}CBA$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{x,y}$ Finale (cm^2)
35*75	26.1	0.1	2.625	23.62	12HA16=24.13
35x35	1.4	1.4	1.225	11.03	8HA14=12.31

V.2.2. Vérification à l'Etat Limite Service

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau V. 51. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)	Les états limite de service sont satisfaits.
POT35*75	G+Q	1714.57	-1.81	23.75	7.8	110.3	15.00	201.63	
POT35*75	G+Q	463.80	-15.30	186.09	11.1	119.7	15.00	201.63	
POT35*35	G+Q	40.08	-0.28	-31.38	10.5	100	15.00	201.63	

Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Tableau V. 52. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés et rectangulaire

Section	Tu(KN)	At(mm²)	λ_g	ρ_a	St cal	Zone	St cal	choix
POT35*75	188	1674.45	8.8	2.5	29.5	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
POT35*75	24.582	218.54	8.16	2.5	29.5	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

V.2.3.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau V. 53. : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*75	courante	1.48	8.8	-	-	oui
	nodale	4.78		-	-	oui
35*35	courante	0.41	8.16	-	-	oui
	nodale	0.62		-	-	oui

Figure .V.30. Ferraillage des poteaux rectangle (35×75)

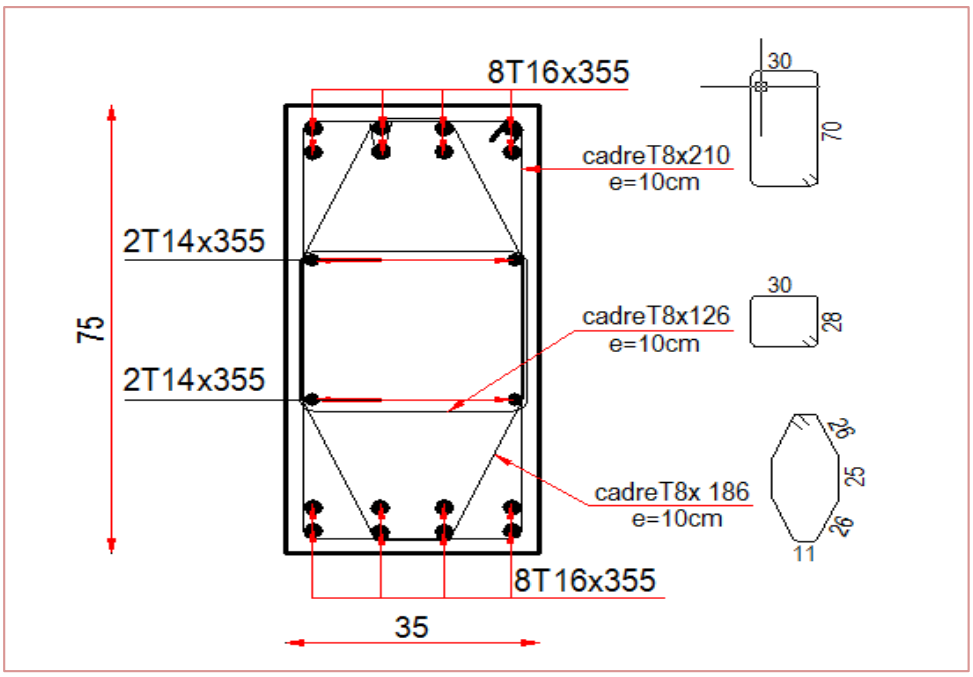
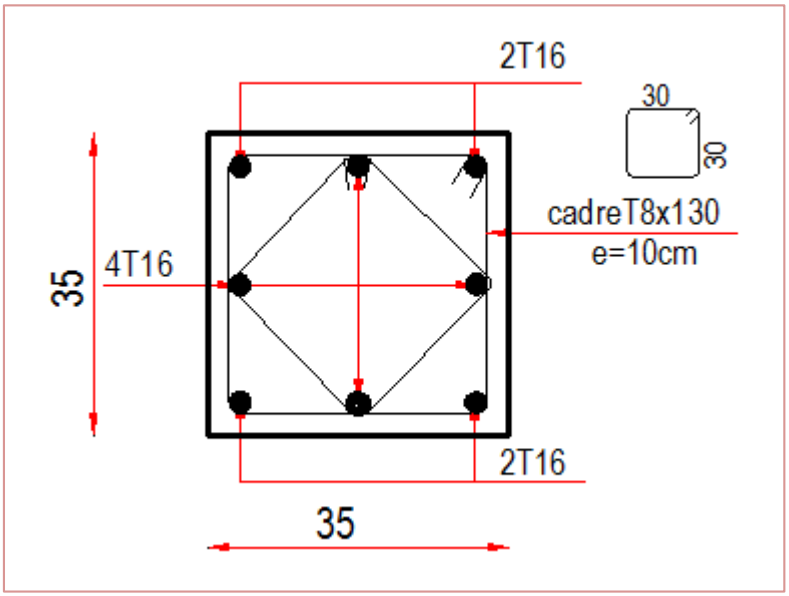


Figure .V.31. : Ferraillage des poteaux carré (35×35)



V.3.Ferraillage des voiles pleins

V.3.1. Armatures verticales

❖ **. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :**

Tableau V. 54. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X

Tableau V. 55. Calcul des armateurs verticaux des voiles

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V1	20X247	1227.06	2006.43	G+Q+Edx	10.7	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			1127.31	1122.86	G+Q+Edx	10.7	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			881.08	549.78	G+Q+Edx	10.7	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			595.25	807.72	G+Q+Edx	10.7	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			283.06	364.37	G+Q+Edx	10.7	15	2x (16HA10=12.57cm²)

Tableau V. 56. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}RPA(cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	Vérification
s.sol	V1	20X247	2x (16HA10=12.57cm²)	7.41	4.94	Vérifier
RDC			2x (16HA10=12.57cm²)	7.41	4.94	Vérifier
1ème			2x (16HA10=12.57cm²)	7.41	4.94	Vérifier
2eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.41	4.94	Vérifier
3eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.41	4.94	Vérifier

V.3.2. Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

❖ Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

❖ Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V. 57. Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
s.sol	V1	20X247	1064.26	63.58	10.7	2.3	15	34.2	201.63	C.V
RDC			815.66	142.56	10.7	2.1	15	31.8	201.63	C.V
1ème			624.20	97.57	10.7	1.6	15	23.7	201.63	C.V
2eme			402.86	139.69	10.7	1.3	15	19.9	201.63	C.V
3eme			176.57	186.80	10.7	1.1	15	16.2	201.63	C.V

V.3.3. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V. 58. Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	voile	e (cm	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V1	20	405	485.34	0.94	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			373	406.81	0.85	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			373	235.03	0.49	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			373	391.46	0.82	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			373	210.61	0.44	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)

V.3.4. Armatures transversales

Tableau V. 59. Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Sens-Y

Tableau V. 60. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V2	20X265	1398.80	4219.79	G+Q+Edy	11.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			1110.59	2404.93	G+Q+Edy	11.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			859.04	1327.41	G+Q+Edy	11.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			582.65	953.99	G+Q+Edy	11.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			260.45	335.09	G+Q+Edy	11.4	15	2x (16HA10=12.57cm²)

Tableau V. 61. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}RPA(cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	Vérification
s.sol	V2	20X265	2x (16HA10=12.57cm²)	7.95	5.30	Vérifier
RDC			2x (16HA10=12.57cm²)	7.95	5.30	Vérifier
1ème			2x (16HA10=12.57cm²)	7.95	5.30	Vérifier
2eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.95	5.30	Vérifier
3eme			2x (16HA10=12.57cm²)	7.95	5.30	Vérifier

. V.3.5. Vérification des armatures à ELS

Tableau V. 62. Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
s.sol	V2	20X265	1218.47	-18.07	11.4	2.2	15	33.4	201.63	C.V
RDC			928.52	-51.69	11.4	1.8	15	27.4	201.63	C.V
1ème			668.95	-77.27	11.4	1.5	15	21.3	201.63	C.V
2eme			406.59	-43.93	11.4	0.9	15	13.1	201.63	C.V
3eme			185.54	-43.21	11.4	0.5	15	7.2	201.63	C.V

V.3.6. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V. 63. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins :

Niveau	voile	e (cm	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
s.sol	V1	20	405	900.92	1.73	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
RDC			373	709.90	1.48	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
1ème			373	474.87	0.99	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
2eme			373	362.37	0.75	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)
3eme			373	128.42	0.26	5	15	2x (16HA10=12.57cm²)

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

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.

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Définition

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, Trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible

Du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à R4V assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles
- Fondations semi profondes
- Fondations profondes

De notre projet on va étudier les Fondations superficielles

VI.2.3. Les Types de fondations superficielles

a. Les semelles isolées

Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette Catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et les semelles Circulaires (de diamètre B).

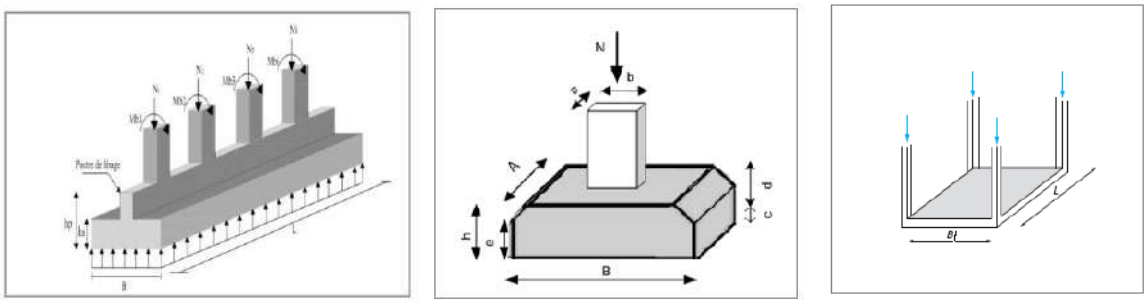
b. Les semelles filantes

Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L/B > 10).

c. Les radiers ou dallages

De dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

Figure VI.1 : Types de fondations superficielles



VI.2.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

D'apret le raport du sole on a etudierLes semelles filantes

VI.2.5. Calcul des semelles filantes

Bloc A

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.Schema d'une semelle filante sous poteaux

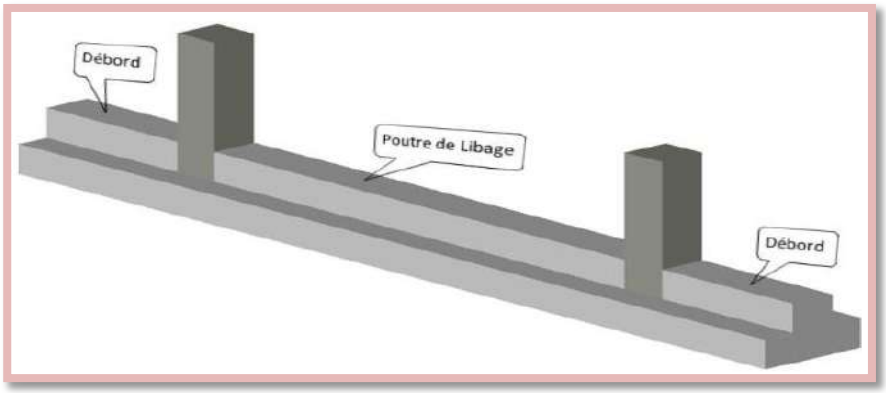
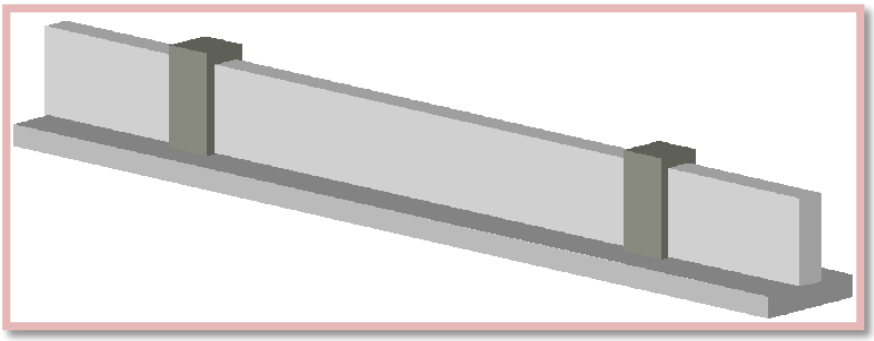


Figure VI.3.Schema d'une semelle filante sous voile



a. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$

Tableau VI.1.Dimensions des semelles filantes

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} (KN/ ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)
SF_1	12	6034.76	502.89	2.5	3.70	0.70
SF_2	12	1479.97	123.33	0.62	1.00	0.30
SF_3	3.80	1165.951	306.82	1.53	2.20	0.50
SF_4	10.10	1865.204	184.67	0.923	1.50	0.35

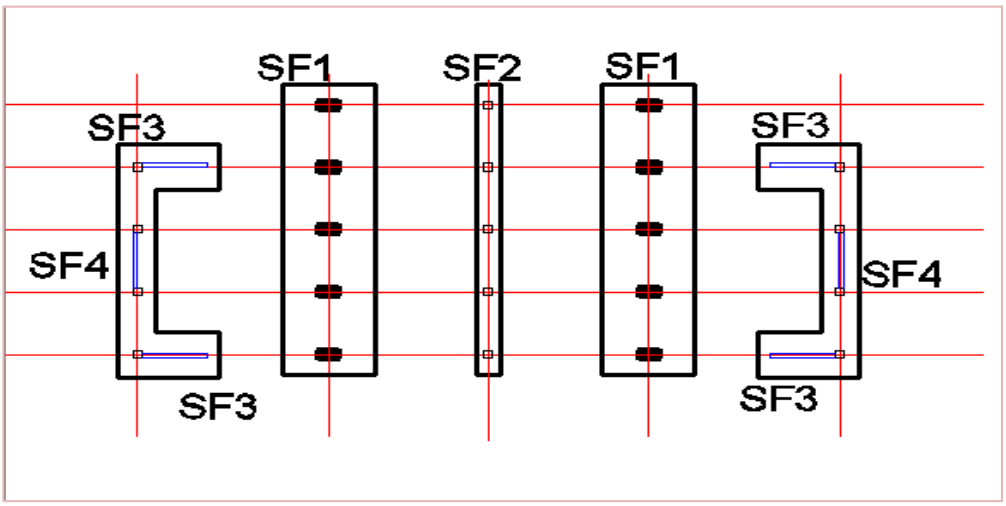
Tableau VI.2.Vérification des contraintes à l'ELS des semelles

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (MPa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF_1	6034.76	157.95	25.81	328.48	0.194	CV
SF_2	1479.97	162.56	21.51	338.075	0.182	
SF_3	790.27	157.95	25.81	328.48	0.195	
SF_4	1696.6	87.75	12.90	182.49	0.179	

Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles

Semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
SF_1-SF_2	3.70	1	3.52	6.40	Pas de chevauchement
SF_1-SF_4	3.70	1.50	3.9	7.60	
SF_1-SF_3	3.70	4.00	5.77	7.60	

Fig 4 :Disposition des semelles filants



a.1. Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à L'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements Sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a.1.1. rmatures principales

$$A=N\left(1+\frac{3e_0 b}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec

- N: étant le nombre de barres

- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.Armatures principales des semelles filantes

Semelle	L (m)	N_{ElU} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{ELU} (cm^2)	Aser (cm^2)	$A_{eluchoisie}$ (cm^2)	$A_{serchoisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	12	8289.28	6034.76	690.77	502.89	9.92	7.22	8HA14 =12.32	4HA16= 8.04	10
SF_2	12	2042.33	1479.97	170.19	123.33	2.44	1.79	4HA12 =4.52	4HA12= 4.52	20
SF_3	3.80	1076.22	1165.95	283.21	306.82	4.06	4.43			
SF_4	10.10	2322.24	1865.20	229.92	184.67	3.30	2.72			

a.1.2. Armatures de répartition

Tableau VI.4. Armatures de répartition

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	3.08	4HA12=4.52	20
SF_2	1.13	4HA12=4.52	20
SF_3	1.13	4HA12=4.52	20
SF_4	1.13	4HA12=4.52	20

a.1.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

Avec :

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: 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.5. Vérification des longueurs de scellement :

Semelle	HA(mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	14	50	46.25	92.5	Ancrage courbe
SF2	12	42.85	12.5	25	Ancrage courbe ou rectiligne.
SF3			27.5	55	
SF4			18.75	37.5	

a.1.4. Vérification de la stabilité au renversement :►► [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.5. Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	8289.28	11.4	0.0013	3.7	0.92.	CV
SF_2	2042.33	7.34	0.0035	1.00	0.25	
SF_3	1076.22	1.55	0.0014	2.20	0.55	
SF_4	2322.24	0.55	0.0002	1.50	0.37	

b. Poutre de Libage

b.1. Dimensionnement

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 h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1,PL2,) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF2) respectivement .

Tableau VI.6. Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.35	3	0.50	364583.33	3.5	Oui
PL2	0.35	3	0.50	364583.33	3.5	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$q \leq \frac{\sum N}{L}$Dimensionnement de la poutre de libage

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	3142.8	2328	12	261.9	194
PL2	2948.4	2184	12	245.7	182

b.2.Calcul des moments

Aux appuis :

- À l'ELU:$Ma = -\frac{q_u*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$
- À l'ELS :$Ma = -\frac{q_{ser}*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$

En travées :

- À l'ELU:$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$
- À l'ELS :$Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$

Tableau VI.8. Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	199.64	99.82	145.50	72.75
PL2	187.49	93.75	-136.5	68.25

b.3.Calcul du ferraillage

b.3.1. Armatures longitudinales

❖ **Calcul à l'ELU**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a : $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9.: Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	99.82	47	6.4	0.00	4HA16=8.04
	appui	199.64	47	13.6	0.00	8HA16=16.08
PL2	Travée	93.75	47	6	0.00	4HA16=8.04
	appui	187.49	47	12.7	0.00	8HA16=16.08

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15MPa.

$[\sigma_s]$= 201.6MPa.

Tableau VI.10. Vérifications des armatures longitudinaux de la poutre de libage à l'ELS

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	Travée	8.04	72.75	6.6	201.63	CV
	appui	16.08	145.50	10.5		
PL2	Travée	8.04	68.25	6.2		
	appui	16.08	136.5	9.9		

b.3.2.Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 50 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=2*1.2 =2.4cm², donc on adopte 2HA14=3.08cm².

b.3.3.Armatures transversales

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau VI.11.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	399.29	2.42	2.5	4HA8=2.01	10	15
PL2	374.99	2.27	2.5	4HA8=2.01	10	15

c. Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄

❖ Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

❖ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

❖ Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :**F= (N/ α) ≥20 KN.**

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : $30*40cm^2$

❖ Situation durable :

Béton : σ_{bc}= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γ_b= 1.5

Acier: FeE 400; σ_s= 348 MPa; FeE 400; γ_s = 1.15

❖ Situation accidentelle :

Béton : σ_{bc}= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γ_b= 1.5

Acier: FeE400;σ_s= 400 MPa; γ_s = 1

c.1. Ferraillage à l'état limite ultime

c.1.1.Armatures longitudinales

F= (N/ α) ≥20 KN avec : α=12

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.12. Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	Vérification
30x40	2361.32	196.77	5.65	6HA14=9.24	1.2	7.2	C.V

c.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.13.Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x40	1714.57	142.88	9.42	155.3	201.63	CV

c.1.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

- $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄:

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]

- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]

- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

❖ Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄

- S_t = min [0.9d; 40cm]

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ MPa

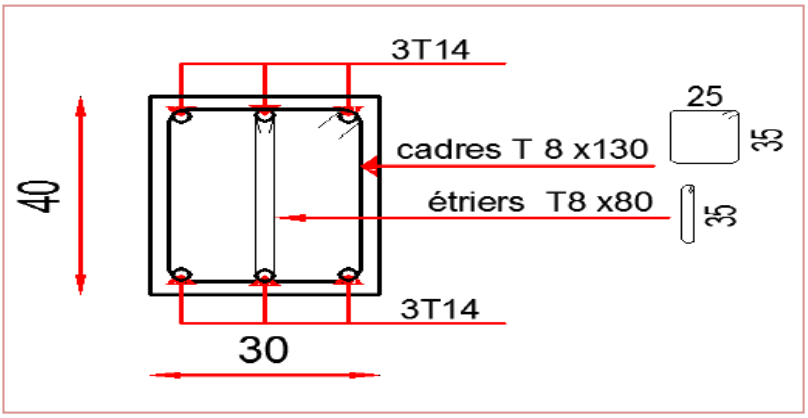
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$A_t(cm^2)$	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$A_t(cm^2)$	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*40	0.45	33.75	1.01	10	15	0.9	10	15	4HA8 =2.01

Figure IV.5.Ferraillage des longrines



BLOC B

a. Dimensionnement

Tableau VI.15. Dimensions des semelles filantes

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)
SF_1	38	7665.47	201.72	1.01	1.30	0.30
SF_2	38	6499.33	361.07	0.85	1.30	0.30
SF_3	38	6599.54	173.67	0.87	1.30	0.30
SF_4	38	7521.81	197.94	0.989	1.30	0.30
SF_5	38	6372.80	167.70	0.83	1.30	0.30
SF_6	4.50	1946.59	432.57	2.16	2.70	0.65
SF_7	4.50	1395.37	310.08	1.55	2.00	0.45
SF_8	14.80	2771.52	187.26	0.94	1.20	0.30

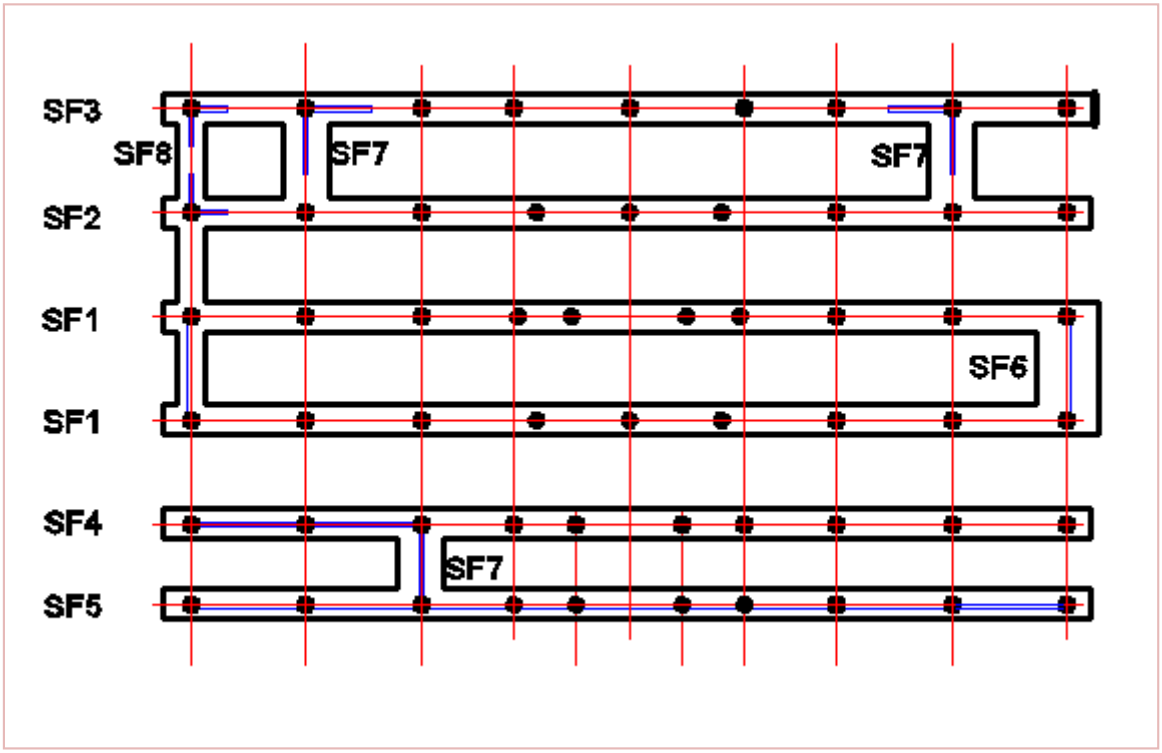
Tableau VI.16.Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (MPa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF_1	7665.47	370.5	77.96	1341.7	0.191	CV
SF_2	6499.33	370.5	92.13	1341.7	0.168	
SF_5	6599.54	370.5	63.79	1341.7	0.170	
SF_6	7521.81	370.5	63.79	1341.7	0.188	
SF_5	6372.80	370.5	70.88	1341.7	0.165	
SF_6	1946.59	197.43	10.63	247.50	0.198	
SF_7	1395.37	101.25	12.61	218.25	0.192	
SF_8	2771.52	133.20	28.35	482.36	0.192	

Tableau VI.17.Vérification de chevauchement des semelles

Semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
SF_3-SF_2	1.30	1.30	1.95	4.50	Pas de chevauchement
SF_2-SF_1	1.30	1.30	1.95	4.50	
SF_1-SF_4	1.30	1.30	1.95	4.50	
SF_4-SF_5	1.30	1.30	1.95	3.50	
SF_7-SF_8	2.00	1.20	2.40	5.00	

Fig 4 :Disposition des semelles filants



a.1.Calcul de ferraillage

a.1.1. Armatures principales

$$A=N\ \left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \qquad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

.Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Armatures principales des semelles filantes

Semelle	L (m)	N_{ElU} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{ELU} (cm^2)	$A_{eluchoisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	38	10476.1	7665.47	275.68	201.72	3.96	4HA12=4.52	20
SF_2	38	15807.735	6499.33	415.99	361.07	5.97	4HA16=8.04	15
SF_3	38	8237.656	6599.54	216.78	173.67	3.11	4HA12=4.52	20
SF_4	38	10432.699	7521.81	274.54	197.94	3.94	4HA12=4.52	20
SF_5	38	8726.73	6372.80	229.65	167.70	3.29	4HA12=4.52	20
SF_6	4.50	2406.848	1946.59	534.85	432.57	7.68	4HA16=8.04	15
SF_7	4.50	1929.837	1395.37	428.85	310.08	6.16	4HA16=8.04	15
SF_8	14.80	3809.727	2771.52	257.41	187.26	3.69	4HA12=4.52	20

a.1.2.Armatures de répartition

Tableau VI.19. Armatures de répartition

Semelle	$A_{répartition}$ (cm²)	$A_{répartition}$ (cm²)	ESP (cm)
SF_1	1.13	4HA12=4.52	25
SF_2	2.01	4HA12=4.52	25
SF_3	1.13	4HA12=4.52	25
SF_4	1.13	4HA12=4.52	25
SF_5	1.13	4HA12=4.52	25
SF_6	2.01	4HA12=4.52	25
SF_7	2.01	4HA12=4.52	25
SF_8	1.13	4HA12=4.52	25

a.1.3. Vérification des longueurs de scellement

Tableau VI.20. Vérification des longueurs de scellement

Semelle	HA(mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	16.25	32.5	Ancrage courbe
SF3			16.25	32.5	
SF8			15	1.20	
SF4			16.25	32.5	
SF5			16.25	32.5	
SF2	16	57.1	16.25	32.5	
SF6			33.75	67.5	
SF7			25	50	

a.1.4. . Vérification de la stabilité au renversement :►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau VI.21. Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	10476.1	9.06	0.0008	1.30	0.325	CV
SF_2	15807.735	23.84	0.0015	1.30	0.325	
SF_3	8237.656	10.75	0.0013	1.30	0.325	
SF_4	10432.699	21.83	0.0020	1.30	0.325	
SF5	8726.73	18.13	0.0020	1.30	0.325	
SF6	2406.848	0 .39	0.0001	2.70	0.675	
SF7	1929.837	0.67	0.0003	2.00	0.500	
SF8	3809.727	0.83	0.0002	1.20	0.300	

b. Poutre de Libage

b.1. Dimensionnement

Les poutres de libage (PL1) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF2) respectivement

.

Tableau VI.22. Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.35	5	0.70	1000416.66	5	Oui

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.23. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	15807.735	6499.33	5	267.3	198

b.2. Calcul des moments

Tableau VI.24. Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	590.65	349.94	841.76	483.04

b.3.Calcul du ferraillage

b.3.1. Armatures longitudinales

- **Calcul à l'ELU**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25. Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	349.94	67	15.7	0.00	8HA16=16.08
	Appui	590.65	67	28.7	0.00	4HA20+10HA16=32.67

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.26. Vérifications des armatures longitudinaux de la poutre de libage à l'ELS

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	Travée	16.08	483.04	14	201.63	CV
	Appui	32.67	841.76	14.8		

b.3.2. Armatures de peau

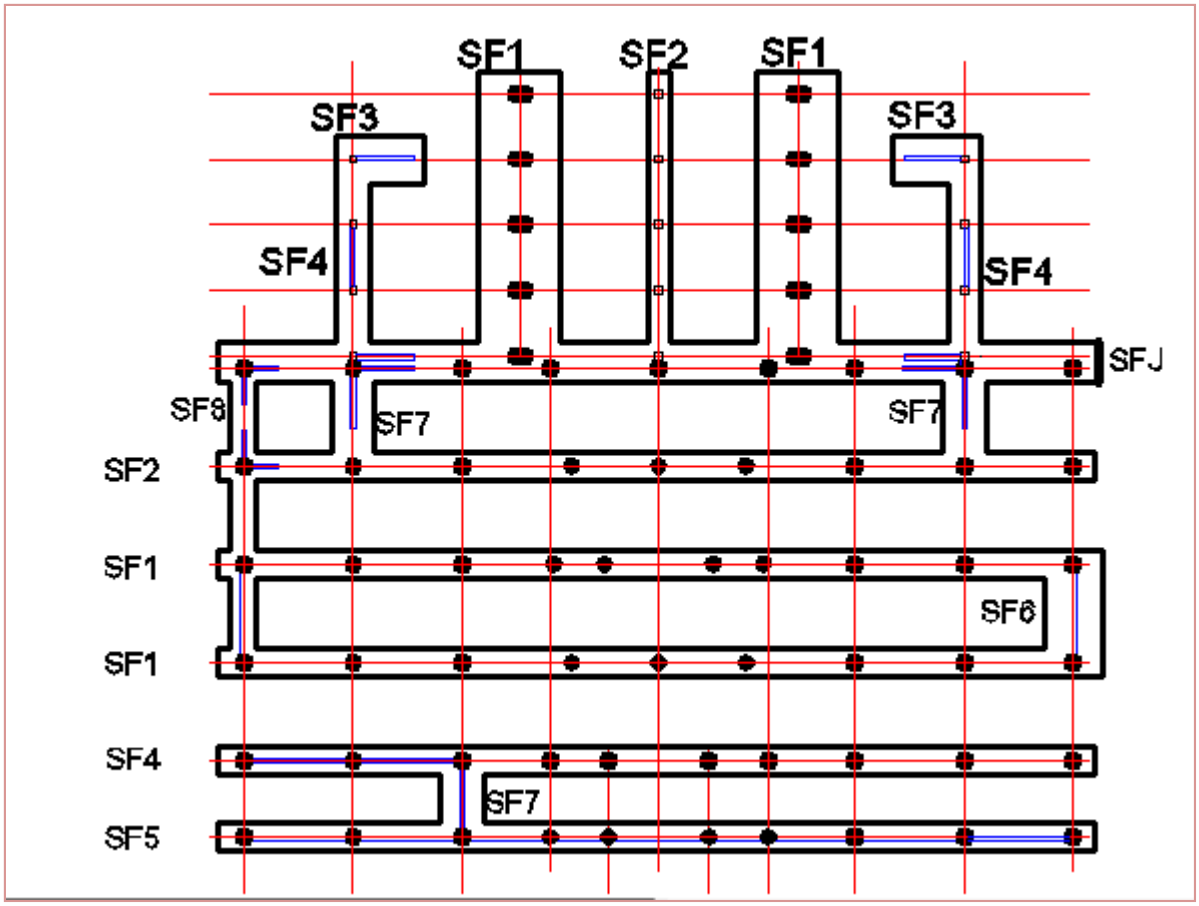
Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=4*1.2 =4.8cm², donc on adopte 4HA10=4.52cm².

b.3.3. Armatures transversales

Tableau VI.27.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	851.706	2.48	2.5	4HA10=4.52	10	15

Fig 5:dispositon des semelles filentes de deux bloc



VI.3. Voile périphérique

Notre voile périphérique joue le rôle d'un encastrement de la structure à la base.

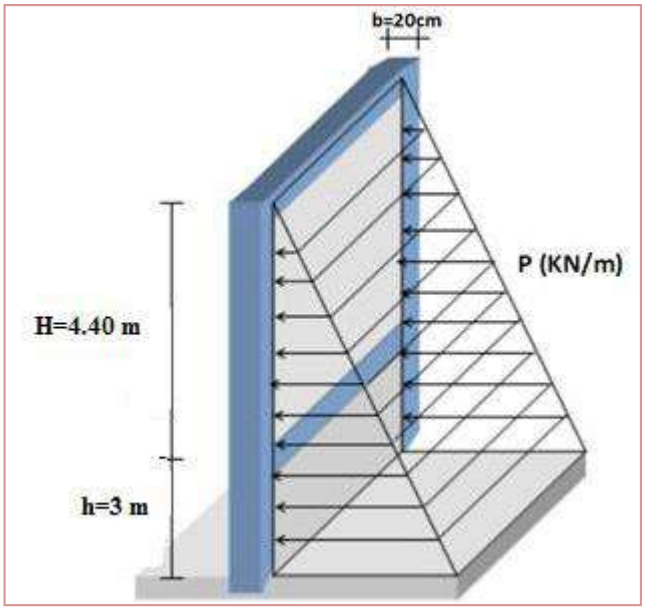
D'après RPA 99 version 2003 Art [10.1.2], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques Minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens horizontal et Vertical ;
- Un recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur du voile périphérique égale à 7.40m ; composé de deux panneaux encastrés dans Les quatre cotés, l'un est de hauteur (H1=4,40m) et l'autre de hauteur (H2=3m).

FigureVI.7. Le voile périphérique



VI.3.1. Méthode de calcul [7]

Le voile périphérique est considéré comme une dalle pleine encastrée sur les quatre cotés. Il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale des terres (P), tel que :

P =P sol+P route

Avec :

Psol=qu sol×S

=18×5.55

=99.9KN/m

P route = 5KN/m Donc :

P = 104.9 KN/m .

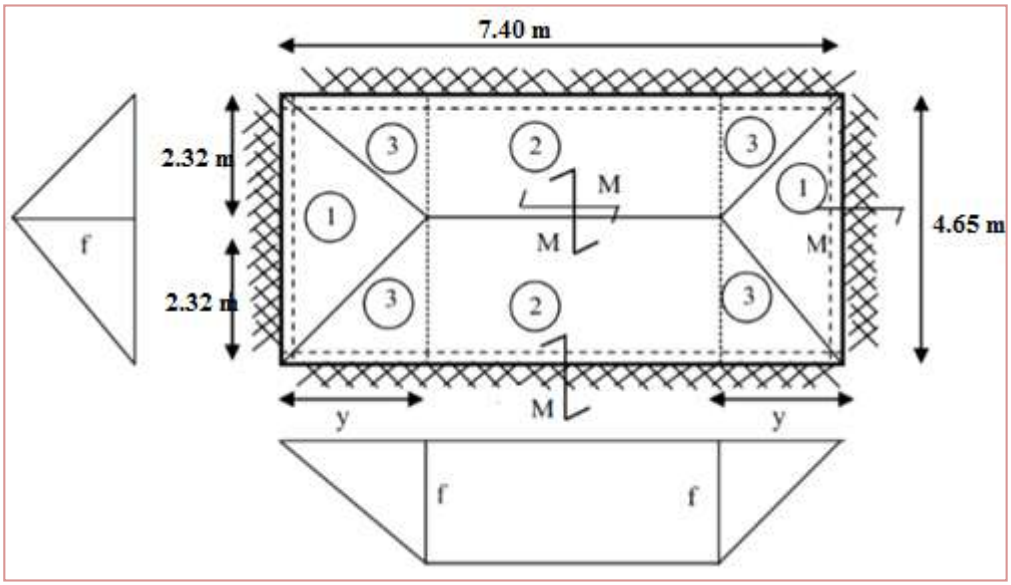
Pu=1.35 P =141.61 KN/ m

Pser= P =104.9 KN/m

Pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture. Elle est basée sur :

Σ Travail externe = Σ Travail interne

FigureVI.8. Efforts dans la dalle rectangulaire



❖ Travaille externe

$T_{ext}(1)= P_u\ L_x \frac{y}{2}\frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u\ L_x\ (L_y-2y)\ \frac{f}{4}$

$T_{ext}(3) = P_u \frac{Lx}{4} y\ \frac{f}{3}$

Donc:

$T_{ext}= \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)= 2T_{ext}(1) +2\ T_{ext}(2) + 4T_{ext}(3) = P_u\ f\ [-\frac{l_x \times l_y}{2}+\frac{2(L_x \times y)}{3}\ ]$

D'où :

$T_{ext} =P_u\ f[-17.20 +3.1y]$

a.3.Travail interne

$T_{int}(1) = ML_x\frac{f}{y} + ML_x\frac{f}{y} =2ML_x\frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = =2\ ML_y\frac{f}{Lx} +2\ ML_y\frac{f}{Lx} =4ML_y\frac{f}{Lx}$

Donc :

$T_{int}= \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) =2Mf\ [\frac{L_x}{y} +\frac{2Ly}{L_x}\ ]$

D'où :

T_{int}= 2M f [$\frac{4.65}{y}$ +3.18]

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

On obtient : M= [2.09−0.37y] P_u / [$\frac{3.3}{y}$+10.36]

P_u = M[$\frac{3.3}{y}$+10.36]/[2.09−0.37y]

$\frac{dP}{dy}$ =0 ⟶ $\frac{-6.897}{y^2} + \frac{2.442}{y}$ +3.833

Après le calcul on trouve :Y =1.06 m

Donc :

P_u=7.94 M_u ⟶ $M_u = \frac{P_u}{7.94}$

P_{ser}=7.94 M_{ser}⟶ $M_{ser} = \frac{P_{ser}}{7.94}$

Alors :

M_u= 2.00KN.m

M_{ser} =1.43K

VI.3.2. Calcul du ferraillage à l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :

Mtx= M_{ty}= 0.80M_u= 1.60KN.m

Le moment on appuis :

Max= May = 0.5M_u = 1.00KN.m

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

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

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

- **Condition d'espacement :**

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

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

Tableau VI.28. Ferraillage de la dalle pleine.

Position	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Travée	x	1.60	0.006	0.997	1.50	0.35	5HA10=3.93	25
	y	1.60	0.006	0.997	1.50	0.35	5HA10=3.93	25
Appuis	x	1.00	0.004	0.998	1.50	0.22	5HA10=3.93	25
	y	1.00	0.004	0.998	1.50	0.22	5HA10=3.93	25

VI.3.3. Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= $0.80M_{ser}$ =1.144KN.m

Max= May=$0.5M_{ser}$ = 0.715KN.m

$M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2M_x \Longrightarrow 1.144 + \frac{0.715\times2}{2} = 1.859 \geq 1.2\times1.144=1.373$…..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Détermination de la valeur de(y) :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Tableau VI.29. Vérification a l'ELS

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
Travée	1.144	3.29	6187.424	0.018	0.61	15	Oui vérifier
Appuis	0.715	3.29	6187.424	0.011	0.38	15	Oui vérifier

VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau VI.30. Vérification au cisaillement

V_u	$V_x = \frac{p_u L_x}{2} = \frac{15.85 \times 1.10}{2} = 8.72$ KN
τ_u	$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{8.72 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.070$Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17$Mpa
$\tau_u \leq \overline{\tau}$	oui

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

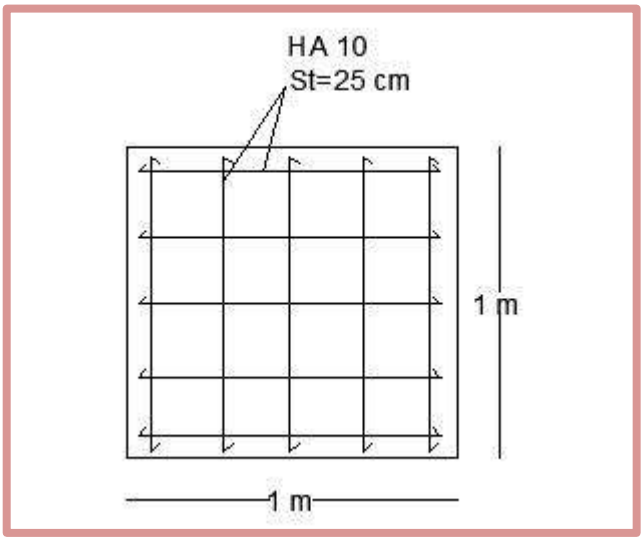
VI.3.5. Vérification de la flèche

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

Tableau VI.31. Vérification de la flèche

1[er]condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.136 > 0.033$
2[eme]conditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.003 < 0.005$
vérification	oui

FigureVI.9. Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire



CONCLUSION

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

Nous avons appris à étudier une construction en béton armé ; cette étude doit respecter les critères et les prescriptions imposées par les codes et les règlements

L'utilisation du logiciel **Sap2000 version 17** afin d'interpréter les résultats qui nous on permit d'aboutir aux ferraillages des différents éléments de construction.

L'ingénieur en génie civil a proposé des solutions raisonnables ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce modeste travaille sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.

Référence bibliographie

Document réglementaires

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93

[2] ; [19] ; [20] : Règles parasismique Algérienne RPA 99 version 2003

[3] : Charges permanentes et charge d'exploitation D.T.RB.C.22

[4] : Le rapport du sol B.E.T

Logiciels

Sap2000 version 17

Robot expert 2010

Auto CAD 2014

ANNEXE