République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Dr.Yahia Farés de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

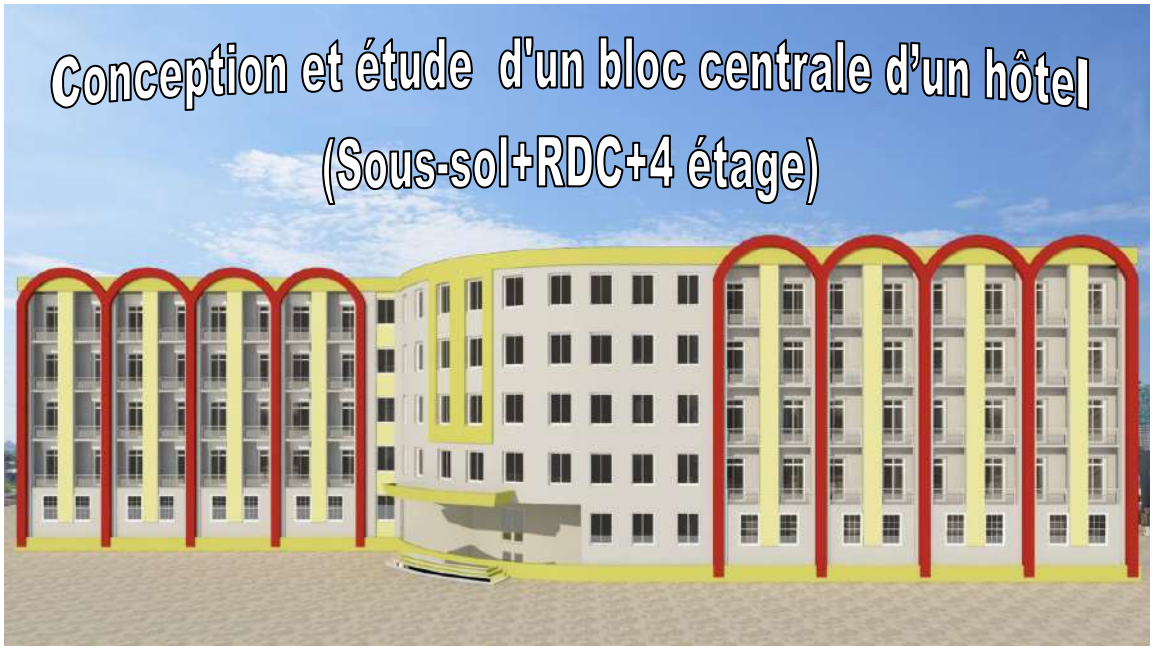
Filière : génie civile

Projet de Fin d'Etudes

Pour obtention du diplôme de MASTER

Option : Structures

Thème :



Étudié par :

- BELLARBI Hamza
- SLIMANI Mohamed

Dirigé par :

- M^{me} BOUCHERIT Dalila

Promotion 2014

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice : M^me^. BOUCHERIT Dalila pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout : OULD TURKI Benaissa, BAHA Aboubaker, KARAALI Rafik, et tout les ingénieures du CTC Centre sans exception.

On leur dit merci de tout notre cœur

Hamza et Mohamed

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Ma chère grande mère que je la souhaite une longue vie.

A toute la famille ***« SLIMANI»*** *sans exception.*

Je remercie mon amie et binôme « Hamza » qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amies intimes

A Tous mes collègues de l'université Sur tout 2me Année MASTER Génie Civile .

Mohamed

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Ma chère grande mère et mon cher grand père que je la souhaite une longue vie.

A ma sœur : Zohour & Mes Frères : Rahim, Karim , Yazid et Riad.

A toute la famille ***«BELLARBI»*** *et* ***«DERRADJI»*** *sans exception .*

Je remercie mon amie et binôme « Mohamed » qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amies intimes .

A Tous mes collègues de l'université Sur tout 2eme Année MASTER Génie Civile .

Hamza

SOMMAIRE

Sommaire
Remerciements
Résumé
Liste des tableaux
Liste des figures
Notations

Introduction générale

I. Présentation de l'ouvrage
I. Introduction 1
I.1. Destination 1
I.2 . Caractéristique géométriques de l'ouvrage 3
I.3. Eléments de l'ouvrage 3
I.3.1. L'ossature 3
I.3.2. Système de contreventement 3
I.3.3. Planchers 3
I.3.4. Maçonneries 4
I.3.5. Revêtements 4
I.3.6. L'acrotères 4
I.3.7. Les escaliers 4
I.3.8. Infrastructure (interaction sol structure) 4
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux 4
I.4.1. Introduction 4
I.4.2. Béton 5

II. Prédimensionnement
II.1. Introduction 6
II.2. Prédimensionnement des planchers 6
II.2.1. Plancher à corps creux 6
II.2.2. Les dalles pleines 7
II.3.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 8
II.3.1. Maçonnerie 8
II.3.2. Plancher terrasse 9
II.3.3. Plancher courant 10
II.3.4. Dalle pleine 11
II.4. Prédimensionnement des poutres 13
II.5. Prédimensionnement des poteaux 14
II.5.1. Choix de poteau le plus sollicité 15
II.5.2. Dimensions des poteaux 15
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f 16
A. Poteau rectangulaire 16
B. Poteau circulaire 21
C. Vérification de flambement des poteaux de l'entrer 25
II 5.4. Vérification aux zones nodales 27
II.6. Prédimensionnement des voiles 29

III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère.....31
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations.....31
III.1.2. Calcul des efforts.....31
III.1.3. Calcul du ferraillage.....32
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant.....36
III.2. Plancher à corps creux.....36
III.2.1. La dalle de compression.....36
III2.2. Les poutrelles.....38
III.3. Les escaliers.....56
III.3.1. Introduction.....56
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier.....56
III.3.3. Escalier à deux volées.....57
III.3.3.1. Pré dimensionnement.....57
III.3.3.2. Evaluation des charges et surcharges.....59
III.3.3.3. Détermination des efforts.....59
III.3.3.4. Ferraillage des escaliers.....62
III.3.4.Calcul de la poutre palière.....66
III.3.4.1.Pré dimensionnement.....66
III.3.4.2. Evaluation des charges.....67
III.3.4.3. Calcule des efforts.....67
III.3.4.4. Ferraillage de la poutre palière.....69
III.4. Les dalles pleines.....72
III.4.1. Définition.....72
III.4.2. Méthode de calcul.....72
III.4.3. Principe de calcul.....73
A. Dalle irrégulière.....74
B. Dalle triangulaire.....78

IV. Etude dynamique

IV.1. Introduction.....82
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure.....82
IV.2.1. Centre de masse.....82
IV.2.2. Centre de torsion.....85
IV.2.3. Excentricité.....87
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique).....87
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....87
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle.....88
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....88
IV.3.1. Introduction.....88
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....89
IV.3.2.1. Principe.....89
IV.3.2.2. Modélisation.....89

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 89
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique.....93
IV.4.1. Vérification de comportement.....94
IV.4.2. Vérification de participation massique.....95
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....96
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement.....98
IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon lahauteur..... 99
IV.4.4.2. Moment de renversement.....101
IV.4.4.3. Moment stabilisant.....101
IV.4.5. Vérification des déplacements.....102
IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....103
IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments.....104
IV.4.8. Vérification de l effort normal réduit.....106

V. Calcul des éléments résistant

V.1. Introduction 107
V.2. Ferraillage des poutres 107
V.2.1. Introduction 107
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 108
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 109
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 110
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 112
V.2.6. Calcul des armatures transversales 113
V.2.7. Vérification de la flèche 114
V.3. Ferraillage des poteaux 116
V.3.1. Poteaux rectangulaire 117
V.3.1.1. Détermination des armatures longitudinales 117
V.3.1.2. Détermination des armatures transversales 121
V.3.2. Poteau circulaire 127
V.3.2.1. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 127
V.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 128
V.3.2.3. Détermination des armatures transversales 128
V.4. Ferraillage des voiles 133
V.4.1. Les voiles pleins 133
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures..... 133
V.4.2.1. Les trumeaux 133
V.4.2.2. Les linteaux 134
V.4.3. Méthode de calcul 134
V.4.3.1. Recommandations réglementaires..... 134
V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 135
V.4.4. Les voiles pleins 137
V.4.4.1. Armatures verticales 137
V.4.4.2. Calcul des armateurs horizontaux 139
V.4.5. Les voile avec ouverture 141
V.4.5.1. Les trumeaux 141

V.4.5.2. Les linteaux 142

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCYURE

VI.1. Introduction 146
VI.2. Type de la fondation 146
VI.3. Connaissance du site et du sol 146
VI.4. Choix du type de fondation 147
VI.4.1. Calcul des semelles isolées 148
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées 149
VI.4.2. Calcul des semelles filantes 150
VI.4.2.1. Dimensionnement 152
VI.4.2.2. Ferraillage 152
VI.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement 153
VI.4.2.4. Ferraillage Longitudinal.....154
VI.5. Les longrines 159
VI.5.1. Prédimensionnement.....159
VI.5.2. Sollicitations.....159
VI.5.3. Ferraillage 159
VI.6. Etude de voile (Mur de soutènement) 161
VI.6.1.Introduction.....161
VI.6.2. Ferraillage des voiles 161

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES FIGURES

FIGURES TITRE PAGE

Figure 1.1: Façade ouest de hôtel en général. 001
Figure 1.2: Façade est de hôtel en général. 002
Figure 2-1 : Dimensionnement de plancher à corps creux 007
Figure 2-2 : Dimensions du corps creux. 007
Figure 2-3 : Murs simple et double cloisons. 009
Figure 2-4 : Composants d'un plancher terrasse. 010
Figure 2-5 : Composants d'un plancher courant. 011
Figure 2-6 : Composants de la dalle plaine de terrasse. 012
Figure 2-7 : Composants de la dalle plaine d'étage. 012
Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre. 013
Figure 2-9 : Choix du poteau le plus sollicité. 015
Figure 2-10 : Section réduite du poteau carré. 017
Figure 2-11 : Représentation du poteau carré le plus sollicité. 018
Figure 2-12 : Section réduite (Br) du poteau circulaire. 022
Figure. 2-13 : Représentation du poteau circulaire le plus sollicité. 023
Figure 2-14 : Les poutres principales (poteau carré). 028
Figure 2-15 : Les poutres secondaires (poteau carré). 028
Figure 2-16 : Les poutres principales (poteau circulaire). 029
Figure 2-17 : Les poutres secondaires (poteau circulaire). 029
Figure 2- 18 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite). 029
Figure 3-1 : L'acrotère. 031
Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU. 032
Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère. 036
Figure 3-4 : Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression. 037
Figure 3-5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage. 038
Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements. 041
Figure 3-7 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite) 050
Figure 3-8 : Représentation d'un escalier. 057
Figure 3-9 : Dimensions de l'escalier. 058

LISTE DES FIGURES

Figure 3-10 : Schéma statique à l'E.L.U. 060
Figure 3-11 : Schéma statique à l'E.L.S. 061
Figure 3-12 : Dimensionnement de la poutre palière. 066
Figure 3-13: Différents efforts dans la poutre palière(ELU) 068
Figure 3-14: Différents efforts dans la poutre palière(ELS) 068
Figure 3-15 : Ferraillage de la poutre palière. 072
Figure 3-16 : Dalle pleine irrégulière. 074
Figure 3-17 : Efforts et déplacements des zones rigides (irrégulière). 074
Figure 3-18 : Dalle pleine triangulaire. 078
Figure 3-19 : Efforts et déplacements des zones rigides (triangulaire). 078
Figure 4-1 : Hôtel en 3D**.** 083
Figure 4-2 : Disposition des voiles**.** 084
Figure 4-3 : Inerties des voiles et des poteaux**.** 086
Figure 4-4 : Spectre de réponse**.** 093
Figure 4-5 : Le comportement des trois premiers modes 095
Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 099
Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques. 100
Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y. 100
Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres. 110
Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse. 115
Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages. 115
Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse 115
Figure 5-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages 116
Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires du niveau terrasse 116
Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaires des étages 116
Figure 5-8 : Définition de la zone nodale dans les poteaux 117
Figure 5-9 : Disposition des armatures dans les poteaux 125
Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux carré (50×50) 125
Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux carré (45×45) 126
Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux carré (40×40) 126
Figure 5-13 : Ferraillage des poteaux carré (35×35) 126
Figure 5-14 : Ferraillage des poteaux circulaire (50) 132

LISTE DES FIGURES

Figure 5-15 : Ferraillage des poteaux circulaire (45) 132
Figure 5-16 : Ferraillage des poteaux circulaire (40) 133
Figure 5-17 : Ferraillage des poteaux circulaire (35) 133
Figure 5-18 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. 136
Figure 5-19 : Disposition des armateurs transversaux (épingles) 140
Figure 5-20 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux. 143
Figure 5-21 : Armatures du linteau selon le RPA 99. 144
Figure 6-1 : La 1er proposition des semelles isoler. 147
Figure 6-2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux. 148
Figure 6-3: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 149
Figure 6-4 : La 2eme proposition des semelles filantes. 151
Figure 6-5 : Schémas d'une semelle filante sous poteaux. 151
Figure 6-6 : Schémas d'une semelle filante sous voile. 151
Figure 6-7 : Ferraillage de la longrine. 160

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU TITRE PAGE

Tableau 1-1 : Dimensions du Bloc 003
Tableau 1-2 : Les aciers utilisés pour la réalisation du projet. 005
Tableau 2-1 : Charge permanente du mur simple 008
Tableau 2-2 : Charge permanente du mur double cloison. 009
Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse. 009
Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant. 010
Tableau 2-5 : Charge permanente de la dalle plaine de terrasse. 011
Tableau 2- 6 : Charge permanente de la dalle plaine d'étage. 012
Tableau 2-7 : Prédimensionnement des poutres. 014
Tableau 2-8 : Prédimensionnement des poteaux. 016
Tableau 2-9 : Détermination de la longueur de flambement carré 016
Tableau 2-10 : calcule de Nu**'** de poteau carré 018
Tableau 2-11 : Charges permanentes poteau carré. 019
Tableau 2-12 : Charges d'exploitation poteau carré. 020
Tableau 2-13 : Charges d'exploitation cumulées appliqué sur poteau carré. 020
Tableau 2-14 : Vérification la capacité de poteau carré selon CBA. 021
Tableau 2-15 : Vérifications de coffrage des poteaux carrés selon RPA. 021
Tableau 2-16 : Détermination de la longueur de flambement de poteau circulaire. 021
Tableau 2-17 : Calcule de Nu' de poteau circulaire. 022
Tableau 2-18 : Charges permanentes poteau circulaire.. 023
Tableau 2-19 : Charges d'exploitation poteau circulaire... 024
Tableau 2-20 : Charges d'exploitation cumulés appliqué sur poteau circulaire. 024
Tableau 2-21 : Vérification la capacité de poteau circulaire selon CBA. 024
Tableau 2-22 : Vérifications de coffrage des poteaux circulaire selon RPA. 025
Tableau 2-23 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire C_2. . . . .. .025
Tableau 2-24 : Calcule de Nu' de poteau circulaire C_2 025
Tableau 2-25 : Tableau des charges permanentes de poteau circulaire C_2. 026
Tableau 2-26 : Tableau des charges d'exploitation de poteau circulaire C_2. 026
Tableau 2-27 : Tableau des descentes des charges d'exploitation de poteau circulaire C_2...026

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-28 : Calcule de Nu' de poteau circulaire C_2. 027
Tableau 2-29 : Vérification aux zones nodales poteau rectangulaire. 027
Tableau 2-30 : Vérification aux zones nodales poteau circulaire. 028
Tableau 2-31 : Epaisseur des voiles. 030
Tableau 3-1 : Les charges de l'acrotère 031
Tableau 3-2 : Les efforts de l'acrotère 031
Tableau 3-3 : Les données de l'acrotère 032
Tableau 3-4 : Charges applique sur les poutrelles après coulage. 045
Tableau 3-5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 1 (ELU)...045
Tableau 3-6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 1 (ELS) ...045
Tableau 3-7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 2 (ELU)...046
Tableau 3-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 2 (ELS)....046
Tableau 3-9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU). 046
Tableau 3-10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS). 046
Tableau 3-11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 1 (ELU). . . . 047
Tableau 3-12: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 1 (ELS). . . . 047
Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 2 (ELU). . . . 047
Tableau 3-14: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 2 (ELS). . . . 048
Tableau 3-15: Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU). 048
Tableau 3-16: Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS). 049
Tableau 3-17: Récapitulations des efforts internes (ELU). 049
Tableau 3-18: Récapitulations des efforts internes (ELS). 050
Tableau 3-19 : Calcul des armatures (ELU). 051
Tableau 3-20 : Calcul de coefficient K1 (ELS). 051
Tableau 3-21 : Vérification des contraints (ELS) 052
Tableau 3-22 : Calcul des armatures (ELS) 052
Tableau 3-23 : Calcul des armatures (ELU) 052
Tableau 3-24 : Calcul de coefficient K1 (ELS) 053
Tableau 3-25 : Vérification des contraints (ELS) 053
Tableau 3-26 : Calcul des armatures (ELS) 053
Tableau 3-27 : Section d'armature 054

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-28 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 055
Tableau 3-29 : Poids propre du palier de repos de l'escalier 059
Tableau 3-30 : Poids propre de la paillasse de l'escalier 059
Tableau 3-31 : Combinaison des charges de l'escalier 060
Tableau 3-32 : Les données de l'escalier. 062
Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 062
Tableau 3-34 : Les armatures de répartition 062
Tableau 3-35 : Vérification de l'espacement 063
Tableau 3-36 : Vérification à l'E.L.S 063
Tableau 3-37 : Vérification de la flèche de l'escalier. 065
Tableau 3-38 : Vérification de la flèche de l'escalier. 066
Tableau 3-39 : Prédimensionnement de la poutre palière. 067
Tableau 3-40 : Les efforts agissants sur une poutre palière. 068
Tableau 3-41 : Les données la poutre palière. 069
Tableau 3-42 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière. 069
Tableau 3-43 : Vérification à l'ELS "travée". 071
Tableau 3-44 : Vérification à l'ELS "appuis". 071
Tableau 3-45 : Prédimensionnement de la poutre palière. 072
Tableau 3-46 : Evaluations des sollicitations 074
Tableau 3-47 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée" 075
Tableau 3-48 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée" 076
Tableau 3-49 : Ferraillage et espacement à l'ELU "Appui" 076
Tableau 3-50 : Vérification de l'effort tranchant 076
Tableau 3-51 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée" 077
Tableau 3-52 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée" 077
Tableau 3-53 : Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis" 077
Tableau 3-54 : Evaluations des sollicitations". 078
Tableau 3-55 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée" 080
Tableau 3-56 : Ferraillage et espacement à l'ELU "appui" 080
Tableau 3-57 : Vérification de l'effort tranchant 080
Tableau 3-58 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée" 081
Tableau 3-59 : Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis" 081

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-1 : Calcul du centre de Masse. 085
Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion. 086
Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique 087
Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle. 088
Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale. 088
Tableau 4-6 : Vérification du coefficient comportement R suivant X. 090
Tableau 4-7 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage 090
Tableau 4-8 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y 091
Tableau 4-9 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage 091
Tableau 4-10 : Détermination du facteur de qualité Q du bloc 092
Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes 095
Tableau 4-12: Coefficient de participation massique 096
Tableau 4-13 : Calcul de la force sismique 097
Tableau 4-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 098
Tableau 4-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y. 100
Tableau 4-16 : calcul du moment de renversement. 101
Tableau 4-17 : Calcul du moment stabilisant. 101
Tableau 4-18 : Vérification de stabilisation. 101
Tableau 4-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens X. 102
Tableau 4-20 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y. 103
Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens X. 104
Tableau 4-22 : Vérification l'effet P-Δ sens Y. 104
Tableau 4-23 : Vérification des efforts tranchant des poutres. 105
Tableau 4-24 : Vérification des efforts tranchant des poteaux rectangulaires. 105
Tableau 4-25 : Vérification des efforts tranchant des poteaux circulaires 105
Tableau 4-26 : Vérification des efforts normal réduit 106
Tableau 4-27 : Vérification des efforts normal réduit. 106
Tableau 5-1 : Les données de calcul. 107
Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales. 108
Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. 109
Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. 109
Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. 110

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-6 : Vérification des poutres principales selon la condition CBA 111

Tableau 5-7 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA 111

Tableau 5-8 : Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA 111

Tableau 5-9 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA 112

Tableau 5-10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$. 112

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 113

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires . . . ... .113

Tableau 5-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement 114

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres. 115

Tableau 5-15 : Calcul du ferraillage des poteaux carrés à l'ELU. 119

Tableau 5-16 : Ferraillages longitudinaux des poteaux carrés. 120

Tableau 5-17 : Vérification des armatures à ELS des poteaux carrés 121

Tableau 5-18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés. 122

Tableau 5-19 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés 124

Tableau 5-20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux carrés. .. 124

Tableau 5-21 : Calcul du ferraillage des poteaux circulaires à l'ELU. 127

Tableau 5-22 : Ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires. 128

Tableau 5-23 : Vérification des armatures à ELS des poteaux circulaires 128

Tableau 5-24 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaires. . 130

Tableau 5-25 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux circulaires.. . 131

Tableau 5-26 :Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux circulaires.132

Tableau 5-27 : Les données de calcul. 137

Tableau 5-28 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains. 137

Tableau 5-29 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains. 138

Tableau 5-30 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles plains. 139

Tableau 5-31 : Diamètre des armateurs transversaux. 140

Tableau 5-32 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux. 141

Tableau 5-33 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux. 141

Tableau 5-34 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux. 141

Tableau 5-35 : Détermine de la sollicitation de calcul des linteaux. 145

Tableau 5-36 : Calcul de l'armature longitudinal des linteaux. 145

Tableau 5-37 : Calcul d'armatures transversales des linteaux. 145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6-1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées carré 148

Tableau 6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 150

Tableau 6-3 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux 152

Tableau 6-4 : Armatures principales des semelles filantes. 153

Tableau 6-5 : Armatures de répartition de la semelle filante 153

Tableau 6-6 : Longueur de scellement. 154

Tableau 6-7 : Dimensionnement de la poutre de libage 155

Tableau 6-8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 155

Tableau 6-9 : Détermination des moments de la poutre de libage. 156

Tableau 6-10 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELU. 157

Tableau 6-11 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.. 157

Tableau 6-12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 158

Tableau 6-13 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 158

Tableau 6-14 : Ferraillage des longrines 160

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سياحي مكونة من طابق تحت أرضي + طابق أرضي +أربعة طوابق ، و التي تشكل الجناح الرئيسي من الفندق المكون من ثلاثة أجنحة و المقرر إنشاءه بالجلفة (المصنفة ضمن المنطقة الضعيفة زلزاليا I).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة المدعمة بالجدران المسلحة.

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

* **القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
* **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية باستعمال الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية .« SAP2000 16 »

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

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage touristique composé de RDC+4+Sous-sol et qui représente le bloc central d'un hôtel composé de trois blocs. et qui sera implanté à DJELFA (classée dans la zone de faible sismicité I).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 16 ».

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

Abstract :

This project is a study of a building for tourist (Underground+ground+4 stories), witch present a central block of hotel compound three blocks. witch will be implanted at DJELFA (classified in the zone of low seismicity I).

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method based on finite elements method, using the program « SAP2000 16 ».

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

Introduction générale

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 la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Ce projet est une conception d'un hôtel de trois structures <<2 bloc>> barres a usage (habitation) contient (RDC + 4 étages "160 chambres"), et <<1 bloc>> central contient (sous-sol+RDC+4 étages a l'usage commercial).

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude; nous avons procédé a l'étude de la structure de bloc central situés a «DJELFA» cette région est classée dans la zone de faible sismicité I.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions. Le second traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4éme chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "SAP2000 version 16", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5éme chapitre. Finalement, le bloc est fondé conformée au rapport du sol.

A la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

I. Introduction :

I.1. Destination :

Le travail proposé dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à la conception et l'étude d'un bloc centrale d'un hôtel (SS+ RDC + 4).

❖ Cet ouvrage comporte :

- Sous-sol est destiné pour le parking.
- RDC comporte (réception, cabine télé coffre, bagagerie, agence de bagage, boutique, restaurant, cafeteria, sanitaire).
- 1 er étage compote (salle de soins, salle de pierre, restaurant, cafeteria).
- 2eme, 3eme étages' comportant des usages multiples (des salles de fêtes, des bureaux).
- Le dernier nivaux 4eme étage aménagé en (bureau directeur, secrétariat, bureau de l'économe, standard, comptabilité, salle polyvalente, salle des jeux)



Figure 1.1: Façade Ouest de hôtel en général



Figure 1.2: Façade Est de hôtel en général

- **Situation :** L'ouvrage proposé sera implanté à la wilaya de Djelfa.
  La région est classée en zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). ►►Art [3.1]◄◄

- **Description de l'ouvrage :** L'ouvrage étudie est constitué d'un bloc central ayant un aspect irrégulière comportant « 4 » niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+4+SS).

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

Tableau 1-1 : Dimensions du Bloc

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur du bâtiment = 23.80 m. Largeur du bâtiment = 28.00 m.	Hauteur totale du bâtiment: H=15.98 m. Hauteur de l'étage courant: h =3.0.6m. Hauteur de RDC: hr=3.74 m. Hauteur de l'sous-sol: hs=3.06 m.

I.3. Eléments de l'ouvrage :

I.3.1. L'ossature :

Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) définit l'ossature comme une fonction d'assurer la stabilité de toute la structure.

Les ossatures peuvent être réparties en 3 catégories qui sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

I.3.2. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 15.98m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article ►►Art [3.4.A]◄◄ du RPA99, 2003.

I.3.3. Planchers :

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

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- planchers à corps creux.

-planchers à dalle plaine.

I.3.4. Maçonneries :

On a deux types :

a- Murs extérieurs (double cloison) : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

b- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué par :

-Carrelage de 2 cm pour les bureaux, des halles et des escaliers.

-Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau et les escaliers

-Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

-Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures.

I.3.6. L'acrotères :

Au niveau de la terrasse on a besoin d'un élément secondaire qui joue un rôle principal pour éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

L'acrotère a une hauteur de 60cm.

I.3.7. Les escaliers :

Notre structure comporte un seul type d'escalier :

-Escalier droit à deux volées.

I.3.8. Infrastructure (interaction sol structure):

C'est la partie d'interaction structure-sol qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes, leur choix est souvent le fruit d'un compromis

entre divers critères tel que, le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

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

I.3.2.Béton :

- Composition de béton :

  -Ciment CPJ-CEM II (ciment portland composé) de classe 42,5 pour un dosage de 350kg/m^3

  -Granulat : gravier, sable (vérifiant le rapport G/S = 2).

  -L'eau de gâchage (vérifiant le rapport E/C = 0.5 comme valeur moyenne).

- Résistance de béton :

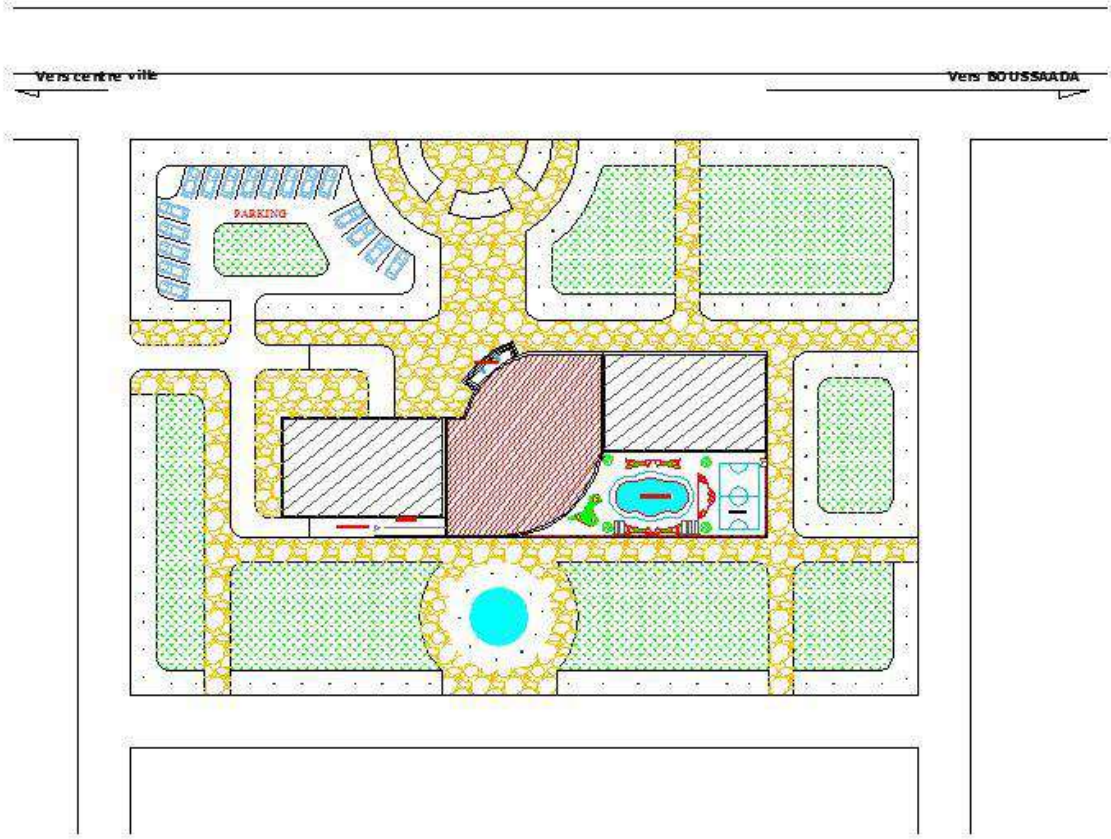
  -A la compression : f_{c28}=25 MPa (CBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄)

  -A la traction : f_{t28}= 2.1MPa (CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄)

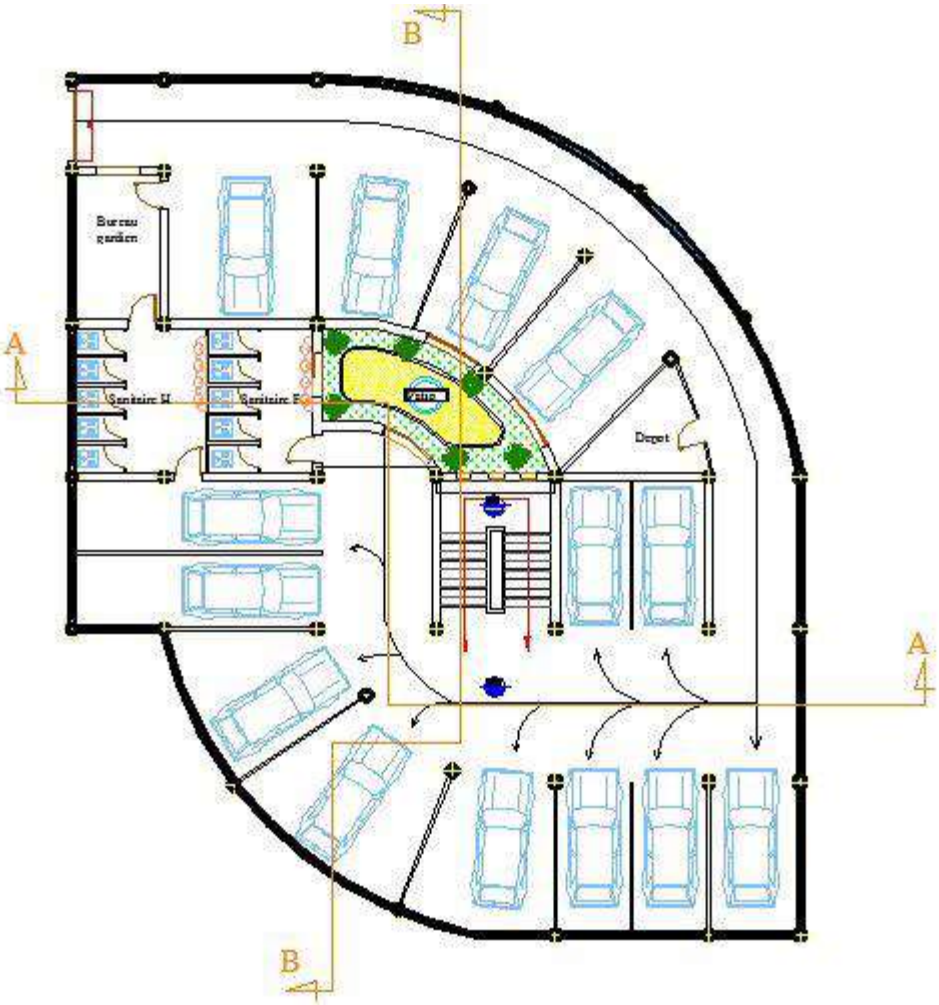
- Coefficient de poisson: ν= 0.2
- Acier : Les différents types d'acier à utiliser sont :

Tableau 1-2 : Les aciers utilisés pour la réalisation du projet

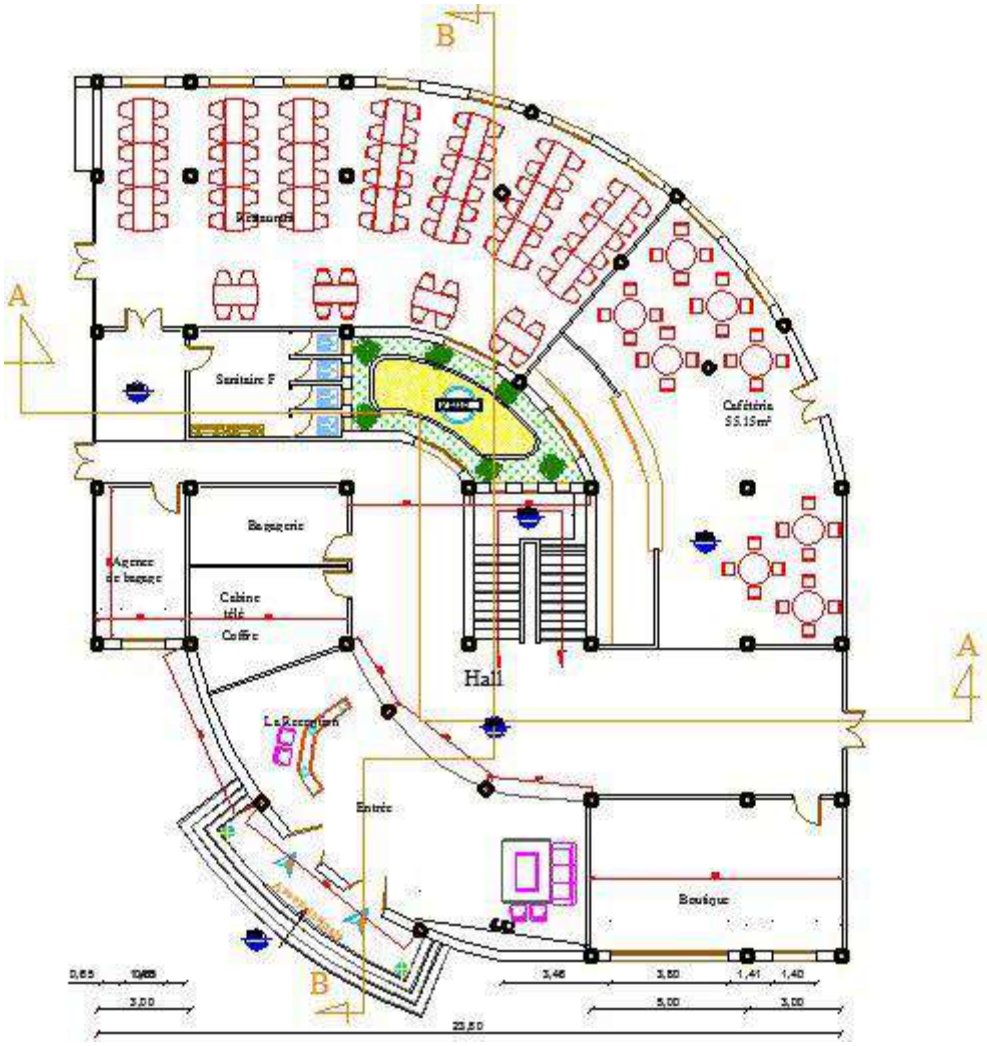
Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	F_e(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE_{235}	$\phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE_{400}	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE_{520}	$0 \leq \phi \leq 6$	520



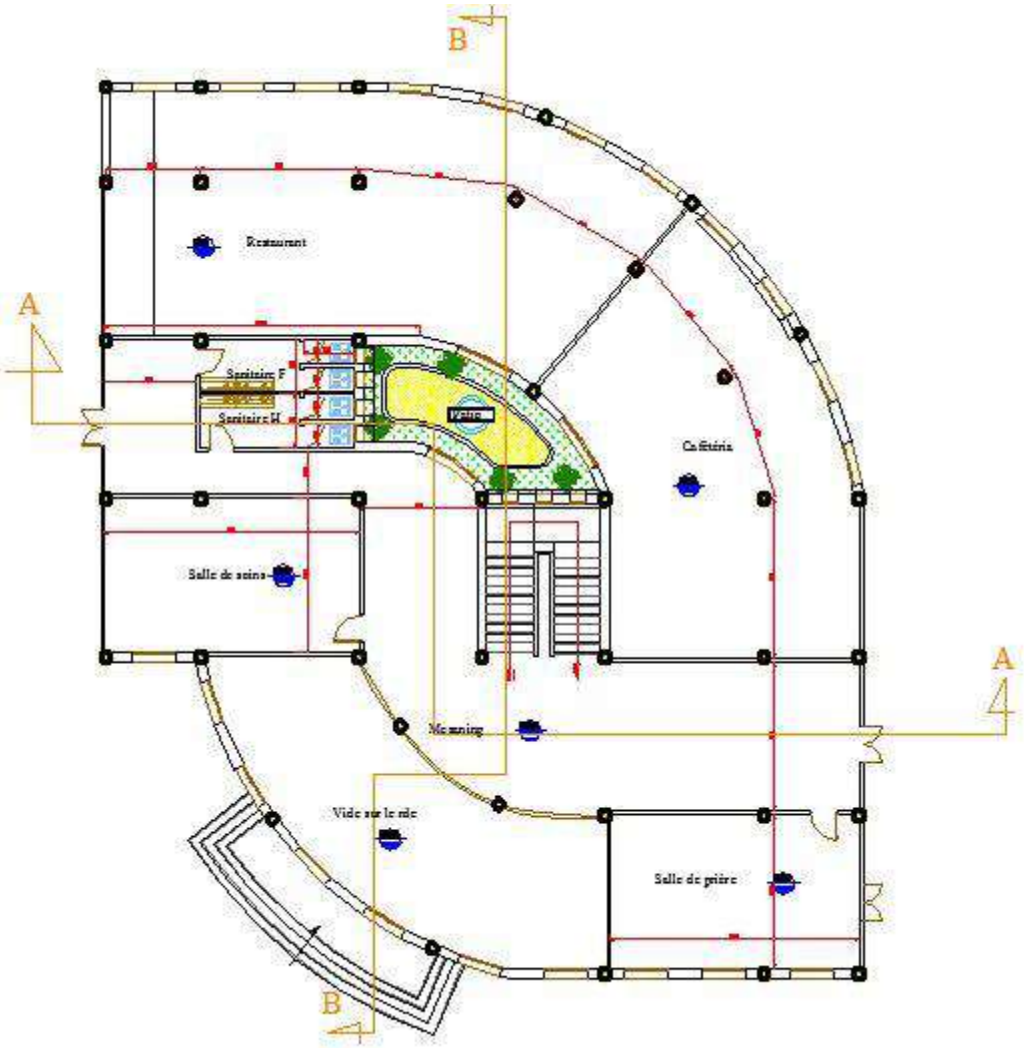
Plan de masse



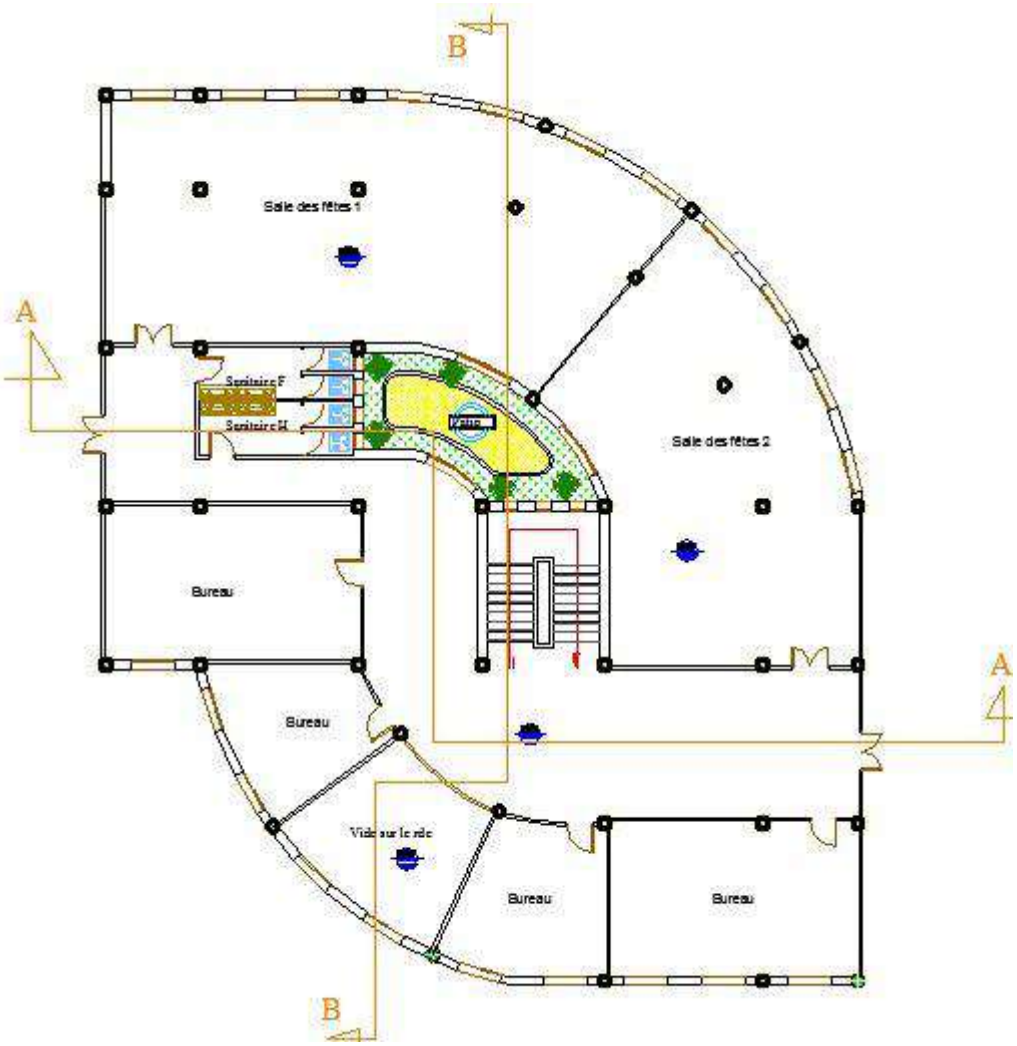
Sous-sol


B
A
Sanitaire F
Cafétéria
55.15m²
Bagagerie
Agence de bagage
Cabine télé
Coffre
Hall
A
La Réception
Entrée
Boutique
B
3,46
3,80
1,41
1,40
5,00
3,00
23,80

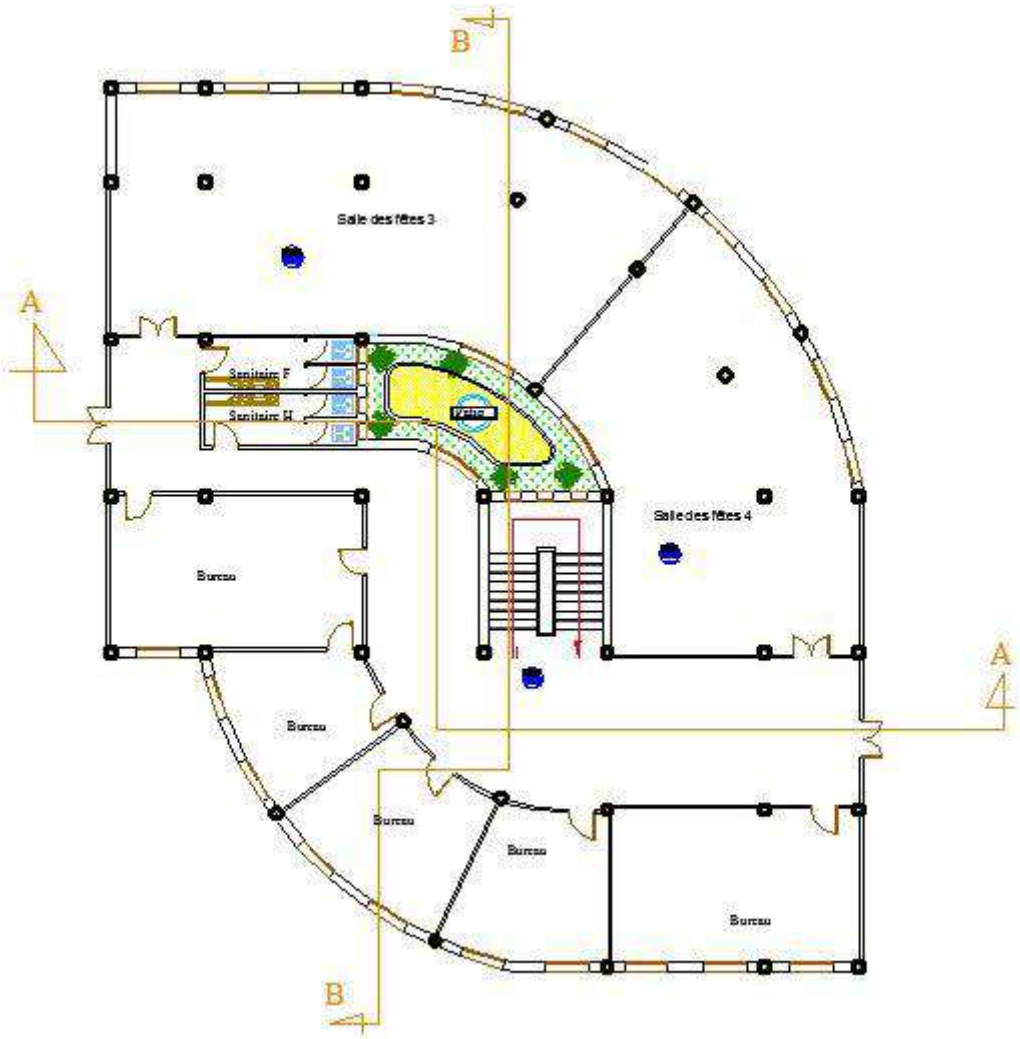
RDC


B
A
Restaurant
Sanitaire F
Sanitaire H
Vide
Cafétéria
Salle de soins
A
Morning
Vide sur le vide
Salle de prière
B

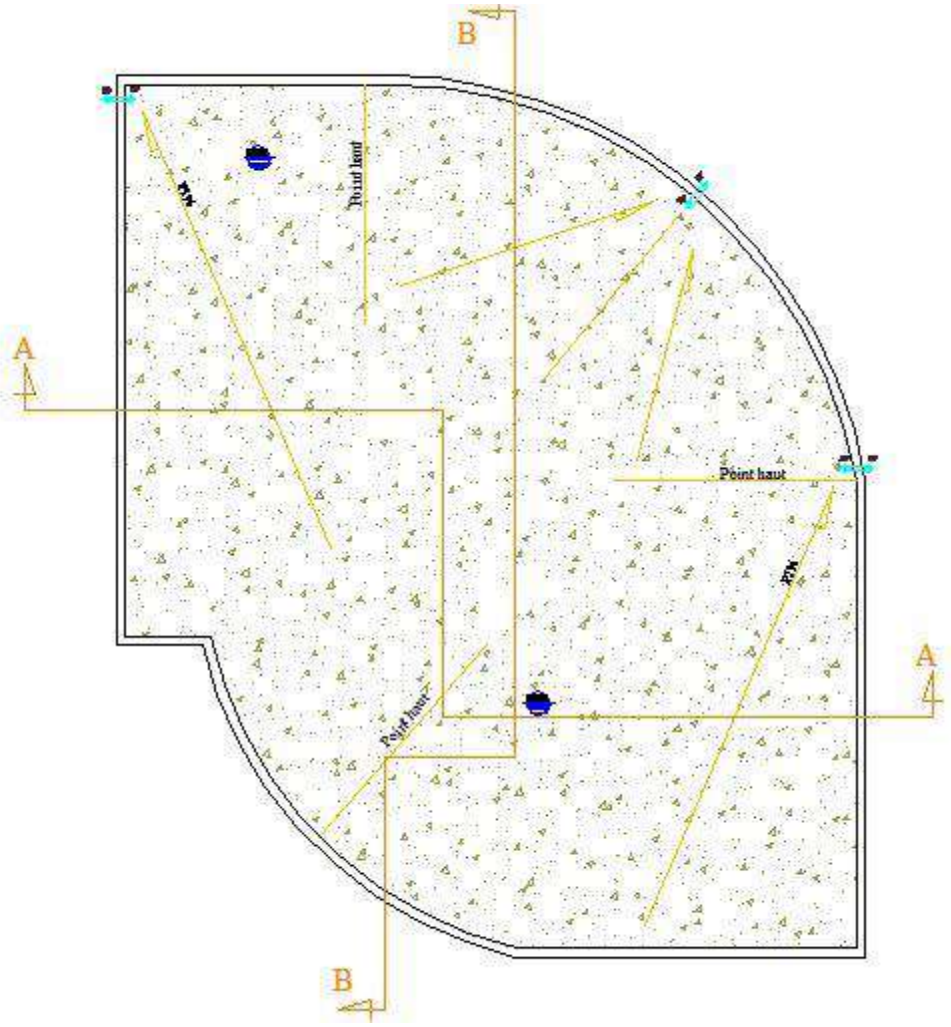
1ere Etage


B
Salle des fêtes 1
A
Sanitaire F
Sanitaire H
Salle des fêtes 2
Bureau
A
Bureau
Vide sur le rdc
Bureau
Bureau
B

2eme Etage



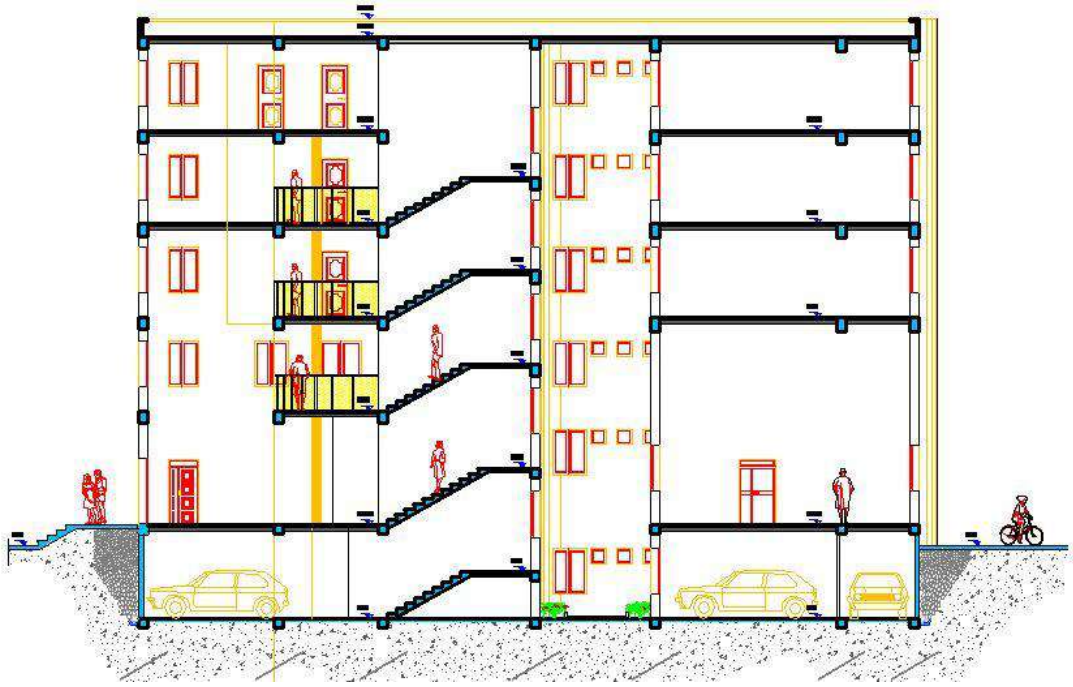
3eme et 4eme Etage



Terrasse



Coupe A-A



Coupe B-B

II.1.Introduction :

Le prédimensionnement est de définir les dimensions des éléments de la structure pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage avec une résistance aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et sur charges des planchers et des poutres.
- Sollicitation horizontales : dues aux effets du vent et/ou de séisme.

Ces dimensions sont données selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et de CBA93, ils sont effectués préliminairement et corrigé éventuellement aux moments des études dynamiques.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante :

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 5.97m.

➢ $597/20 \geq ht \geq 597/25$

$\Rightarrow 29.85 \text{ cm} \geq ht \geq 23.88$ cm.

On choisit : **ht = 25 cm** on a adoptera un plancher à corps creux du type (20+5).

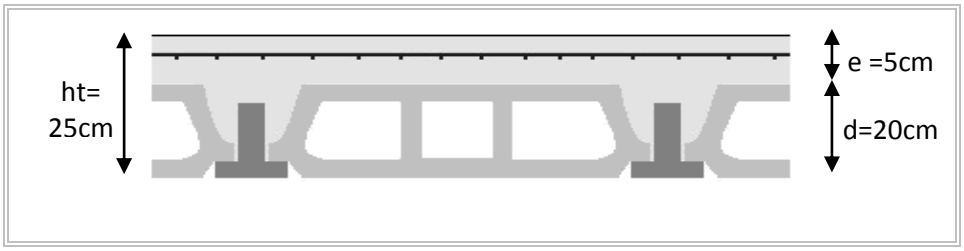


Figure 2-1 : Dimensionnement de plancher à corps creux

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

- ht ≥ 16cm

D'où on a : 25 cm>16 cm (condition vérifiée).

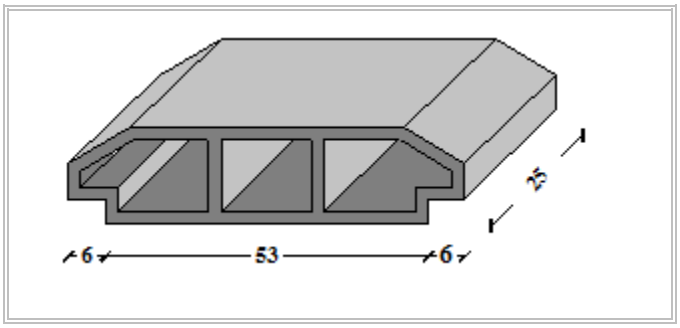


Figure 2-2 : Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance :[1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

- dalle 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.

On a : - L_{max} = 5.78 m(dalle reposant sur 3 appuis).

- L_{max} = 3.6 m (dalle reposant sur 2appuis).

ii) **Sécurité contre l'incendie :[1]**

- ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) **Condition d'isolation acoustique[1] :** ep ≥15 cm.

- Critère de résistance(3 appuis) $578/50 \le ep \le 578/40 \Rightarrow 11.56 \le ep \le 14.45$
- Critère de résistance(2 appuis) $360/35 \le ep \le 360/30 \Rightarrow 10.28 \le ep \le 12$
- La sécurité contre l'incendie: ep =11cm.
- Condition d'isolation acoustique :ep= 15 cm(pour dalle reposant sur 3 appuis).

♦ **Conclusion :**

- Pour la dalle plaine reposant sur 3 appuis on adoptera : **e_p = 15cm.**
- Pour la dalle plaine reposant sur 2 appuis on adoptera : **e_p = 12cm.**

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

II.3.1. Maçonnerie :

A. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-1 : Charge permanente du mur simple

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

B. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-2 : Charge permanente du mur double cloison

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

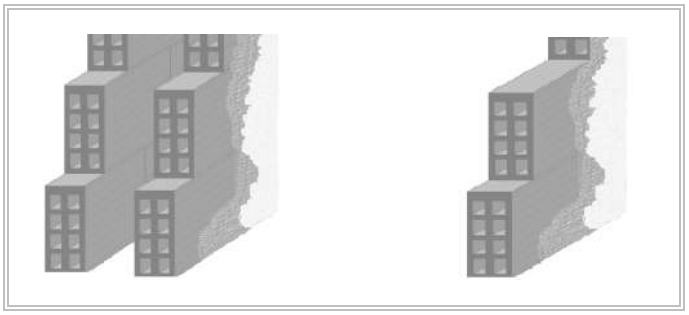


Figure 2-3 : Murs simple et double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

A. Charges permanentes :

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

N°	Composants	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.20
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G	**6.9**

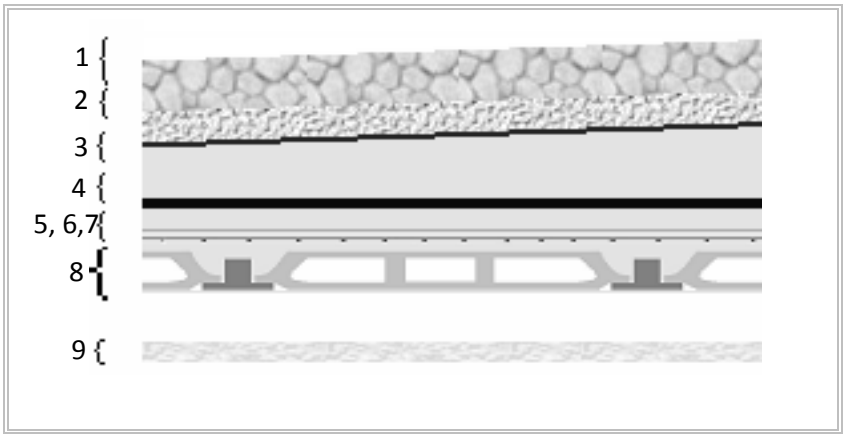


Figure 2-4 : Composants d'un plancher terrasse

B. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

A. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.05	-	3.2
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			G	**6.40**

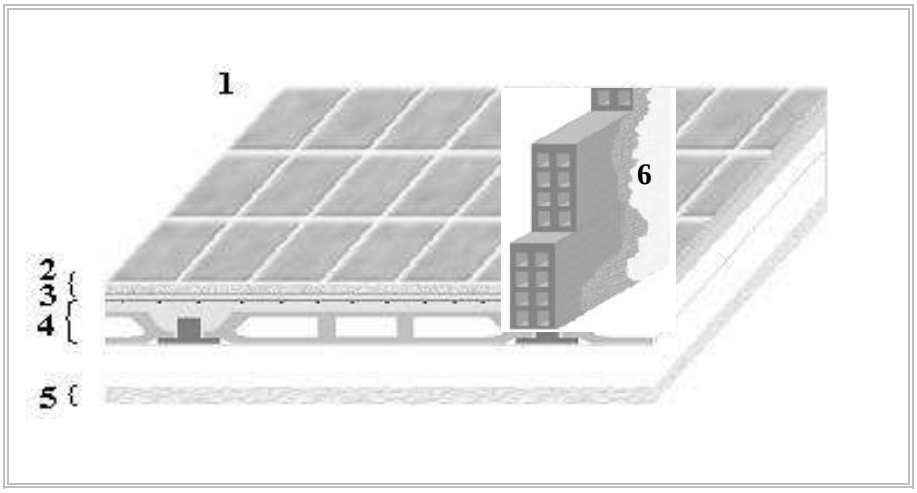


Figure 2-5 : Composants d'un plancher courant

B. charges d'exploitation :[3]

- Q_1=1.5 KN/m^2 [Salle des jeux, sanitaire].
- Q_2=2.5 KN/m^2 [Hall de réception, restaurants, cafétérias, bureaux, salle de soins]
- Q_3=3.5 KN/m^2 [Bagagerie].
- Q_4=4 KN/m^2[Hall de circulation, salle polyvalente].
- Q_5=5 KN/m^2[Boutique, salle des fêtes, salle de prière].

II.3.4. Dalle pleine :

A. Terrasse :

Tableau 2-5 : Charge permanente de la dalle plaine de terrasse

N°	Composants	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche dalle plaine	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			G	**7.45**

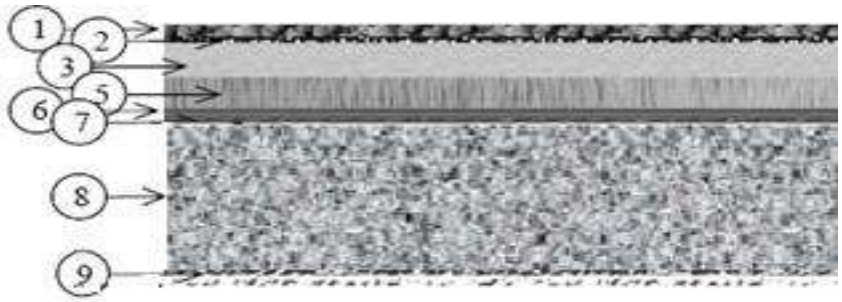


Figure 2-6 : Composants de la dalle plaine de terrasse

B. Etages courants :

Tableau 2- 6 : Charge permanente de la dalle plaine d'étage

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Étanchéité	0.02	6	0.12
5	Planche dalle plaine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.61**

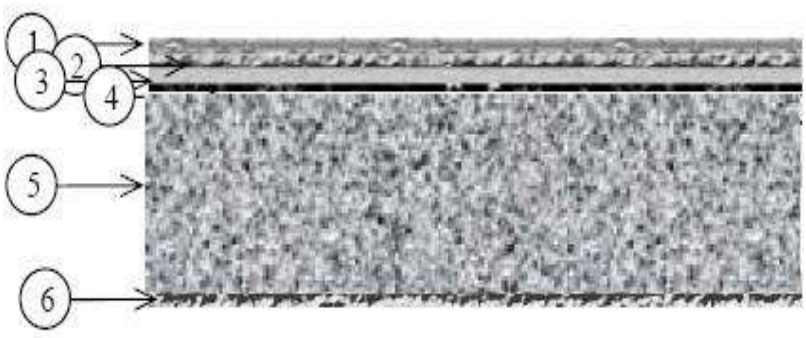


Figure 2-7 : Composants de la dalle plaine d'étage

II.4. Prédimensionnement des poutres :

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

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

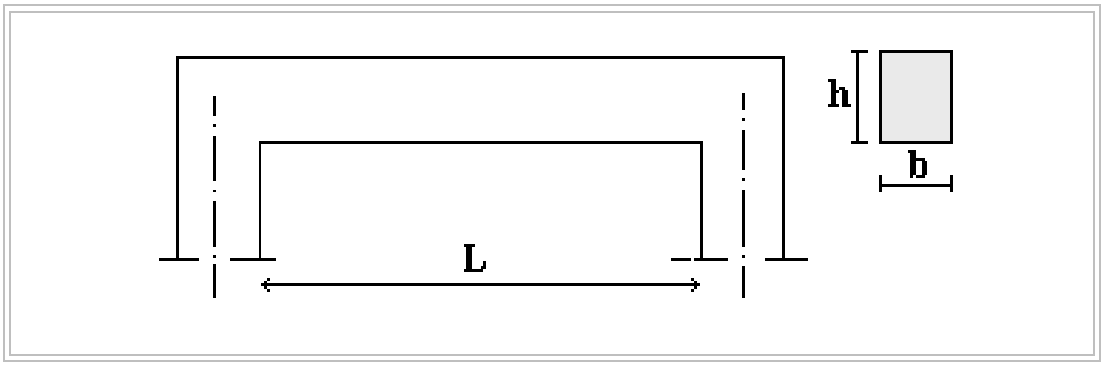


Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre

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

Le prédimensionnement 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 I sont : ►►Art [7.5.1]◄◄

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm **[2]**
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b1$
- h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventé par voile.

Tableau 2-7 : Prédimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.7 m ⇒38cm ≤ h ≤57cm on adopte h = **50** cm ⇒15 cm ≤ b ≤ 35cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 6.49m ⇒43.3 cm ≤ h ≤64.9cm on adopte h = **45** cm ⇒13.5 cm ≤ b ≤31.5 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.67≤ 4	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.088) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0693) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 50cm ; b = 30 cm**	**h = 45 cm ; b = 30 cm**

II.5. Prédimensionnement des poteaux : [2] ►►Art [B 8.1.1]◄◄

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

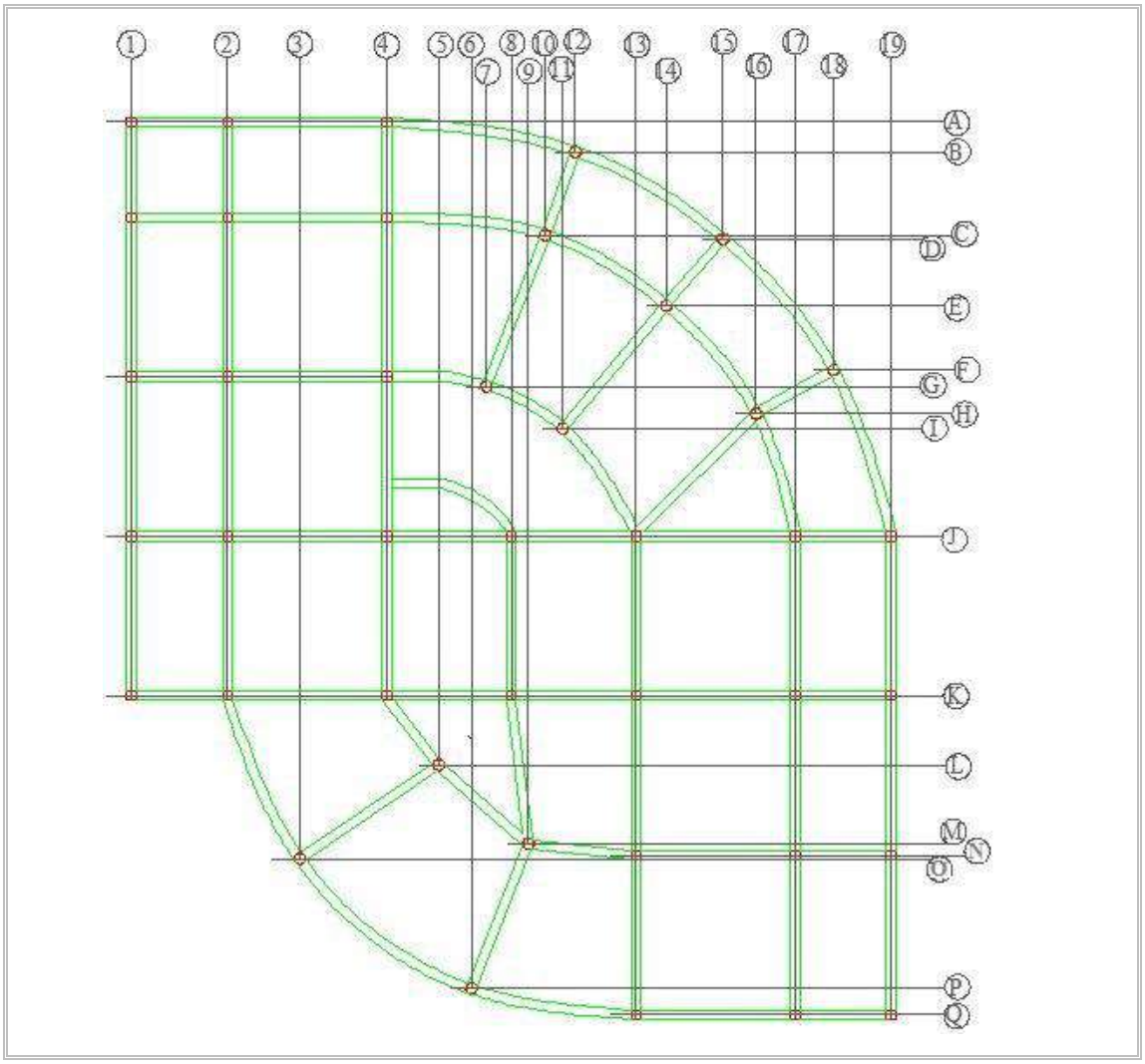


Figure 2-9 : Choix du poteau le plus sollicité

- Le poteau rectangulaire le plus sollicité est (N-13).
- Le poteau circulaire le plus sollicité est (C-10).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Selon le Règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

►►Art [7.4.1]◄◄

- ✓ Min (b_1, h_1) ≥ 25cm
- ✓ D ≥ 25cm

Tableau 2-8 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	Sous-sol
Dimension du poteau circulaire	D (cm)	35	40	40	45	45	50
Dimension du poteau rectangulaire	b_1 (cm)	30	35	35	40	40	45
	h_1 (cm)	30	35	35	40	40	45

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

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

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.
  - L_0=3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs,

    Cas des étages courants et sous-sol.
  - L_0=3.74m : est comptée entre face supérieure de plancher consécutifs, Cas du RDC.

Pour cela nous allons procéder à la vérification suivante :

A. Poteau rectangulaire :

Tableau 2-9 : Détermination de la longueur de flambement poteau carré

	Dimensions du poteau	L_0 (m)	L_f (m)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	0.30*0.30	3.06	2.14	0.087	24.73
Sous le 4eme étage	0.35*0.35	3.06	2.14	0.101	21.20
Sous le 3eme étage	0.35*0.35	3.06	2.14	0.101	21.20
Sous le 2eme étage	0.40*0.40	3.06	2.14	0.115	18.55
Sous le 1er étage	0.40*0.40	3.74	2.62	0.115	22.67
Sous le RDC	0.45*0.45	30.6	2.14	0.130	16.49

A.1. Calcul de l'effort *Nu* :

L'effort normal admissible est :

➢ $N_u \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$ [1] ►►Art [B 8.4.1]◄◄

- **As min** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $As\ min = \frac{B}{1000}$
- **B_r** : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- **α** : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

Avec :

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique
- **L_f=0.7 L_0 :** C'est la longueur de flambement.
- **i**=$\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration ;où :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

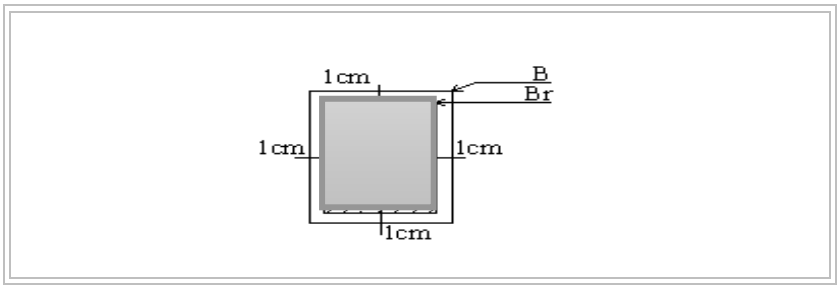


Figure 2-10 : Section réduite du poteau carré

Tableau 2-10 : Calcule de [Nu**]** poteau carré

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	Λ	α	As (mm²)	[Nu] (KN)
le 4eme étage	30*30	78400	24.73	0.773	90	**1153.31**
le 3eme étage	35*35	108900	21.20	0.792	122.5	**1639.59**
le 2eme étage	35*35	108900	21.20	0.792	122.5	**1639.59**
le 1er étage	40*40	144400	18.55	0.805	160	**2207.71**
le RDC	40*40	144400	22.67	0.784	160	**2152.63**
le sous-sol	45*45	184900	16.49	0.814	202.5	**2857.19**

A.2. Détermination des charges et surcharges :

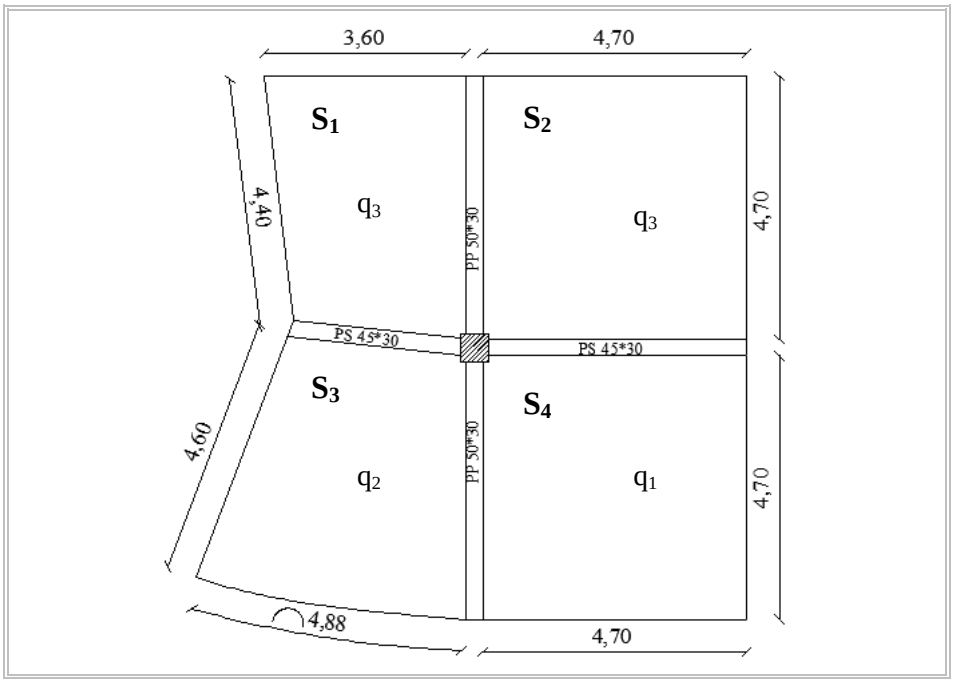


Figure 2-11 : Représentation du poteau carré le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

  $S_p = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)/4$

  $\Rightarrow \mathbf{S_p} = (15.09+22.09+18.67+22.09)/4 = \mathbf{19.485m^2}$

- Surface totale : **St=21.485m²**

A.2.1. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), en appliquant la loi de dégression [3] ►►[Art 6.3]◄◄ .

A.2.1.a. Charges Permanente :

Tableau 2-11 : Charges permanentes poteau carré

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} **(KN)**
$4^{ème}$	162.54	6.89	30.89	200.31	**200.31**
$3^{ème}$	124.80	9.37	30.53	164.70	**365.02**
$2^{ème}$	124.80	9.37	30.53	164.70	**529.72**
1^{er}	124.80	12.24	30.18	167.22	**696.94**
RDC	99.20	14.96	30.18	144.34	**841.27**
Sous-sol	124.80	15.49	29.82	170.11	**1011.39**

A.2.1.b. Charges d'exploitation : [3] ►►[Art 6.3]◄◄

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

➢ $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$ [3]

Avec :

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

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

Tableau 2-12 : Charges d'exploitation- poteau carré

étages	q_1 (KN/m²)	q_2 (KN/m²)	q_3 (KN/m²)	Q1 (KN)	Q2 (KN)	Q3 (KN)	**Q plancher (KN)**
4eme	1.00	1.00	1.00	6.00	4.77	10.82	**21.59**
3eme	2.50	2.50	4.00	15.01	11.93	43.28	**70.21**
2eme	2.50	2.50	4.00	15.01	11.93	43.28	**70.21**
1er	2.50	2.50	4.00	15.01	11.93	43.28	**70.21**
RDC	5.00	0.00	4.00	30.01	0.00	43.28	**73.29**
sous-sol	5.00	2.50	4.00	30.01	11.93	43.28	**85.22**

Tableau 2-13 : Charges d'exploitation cumulées appliqué sur poteau carré

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cum} (KN)**
4^{eme} étage	Q_0 =	21.59		**21.59**
3^{eme} étage	Q_1=	70.21	1	**91.81**
2^{eme} étage	Q_2=	70.21	0.95	**155.00**
1^{er} étage	Q_3=	70.21	0.90	**211.17**
RDC	Q_4=	73.29	0.85	**262.93**
Sous-sol	Q_5=	85.22	0.80	**316.91**

Effort normal de résistance : $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N_u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$ [1]

Tableau 2-14 : Vérification la capacité de poteau carré selon CBA

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	[Nu] (KN)	$1.1N_u \leq [Nu]$
4^{eme} étage	200.31	21.59	302.81	333.09	1153.31	**OUI**
3^{eme} étage	365.02	91.81	630.48	693.53	1639.59	**OUI**
2^{eme} étage	529.72	155.00	947.62	1042.38	1639.59	**OUI**
1^{er} étage	696.94	211.17	1257.62	1383.38	2207.71	**OUI**
RDC	841.27	262.93	1530.12	1530.12	2152.63	**OUI**
Sous-sol	1011.39	316.91	1840.74	2024.81	2857.19	**OUI**

A.2.2.Vérification selon le RPA99v2003 : ►►[Art 7.5.1]◄◄

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

Tableau 2-15 : Vérifications de coffrage des poteaux carré selon RPA

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 25 cm	**Oui**
Min (b, h) ≥he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20)=(3.74-0.45)/20=14.95cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

B. Poteau circulaire :

Tableau 2-16 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire

	Diamètre du poteau (m)	L_0 (m)	L_f	$i = \frac{D}{4}$ (m)	λ
Sous la terrasse	0.35	3.06	2.14	0.088	24.48
Sous le 4^{eme} étage	0.40	3.06	2.14	0.100	21.42
Sous le 3^{eme} étage	0.40	3.06	2.14	0.100	21.42
Sous le 2^{eme} étage	0.45	3.06	2.14	0.113	19.04
Sous le 1^{er} étage	0.45	3.74	2.62	0.113	23.27
Sous le RDC	0.50	30.6	2.14	0.125	17.14

B.1. Calcul de l'effort *Nu* :

L'effort normal admissible est :

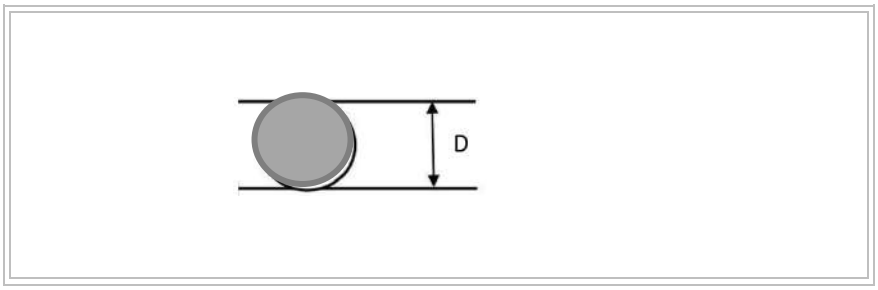


Figure 2-12 : Section réduite (Br) du poteau circulaire

Tableau 2-17 : Calcule de [Nu] poteau circulaire

	Diamètre du poteau (m)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	**[Nu] (KN)**
le 4eme étage	0.35	85529.86	24.48	0.774	96.21	**1259.78**
le 3eme étage	0.40	113411.49	21.42	0.791	125.66	**1704.48**
le 2eme étage	0.40	113411.49	21.42	0.791	125.66	**1704.48**
le 1er étage	0.45	145220.12	19.04	0.803	159.04	**2213.46**
le RDC	0.45	145220.12	23.27	0.781	159.04	**2155.50**
le sous-sol	0.50	180955.74	17.14	0.811	196.35	**2786.36**

B.2. Détermination des charges et surcharges :

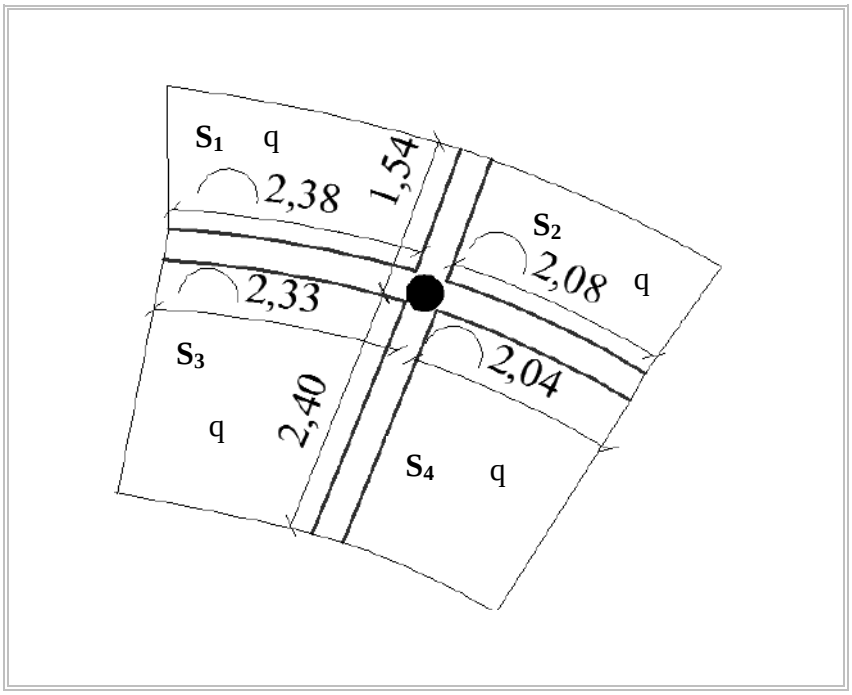


Figure. 2-13 : Représentation du poteau circulaire le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau :

  $S_p = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$

  $\Rightarrow \mathbf{S_p} = (3.36+2.762+4.89+4.34) = \mathbf{15.35 m^2}$

- Surface totale : **St=18 m^2**

B.2.1.Descente des charges :

B.2.1.a. Charges Permanente :

Tableau 2-18 : Charges permanentes poteau circulaire

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
4ème	117.18	7.36	28.37	152.91	**152.91**
3ème	99.20	9.61	28.01	136.83	**289.73**
2ème	99.20	9.61	28.01	136.83	**426.56**
1er	99.20	12.17	27.66	139.02	**565.58**
RDC	99.20	14.87	27.66	141.73	**707.31**
Sous-sol	99.20	15.02	27.30	141.52	**848.83**

B.2.1.b. Charges d'exploitation :

Tableau 2-19 : Charges d'exploitation poteau circulaire

étages	q (KN/m²)	Q plancher (KN)
4eme	1.00	18.00
3eme	4.00	72.00
2eme	5.00	90.00
1er	5.00	90.00
RDC	2.50	45.00
sous-sol	2.50	45.00

Tableau 2-20 : Charges d'exploitation cumulés appliqué sur poteau circulaire

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
4^{eme} étage	Q_0 =	18.00		**18.00**
3^{eme} étage	Q_1=	72.00	1	**90.00**
2^{eme} étage	Q_2=	90.00	0.95	**171.90**
1^{er} étage	Q_3=	90.00	0.90	**244.80**
RDC	Q_4=	45.00	0.85	**270.45**
Sous-sol	Q_5=	45.00	0.80	**291.60**

Tableau 2-21 : Vérification la capacité de poteau circulaire selon CBA

niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	[Nu] (KN)	$1.1N_u \leq [Nu]$
4^{eme} étage	152.91	18.00	233.43	256.770	1259.78	**OUI**
3^{eme} étage	289.73	90.00	526.14	578.756	1704.48	**OUI**
2^{eme} étage	426.56	171.90	833.71	917.077	1704.48	**OUI**
1^{er} étage	565.58	244.80	1130.74	1243.812	2213.46	**OUI**
RDC	707.31	270.45	1360.54	1496.598	2155.50	**OUI**
Sous-sol	848.83	291.60	1583.32	1741.654	2786.36	**OUI**

B.2.2.Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau 2-22 : Vérifications de coffrage des poteaux circulaire selon RPA

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
D ≥ 25 cm	D= 35cm ≥ 25 cm	**Oui**
D ≥ he /15	D=35cm≥ (he/15) = (374 - 45)/15=21.93cm	**Oui**

C. Vérification de flambement des poteaux de l'entrer :

Les poteaux de l'entrer sont des poteaux circulaire avec une hauteur plus importante.

Pour cela on doit vérifier le flambement de ces poteaux.

Tableau 2-23 : Détermination de la longueur de flambement poteau circulaire C_2

	Diamètre du poteau (m)	L_0 (m)	L_f (m)	$i = \frac{D}{4}$ (m)	λ
Sous la terrasse	0.35	3.06	2.14	0.088	24.48
Sous le 4eme étage	0.40	3.06	2.14	0.100	21.42
Sous le 3eme étage	0.40	3.06	2.14	0.100	21.42
Sous le 2eme étage	0.45	6.8	4.76	0.113	42.31

C.1. Calcul de l'effort *Nu* :

L'effort normal admissible est :

Tableau 2-24 : Calcule de [Nu] poteau circulaire C_2

	Diamètre du poteau (m)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	**[Nu] (KN)**
le 4eme étage	0.35	85529.86	24.48	0.774	96.21	1259.78
le 3eme étage	0.40	113411.49	21.42	0.791	125.66	1704.48
le 2eme étage	0.40	113411.49	21.42	0.791	125.66	1704.48
le 1er étage	0.45	145220.12	42.31	0.658	159.04	1824.18

C.2. Détermination des charges et surcharges :

C.2.1. Descente des charges :

C.2.1.a. Charges Permanente :

Tableau 2-25 : Tableau des charges permanentes poteau circulaire C_2

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
4ème	98.28	7.36	29.10	134.74	**134.74**
3ème	98.12	9.61	28.74	136.48	**271.22**
2ème	98.12	9.61	28.74	136.48	**407.70**
1er	98.12	27.04	28.39	153.55	**561.25**

C.2.1.b. Charges d'exploitation :

Tableau 2-26 : Tableau des charges d'exploitation poteau circulaire C_2

étages	q (KN/m²)	Q plancher (KN)
4eme	1.00	15.10
3eme	2.50	37.75
2eme	2.50	37.75
1er	2.50	17.50

Tableau 2-27 : Tableau des descentes des charges d'exploitation poteau circulaire C_2

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cum} (KN)**
4eme étage	Q_0 =	15.10		**15.10**
3eme étage	Q_1=	37.75	1	**52.85**
2eme étage	Q_2=	37.75	0.95	**86.83**
1er étage	Q_3=	17.50	0.90	**98.80**

Effort normal de résistance :

Tableau 2-28 : Calcule de [Nu] poteau circulaire C_2

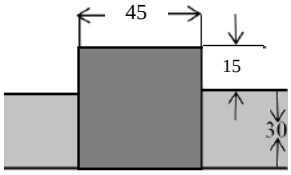
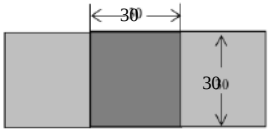
niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	[Nu] (KN)	$N_u \leq [Nu]$
4^{eme} étage	134.74	15.10	204.55	1259.78	**OUI**
3^{eme} étage	271.22	52.85	445.42	1704.48	**OUI**
2^{eme} étage	407.70	86.83	680.64	1704.48	**OUI**
1^{er} étage	561.25	98.80	905.89	1824.18	**OUI**

II 5.4. Vérification aux zones nodales : [2] ►►[Art 7.5.1]◄◄

Il nous reste à vérifier :

- b max ≤ h1+b1
- d ≤ Max (b1/2 ; h1/2)

Tableau 2-29 : Vérification aux zones nodales poteau carré

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	45	45	Oui	15	22.5	**Oui**
	30	30	30	Oui	0	15	**Oui**

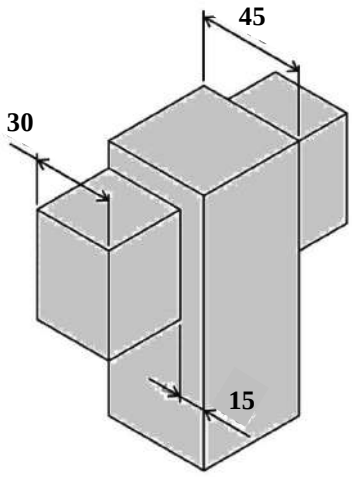


Figure 2-14 : Les poutres principales

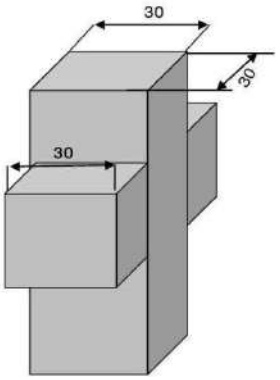
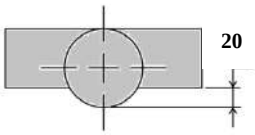
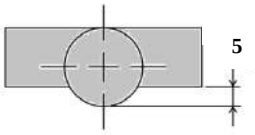


Figure 2-15 : Les poutres secondaires

Tableau 2-30 : Vérification aux zones nodales poteau circulaire

	b_{max}(cm)	D (cm)	$b_{max} \leq$ 1.5D+D	d (cm)	D/2 (cm)	d ≤ D/2
	30	50	Oui	20	25	**Oui**
	30	35	Oui	5	17.5	**Oui**

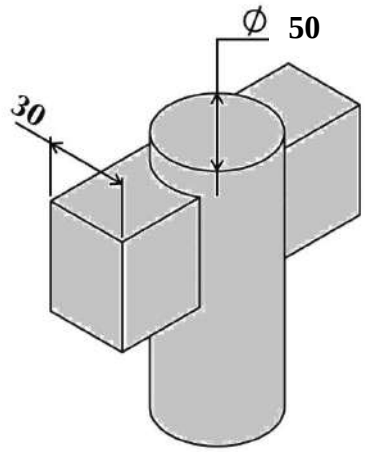


Figure 2-16 : Les poutres principales

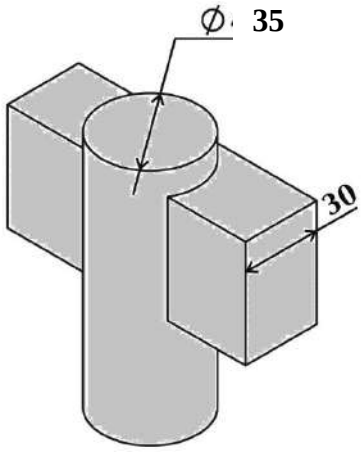


Figure 2-17 : Les poutres secondaires

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

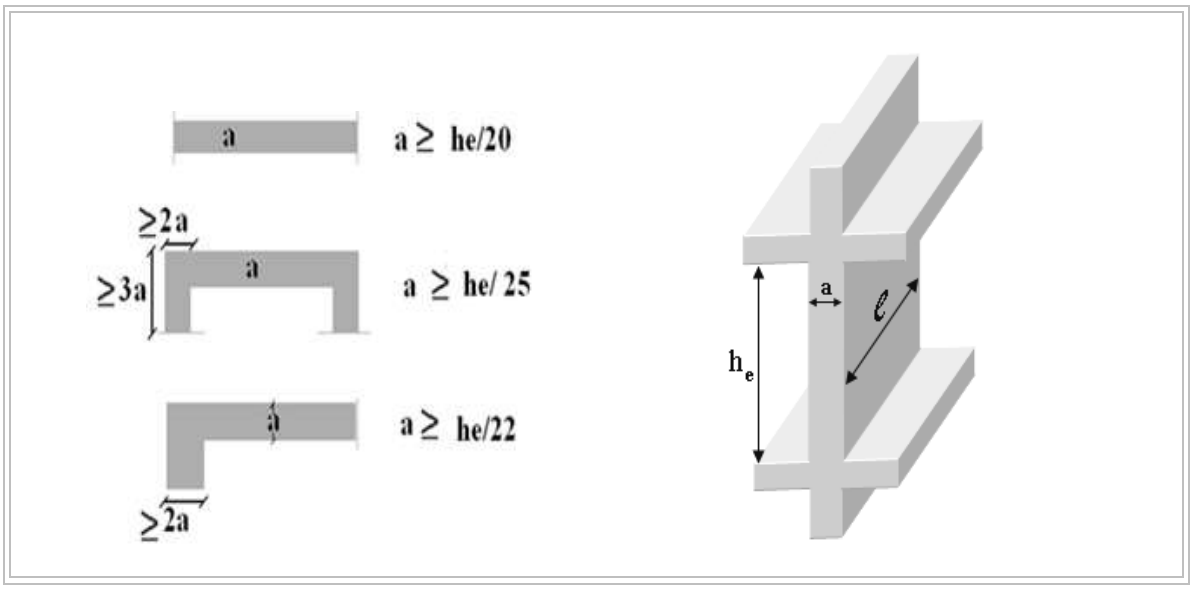


Figure 2- 18 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

Tableau 2-31 : Epaisseur des voiles

étages	he (m)	he/25 (cm)	he/22 (cm)	he/20 (cm)	e calculer (cm)	**e choisie (cm)**
Courants	2.61	10.44	11.86	13.05	13.05	**15**
RDC	3.29	13.16	14.95	16.45	16.45	**20**
SS	2.61	10.44	11.86	13.05	13.05	**20**

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur les quatre côtés, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 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 dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

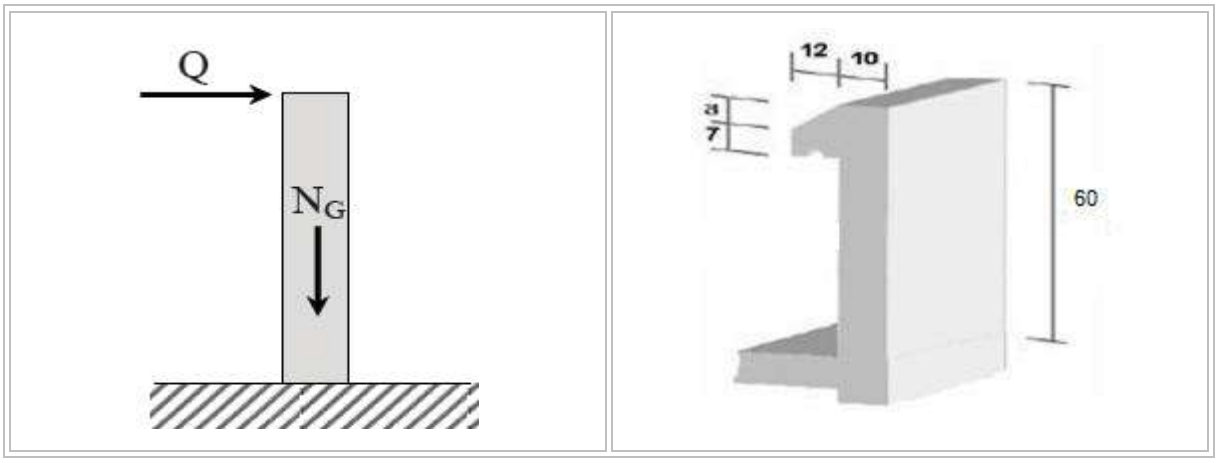


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges de l'acrotère

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **1.755**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts de l'acrotère

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (KN/ml)	1,35 * G= **2.369**	G = **1.755**
Effort tranchant : Tu (KN/ml)	1,5 * Q = **1.5**	Q = **1**
Moment d'encastrement : Mu (KN.m/ml)	1,5 * Q * h =**0.9**	Q * h = **0.6**

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau 3-3 : Les données de l'acrotère

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

A. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

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

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

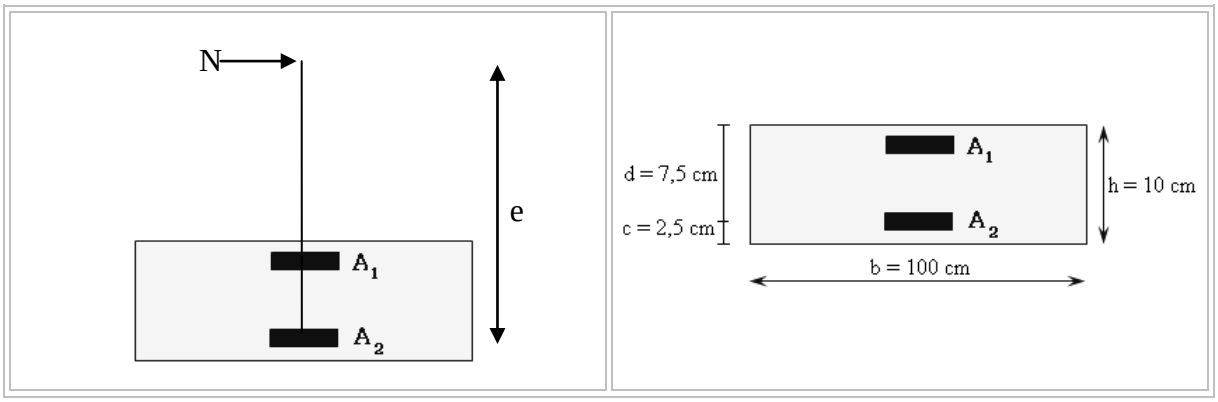


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ e = 40.5 cm = 0.405 m

$M_1 = N * e \quad \Rightarrow M_1 = 0.96$ KN.m/ml

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ { $A'_1 = 0$ (section sans armatures comprimés) ; ß = 0.994

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A_1 = 0{,}37$ cm²/ml

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm²/ml

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc : { A = 0.302 cm²/ml ; A'=0 cm²/ml

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²/ml

$A_{min} = 1$ cm² > A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = A_{min} = 1.00 cm²/ml

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²/ml

❖ **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]**

$S_t = 25$ cm ≤ S_{min} =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

$S_{rép} = 15$ cm ≤ S_{min}=min [4h=40 cm; 45 cm] =40 cm

B. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données : $N_{ser} = 1.755$ KN /ml

M_{ser} = 0.6 KN.m/ml

❖ **Calcul de l'excentricité :**

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

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

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

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

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

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

$I_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I_G = 8513.68\ cm^4$.

Alors : $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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.

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

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 = -29.19cm < 0".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm \end{cases}$

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.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.20 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$

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

$$S_{xx'} = 36.48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967 MPa < \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33 MPa ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 MPa\right] = 201.633 MPa$$

$$\sigma_s = 39.61 MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633 MPa$$

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

III.1.4. 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: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

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

Donc pas de vérification à faire.

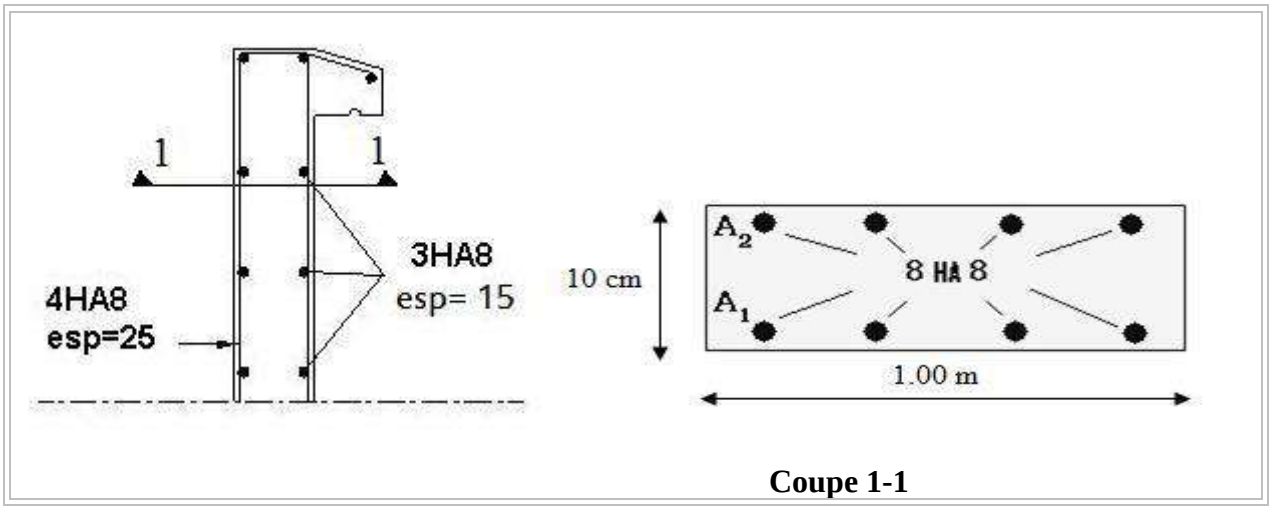


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

III.2.1. La dalle de compression : [1] ►►Art [B 6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression à 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 :

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

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 ≤ (L=65cm) ≤ 80 cm ⇒At≥ 0.5cm² /ml

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 ϕ5.et un espacement 20cm x 20 cm.

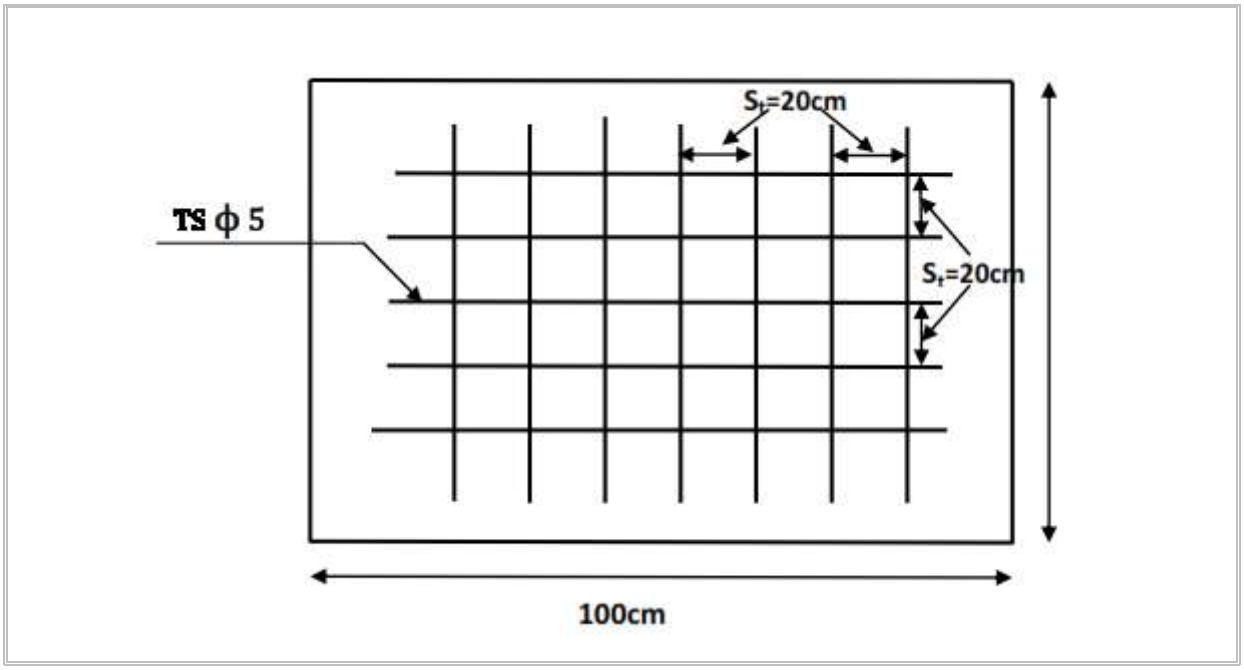


Figure 3-4 : Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression

III2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

A. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

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

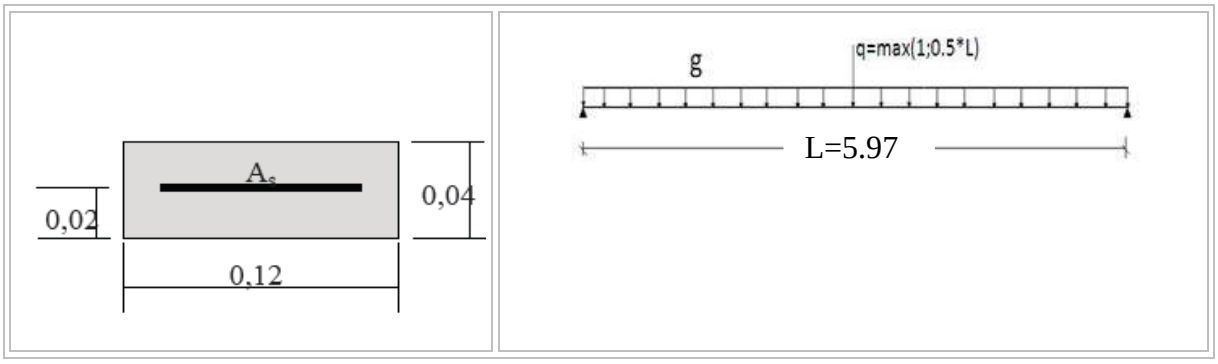


Figure 3-5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

A.1. Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml
- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

$\Rightarrow$**G** = 0.65 + 0.12 = **0.77 kN/ml.**

- Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 0.5\times 5.97 = 2.98kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ **Q = 2.98kN**

A.2. Ferraillage:

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (5.97)^2/8 = 3.43 kN.m$

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (5.97)/4 = 4.45 kN.m$

$\Rightarrow M_u = 11.30$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 3.324 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

A.3. calcule les étaiements

- **pour un seule étaiement**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (2.985)^2/8 = 0.86 kN.m$

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (2.985)/4 = 2.22 kN.m$

$\Rightarrow M_u = 4.49$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 1.322 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

- **pour deux étaiements**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (1.99)^2/8 = 0.38$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (1.99)/4 = 1.48$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 2.74$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.805 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

- **pour trois étaiements**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (1.493)^2/8 = 0.21$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (1.493)/4 = 1.11$kN.m

$\Rightarrow M_u = 1.96$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.576 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

- **pour quatre étaiements**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (1.194)^2/8 = 0.14$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (1.194)/4 = 0.89$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 1.52$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.447 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

- **pour cinq étaiements**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (0.995)^2/8 = 0.10$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.98 \times (0.995)/4 = 0.74$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 1.24$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.365 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 1 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

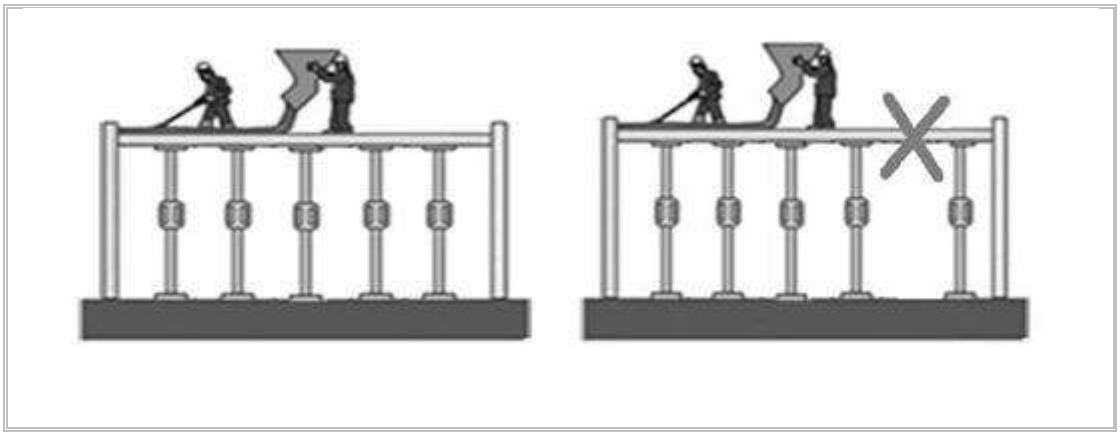


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

B. Après coulage :

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

B.1. Méthodes de calcul :

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

B.1.a La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m².

$$Q \leq \min \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- 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 : [1]**

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis:

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

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.

- **Remarque :**Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

B.1.b. Méthode de Caquot :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

- **Exposé de la méthode : [1]**

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \ \text{pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \ \text{pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

Donc : $\gamma = \dfrac{I_w \ l'_e}{I_e \ l'_w}$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \ l'^{3}_w + q_e \ l'^{3}_e}{8.5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

B.1.c.méthode RDM :

$(M_0)_{AB} = q_u . l^2_{AB} / 8$

$M_t = 0{,}85 . (M_0)_{AB}$

$M_a = 0{,}5 . (M_0)_{AB}$

B.2. Sollicitations de calcul :

On a cinq types des poutrelles le calcul de sollicitation se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\, kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

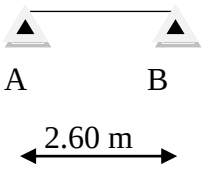
- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1 < 1.25$ **(C.V)**

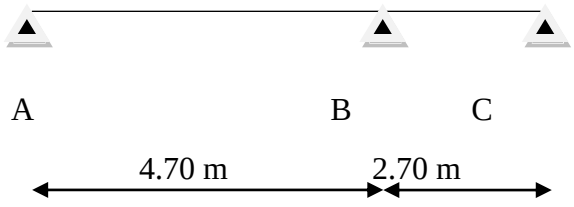
- La fissuration est peu nuisible

On a 5 types de poutrelles à calculer :

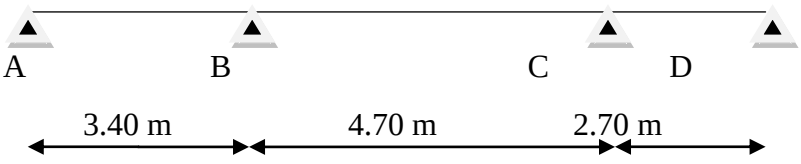
- **Poutrelles à une seule travée :**



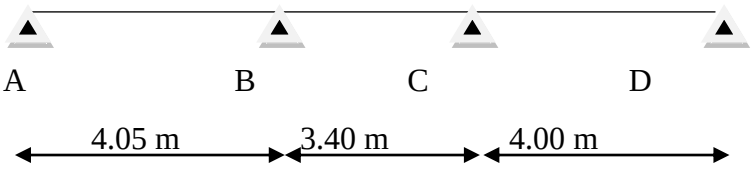
- **Poutrelles à deux travées :**



- **Poutrelles à trois travées (rectilignes) :**



- **Poutrelles à trois travées (inclinées) :**



- **Poutrelles à cinq travées :**

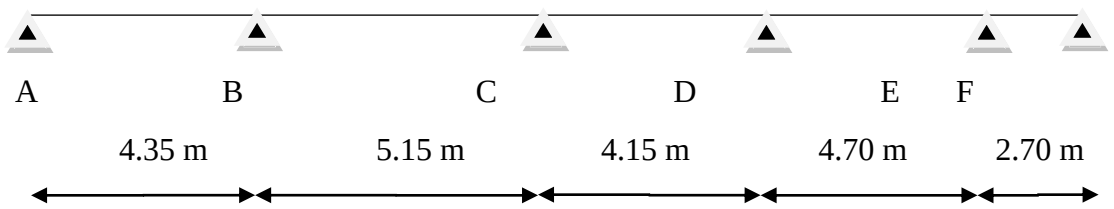


Tableau 3-4 : Charges applique sur les poutrelles après coulage

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Terrasse	4.49	1*0.65=0.650	7.030	4.340
Plancher courant	4.16	1.5*0.65=0.975	7.079	5.135
		2.5*0.65=1.625	8.054	5.785
		4*0.65=2.600	9.516	6.760
		5*0.65=3.250	10.49	7.41

- **Poutrelles à une seule travée type 1 (méthode RDM) :**

Tableau 3-5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 1 (ELU)

travée	**niveaux**	L (m)	M_0u (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	2.6	5.94	-1.19	-1.19	4.75	-9.14	9.14
	3eme		8.04	-1.61	-1.61	6.43	-12.37	12.37
	2eme;1er		8.86	-1.77	-1.77	7.09	-13.64	13.64
	RDC;SS		6.81	-1.36	-1.36	5.44	-10.47	10.47

Tableau 3-6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 1 (ELS)

travée	**niveaux**	L (m)	M_0S (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mts (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	2.6	4.34	-0.87	-0.87	3.47	-6.68	6.68
	3eme		5.71	-1.14	-1.14	4.57	-8.79	8.79
	2eme;1er		6.26	-1.25	-1.25	5.01	-9.63	9.63
	RDC;SS		4.89	-0.98	-0.98	3.91	-7.52	7.52

- **Poutrelles à une seule travée type 2 (méthode RDM) :**

Tableau 3-7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 2 (ELU)

travée	**niveaux**	L (m)	M_{0u} (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	1er	3.35	19.05	-3.81	-3.81	15.24	-17.52	17.52

Tableau 3-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée type 2 (ELS)

travée	**niveaux**	L (m)	M_0s (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mts (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	1er	3.35	13.68	-2.74	-2.74	10.95	-12.58	12.58

- **Poutrelles à deux travées (méthode Caquot) :**

Tableau 3-9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M_{0u} (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.7	3.76	19.41	-8.83	-11.69	9.25	-17.17	15.91
	3eme			26.28	-11.96	-15.83	12.77	-23.35	21.54
	2eme;1r			28.97	-13.18	-17.45	14.14	-25.77	23.75
	RDC;SS			22.24	-10.12	-13.39	10.72	-19.73	18.23
B-C	terrasse	2.7	2.16	6.41	-3.86	-8.83	0.57	-11.33	8.03
	3eme			8.67	-5.22	-11.96	2.14	-15.34	11.88
	2eme;1r			9.56	-5.76	-13.18	2.66	-16.91	13.32
	RDC;SS			7.34	-4.42	-10.12	1.36	-12.98	9.71

Tableau 3-10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M_0S (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	MtS (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.7	3.76	14.18	-6.45	-8.54	6.75	-12.54	11.62
	3eme			18.67	-8.50	-11.24	9.06	-16.58	15.30
	2eme;1r			20.46	-9.31	-12.32	9.97	-18.19	16.77
	RDC;SS			15.97	-7.27	-9.62	7.69	-14.16	13.09
B-C	terrasse	2.7	2.16	4.68	-2.82	-6.45	0.39	-8.28	5.84
	3eme			6.16	-3.71	-8.50	1.43	-10.90	8.37
	2eme;1r			6.75	-4.07	-9.31	1.78	-11.95	9.33
	RDC;SS			5.27	-3.18	-7.27	0.91	-9.33	6.93

- **Poutrelle à trois travées type 1 (méthode Caquot):**

Tableau 3-11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 1 (ELU)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M_0u (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	3.4	2.72	10.16	-9.35	-6.12	2.89	-11.28	12.90
	courant			13.75	-12.66	-8.28	5.16	-16.00	17.46
B-C	terrasse	4.7	3.76	19.41	-8.83	-9.35	10.59	-16.63	16.44
	courant			26.28	-11.96	-12.66	15.07	-22.51	22.35
C-D	terrasse	2.7	2.16	6.41	-3.86	-8.83	0.57	-11.33	8.03
	courant			8.67	-5.22	-11.96	2.14	-15.34	11.88

Tableau 3-12: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 1 (ELS)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M0S (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	MtS (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	3.4	2.72	7.42	-6.83	-4.47	2.08	-8.22	9.42
	courant			9.77	-8.99	-5.88	3.58	-11.32	12.41
B-C	terrasse	4.7	3.76	14.18	-6.45	-6.83	7.72	-12.15	12.01
	courant			18.67	-8.50	-8.99	10.66	-15.99	15.87
C-D	terrasse	2.7	2.16	4.68	-2.82	-6.45	0.39	-8.28	5.84
	courant			6.16	-3.71	-8.50	1.43	-10.90	8.37

- **Poutrelle à trois travées type 2 (méthode forfaitaire):**

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 2 (ELU)

travées	**niveaux**	L (m)	α	M_0u (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.05	0.127	14.41	-7.21	-2.88	10.09	-13.17	15.30
	3eme		0.385	19.51	-9.76	-3.90	14.93	-17.82	20.72
	2eme; 1er		0.439	21.51	-10.75	-4.30	16.81	-19.65	22.84
	RDC; SS		0.281	16.51	-8.26	-3.30	12.12	-15.09	17.53
B-C	terrasse	3.4	0.127	10.16	-7.03	-7.21	5.32	-12.00	11.90
	3eme		0.385	13.75	-7.08	-9.76	10.38	-16.96	15.39
	2eme; 1er		0.439	15.16	-10.49	-10.75	9.80	-17.91	17.76
	RDC; SS		0.281	11.64	-8.05	-8.26	6.69	-13.75	13.63
C-D	terrasse	4	0.127	14.06	-2.81	-7.03	9.84	-15.11	13.01
	3eme		0.190	14.16	-2.83	-7.08	10.01	-15.22	13.10
	2eme; 1er		0.439	20.98	-4.20	-10.49	16.40	-22.56	19.41
	RDC; SS		0.281	16.11	-3.22	-8.05	11.83	-17.32	14.90

Tableau 3-14: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées type 2 (ELS)

travées	**niveaux**	L (m)	α	M_{0S} (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mts (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.05	0.127	10.53	-5.26	-2.11	7.37	-9.62	11.18
	3eme		0.385	13.86	-6.93	-2.77	10.61	-12.66	14.72
	2eme; 1er		0.439	15.19	-7.60	-3.04	11.87	-13.88	16.13
	RDC; SS		0.281	11.86	-5.93	-2.37	8.71	-10.84	12.59
B-C	terrasse	3.4	0.127	7.42	-5.14	-5.26	3.89	-8.77	8.69
	3eme		0.385	9.77	-5.14	-6.93	7.29	-12.02	10.96
	2eme; 1er		0.439	10.71	-7.41	-7.60	6.92	-12.65	12.54
	RDC; SS		0.281	8.36	-5.79	-5.93	4.81	-9.88	9.79
C-D	terrasse	4	0.127	10.27	-2.05	-5.14	7.19	-11.04	9.50
	3eme		0.190	10.27	-2.05	-5.14	7.26	-11.04	9.50
	2eme; 1er		0.439	14.82	-2.96	-7.41	11.58	-15.93	13.71
	RDC; SS		0.281	11.57	-2.31	-5.79	8.50	-12.44	10.70

- **Poutrelles à un cinq travées (méthode Caquot) :**

Tableau 3-15: Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M_{0u} (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mtu (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.35	3.48	16.63	-12.20	-10.02	6.05	-15.03	15.79
	3eme;2eme			19.05	-13.97	-11.47	7.65	-17.55	18.09
	SS			19.05	-13.97	-11.47	7.65	-17.55	18.09
B-C	terrasse	5.15	4.12	23.31	-11.84	-12.20	11.89	-18.17	18.05
	3eme;2eme			26.70	-13.57	-13.97	14.43	-20.82	20.69
	SS			26.70	-13.57	-13.97	14.43	-20.82	20.69
C-D	terrasse	4.15	3.32	15.13	-10.48	-11.84	4.94	-14.91	14.31
	3eme;2eme			17.34	-12.01	-13.57	6.97	-17.09	16.47
	SS			17.34	-14.16	-13.57	6.97	-16.96	16.86
D-E	terrasse	4.70	3.76	19.41	-8.83	-10.48	10.15	-16.87	16.25
	3eme;2eme			22.24	-10.12	-12.01	12.16	-19.33	18.74
	SS			28.97	-13.18	-14.16	16.52	-24.86	24.55
E-F	terrasse	2.70	2.16	6.41	-3.86	-8.83	0.57	-11.33	8.03
	3eme;2eme			7.34	-4.42	-10.12	1.36	-12.98	9.71
	SS			9.56	-5.76	-13.18	2.66	-16.91	13.32

Tableau 3-16: Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

travées	**niveaux**	L (m)	L' (m)	M_0s (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mts (KN*m)	Te (KN)	Tw (KN)
A-B	terrasse	4.35	3.48	12.15	-8.91	-7.32	4.39	-10.96	11.53
	3eme;2eme			13.68	-10.04	-8.24	5.42	-12.57	12.99
	SS			13.68	-10.04	-8.24	5.42	-12.57	12.99
B-C	terrasse	5.15	4.12	17.02	-8.65	-8.91	8.64	-13.27	13.18
	3eme;2eme			19.18	-9.74	-10.04	10.29	-14.95	14.86
	SS			19.18	-9.74	-10.04	10.29	-14.95	14.86
C-D	terrasse	4.15	3.32	11.05	-7.66	-8.65	3.55	-10.89	10.45
	3eme;2eme			12.45	-8.63	-9.74	4.88	-12.27	11.82
	SS			12.45	-10.06	-9.74	4.88	-12.19	12.08
D-E	terrasse	4.70	3.76	14.18	-6.45	-7.66	7.39	-12.32	11.87
	3eme;2eme			15.97	-7.27	-8.63	8.68	-13.88	13.45
	SS			20.46	-9.31	-10.06	11.59	-17.57	17.33
E-F	terrasse	2.70	2.16	4.68	-2.82	-6.45	0.39	-8.28	5.84
	3eme;2eme			5.27	-3.18	-7.27	0.91	-9.33	6.93
	SS			6.75	-4.07	-9.31	1.78	-11.95	9.33

C. Récapitulations :

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

Tableau 3-17: Récapitulations des efforts internes (ELU)

	ELU			
Niveau	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	T max (-) (KN)	T max(+) (KN)
terrasse	11.89	-12.20	-18.17	18.05
3eme	15.07	-15.83	-23.35	22.35
2eme	16.81	-17.45	-25.77	23.75
1er	16.81	-17.45	-25.77	23.75
RDC	15.07	-17.45	-25.77	23.75
SS	16.52	-14.16	-24.86	24.55

Tableau 3-18: Récapitulations des efforts internes (ELS)

Niveau	ELS			
	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	T max (-) (KN)	T max(+) (KN)
terrasse	8.64	-8.91	-13.27	13.18
3eme	10.66	-11.24	-16.58	15.87
2eme	11.87	-12.32	-18.19	16.77
1er	11.87	-12.32	-18.19	16.77
RDC	10.66	-12.32	-18.19	16.77
SS	11.59	-10.06	-17.57	17.33

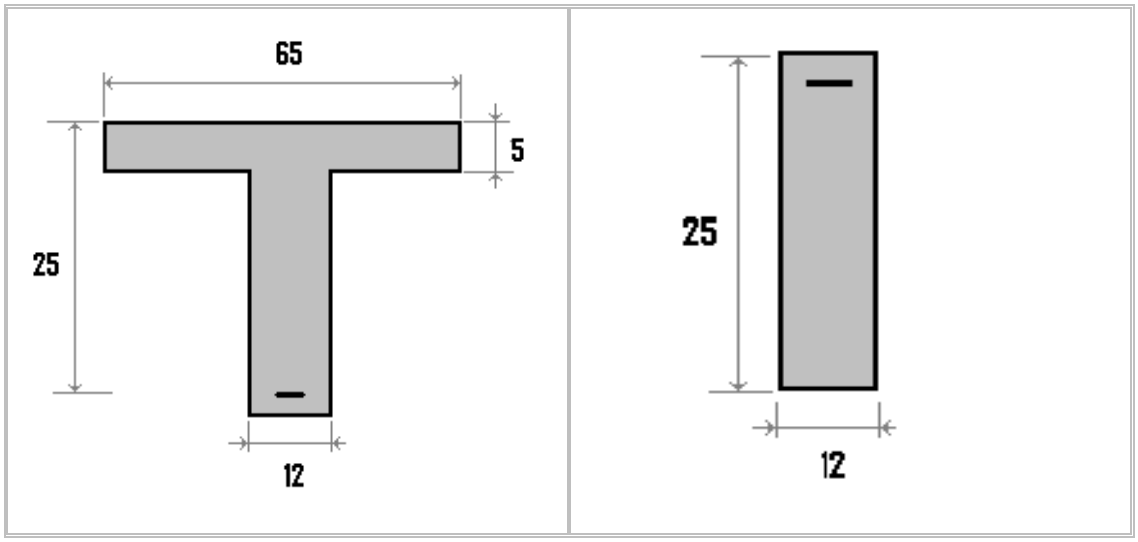


Figure 3-7 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

D. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour les travées

Tableau 3-19 : Calcul des armatures (ELU)

	ELU								
Niveau	M_0 (KN.m)	Mt (KN.m)	$M_0 \geq Mt$	μ	μ_l	$\mu < \mu_l$	β	As (cm^2)	As choisis (cm^2)
terrasse	94.39	11.89	SR	0.0244	0.392	SSAC	0.988	1.50	2.35
3eme	94.39	15.07	SR	0.0309	0.392	SSAC	0.984	1.91	2.35
2eme	94.39	16.81	SR	0.0345	0.392	SSAC	0.982	2.14	2.35
1er	94.39	16.81	SR	0.0345	0.392	SSAC	0.982	2.14	2.35
RDC	94.39	15.07	SR	0.0309	0.392	SSAC	0.984	1.91	2.35
SS	94.39	16.52	SR	0.0339	0.392	SSAC	0.983	2.10	2.35

- **calcule de coefficient K1**

Tableau 3-20 : Calcul de coefficient K1 (ELS)

Niveau	Mt (KN.m)	Sxx' (mm^3)	$Sxx' \geq 0$	Δ (mm^4)	Y (mm)	Ixx' (mm^4)	k_1 (N/mm^3)
terrasse	8.64	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0616
3eme	10.66	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0759
2eme	11.87	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0846
1er	11.87	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0846
RDC	10.66	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0759
SS	11.59	178000	SR	4265602500	44.82	140385775.3	0.0826

Tableau 3-21 : Vérification des contraints (ELS)

Niveau	σb (Mpa)	[σb] (Mpa)	σs (Mpa)	[σs] (Mpa)	σ's (Mpa)	[σ's] (Mpa)	commentaire
terrasse	2.76	15	171.05	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELU
3eme	3.40	15	210.86	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELS
2eme	3.79	15	234.95	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELS
1er	3.79	15	234.95	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELS
RDC	3.40	15	210.86	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELS
SS	3.70	15	229.38	201.63	-	201.63	A, A' de l'ELS

Tableau 3-22 : Calcul des armatures (ELS)

Niveau	μ	K	β	σb	commentaire	As (cm^2)	As choisie(cm^2)
terrasse	-	-	-	-	-	-	2.35
3eme	0.0015	0.017	0.933	3.43	SSAC	2.46	2.7
2eme	0.0017	0.018	0.93	3.63	SSAC	2.75	3.04
1er	0.0017	0.018	0.93	3.63	SSAC	2.75	3.04
RDC	0.0015	0.017	0.933	3.43	SSAC	2.46	2.7
SS	0.0017	0.017	0.933	3.43	SSAC	2.68	2.7

- Pour les appuis

Tableau 3-23 : Calcul des armatures (ELU)

	ELU								
Niveau	M_0 (KN.m)	Ma (KN.m)	M0≥Ma	μ	μl	μ<μl	β	As (cm^2)	As choisi (cm^2)
terrasse	80.57	12.20	SR	0.0331	0.392	SSAC	0.983	1.78	1.91
3eme	80.57	15.83	SR	0.0430	0.392	SSAC	0.978	2.33	2.35
2eme	80.57	17.45	SR	0.0474	0.392	SSAC	0.976	2.57	2.7
1er	80.57	17.45	SR	0.0474	0.392	SSAC	0.976	2.57	2.7
RDC	80.57	17.45	SR	0.0474	0.392	SSAC	0.976	2.57	2.7
SS	80.57	14.16	SR	0.0385	0.392	SSAC	0.98	2.08	2.35

Tableau 3-24 : Calcul de coefficient K1 (ELS)

Niveau	Ma (KN.m)	Sxx' (mm^3)	Sxx'≥ 0	Δ (mm^4)	Y (mm)	Ixx' (mm^4)	k_1 (N/mm^3)
terrasse	8.91	382750	SR	3012432900	37.81	87077022.23	0.1023
3eme	11.24	283750	SR	3715702500	41.47	104041795.1	0.1081
2eme	12.32	205000	SR	4277610000	44.08	117017126.4	0.1053
1er	12.32	205000	SR	4277610000	44.08	117017126.4	0.1053
RDC	12.32	205000	SR	4277610000	44.08	117017126.4	0.1053
SS	10.06	283750	SR	3715702500	41.47	104041795.1	0.0967

Tableau 3-25 : Vérification des contraints (ELS)

Niveau	σb (Mpa)	[σb] (Mpa)	σs (Mpa)	[σs] (Mpa)	σ's (Mpa)	[σ's] (Mpa)	commentaire
terrasse	3.87	15	248.91	201.63	-	-	A, A' de l'ELS
3eme	4.48	15	256.98	201.63	-	-	A, A' de l'ELS
2eme	4.64	15	246.33	201.63	-	-	A, A' de l'ELS
1er	4.64	15	246.33	201.63	-	-	A, A' de l'ELS
RDC	4.64	15	246.33	201.63	-	-	A, A' de l'ELS
SS	4.01	15	230.00	201.63	-	-	A, A' de l'ELS

Tableau 3-26 : Calcul des armatures (ELS)

Niveau	μ	K	β	σb (Mpa)	commentaire	As (cm^2)	As choisi (cm^2)
terrasse	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	2.38	3.04
3eme	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	3.00	3.86
2eme	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	3.29	3.86
1er	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	3.29	3.86
RDC	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	3.29	3.86
SS	0.0017	0.0180	0.93	3.6	SSAC	2.68	3.04

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

Tableau 3-27 : Section d'armature

Niveau	Section d'armature (cm²)	
	travée	appuis
Terrasse	3HA10=2.35	1HA10+2HA12=3.04
3eme	2HA10+1HA12=2.7	1HA10+2HA14=3.86
2eme	1HA10+2HA12=3.04	1HA10+2HA14=3.86
1er	1HA10+2HA12=3.04	1HA10+2HA14=3.86
RDC	2HA10+1HA12=2.7	1HA10+2HA14=3.86
Sous-sol	2HA10+1HA12=2.7	1HA10+2HA12=3.04

- **Armatures transversales :**

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

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (20.7;\ 40\ cm)$$

Donc: S_t=20 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.14;14;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre.

n_t: nombre des barres.

a_t =0.28 cm² et n_t=2 ➔ $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

Tableau 3-28 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ6	20cm

E. Vérification au cisaillement :[1]

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.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{18.19*10^3}{120*200}=0.758\,MPa\leq\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa.}\Rightarrow\frac{56\times 400}{120\times 200}=0.93\,\text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa}\qquad\textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.0023>0.0003\textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

F. Vérifications préliminaires de la flèche :[1]

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

- **1ere condition**

h/L ≥ Mt/(15 Mo)

h/ L = 0.25 / 5.97 = 0.042

Mt/(15 Mo)=11.87/(15*28.97)=0.027

h/L ≥ Mt/(15 Mo) " condition vérifier"

- **2eme condition**

$\rho\leq 3.6/fe$

ρ=A/(bo*d)=3.04/(12*23)=0.011

3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009

$\rho \leq 3.6/fe$ "condition non vérifier"

si l'un des deux condition n'est pas vérifier le calcul de la flèche est nécessaire.

G. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

L=5.97 m

5.97 m>5 m ⇒ $\bar{f}$ = 0.5cm+(L/1000)= 0.5+(5.97/1000)=0.5 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 30179.7921\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 10.49 * 10^3 * 5.97^4}{384 * 32164.2 * 30179 * 10^{-2}} = 0.0015\ m$$

$f = 0.15\ cm < \bar{f} = 0.5\ cm$ ⇒ Condition vérifiée

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

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

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

- **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 volée parallèles.

- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

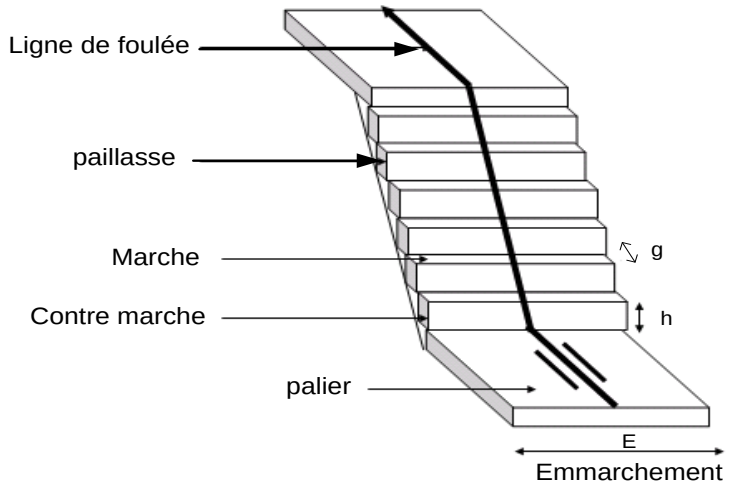


Figure 3-8 : Représentation d'un escalier

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

III.3.3. Escalier à deux volées :

III.3.3.1. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de l'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.87m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17 cm

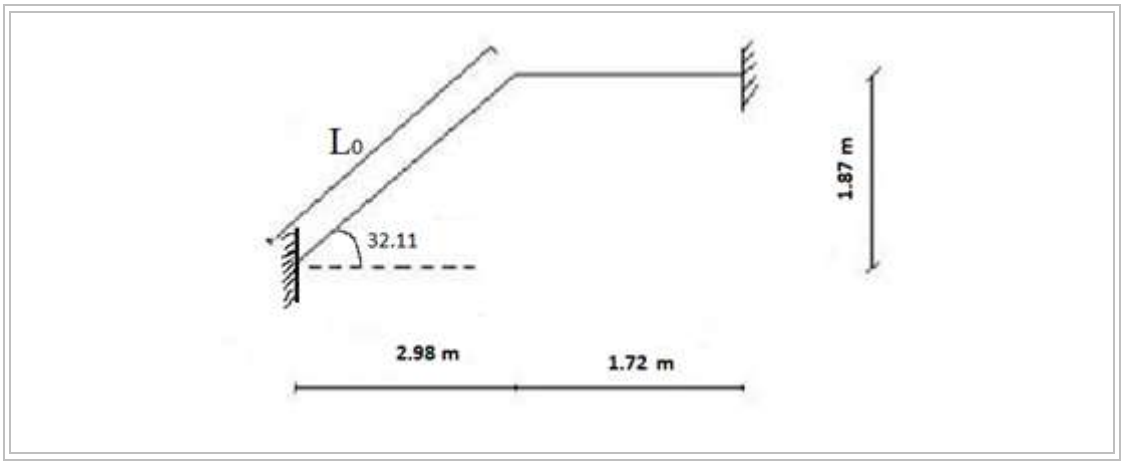


Figure 3-9 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 1.87/2.98 = 0.627

Donc : α =32.11°

$L_0 = \sqrt{1.87^2 + 2.98^2} = 3.52m$

l =1.72+3.52=5.24 m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 14.79 \le e \le 17.46$ On adopte: e = **16**cm

III.3.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes :

Tableau 3-29 : Poids propre 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	0.16	25	4
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		G=5.74	

Tableau 3-30 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	P. volumique (KN/m²)	P. surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids propre de la paillasse	0.16/cosα	25	4.75
Poids des marches	0.085	25	2.125
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		G=8.08	

B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3. 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 3-31 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu ($KN/.m^2$)	P ser (KN/m^2)
Palier 1	5.74	2.50	11.50	8.24
Paillasse	8.08	2.50	14.65	10.58

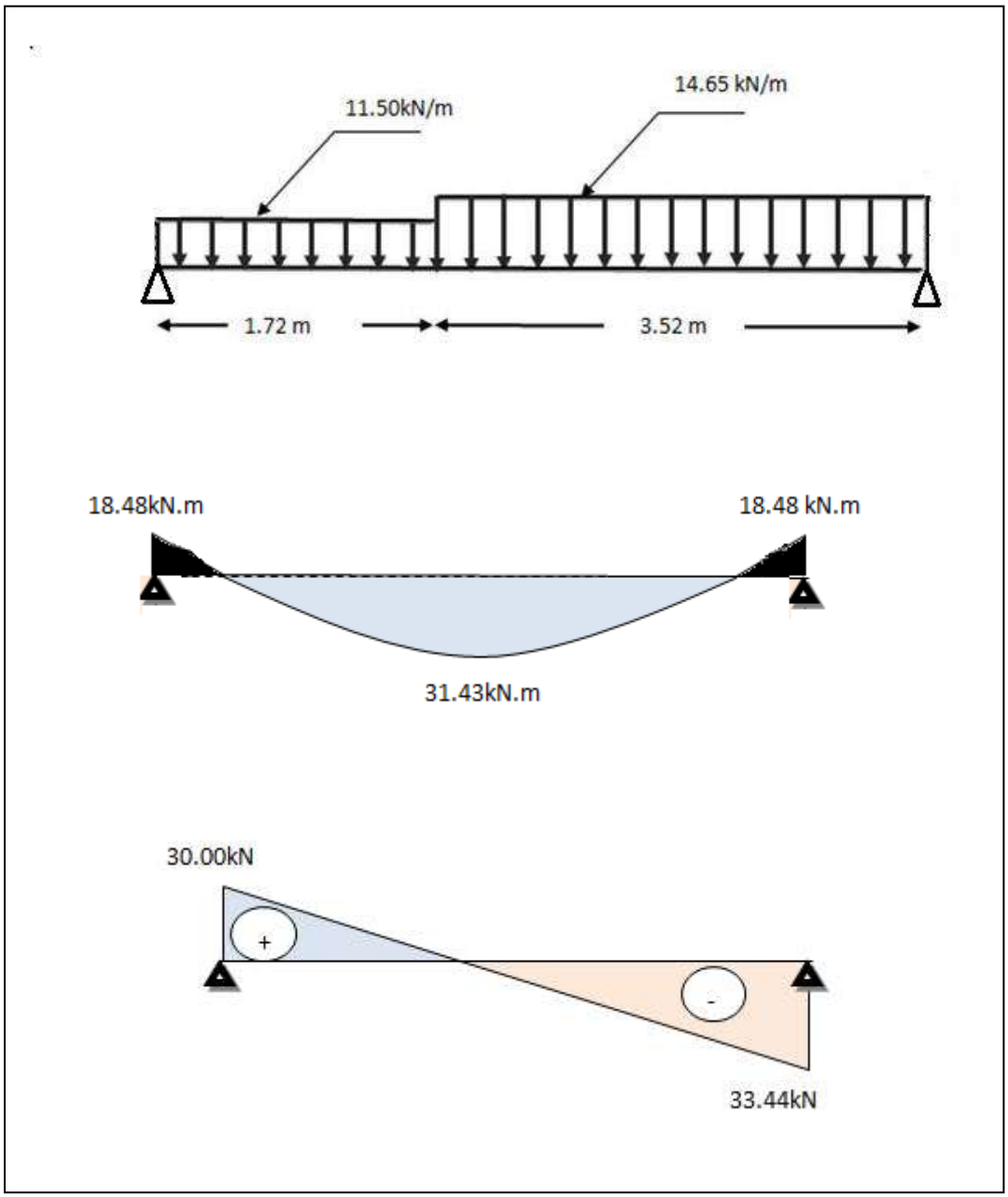


Figure 3-10 : Schéma statique à l'E.L.U

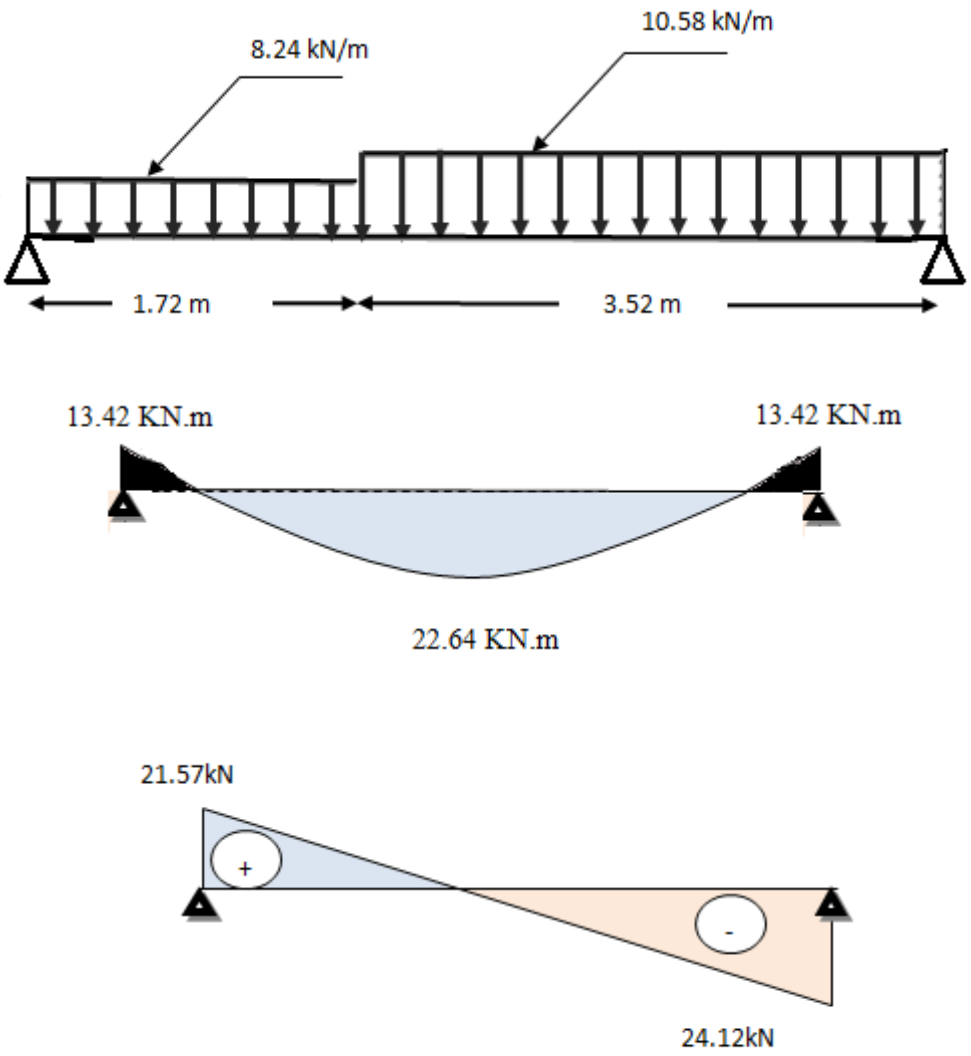


Figure 3-11 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.3.4. Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-32 : Les données de l'escalier

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 16cm	d=13.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

positon	Mu (KN.m)	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A adopté (cm²)
En travée	31.42	0.122	0.163	0.935	7.16	0	5HA14=7.69
En appuis	18.48	0.072	0.093	0.971	4.05	0	5HA12=5.65

A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 7.69\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times16}{1000} = 1.60\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times16}{1000} = 1.60\,cm^2$ (c.v)

B. Les armatures de répartition :[1]

Tableau 3-34 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	3HA10 = 2.35 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	3HA10 = 2.35 cm²

C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-35 : Vérification de l'espacement

position	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm	St=33cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=45cm	St=33cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=45cm

D. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{33.44\times10^3}{1000\times150} = 0.223\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.223\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad (c.v)$$

E. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau 3-36 : Vérification à l'E.L.S

position	en travée	en appuis
A (cm²)	7.69	5.65
M ser (KN.m)	22.64	13.32
Y (cm)	4.545	4.011
I (cm4)	12379.689	9781.967
[σb] (MPa)	15	
σb (MPa)	8.313	5.461
σb ≤ [σb]	condition vérifiée	condition vérifiée

F. Vérification de la flèche :[1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{16}{524} = 0.030 \geq \frac{36.97}{20 \times 31.43} = 0.06 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 13.5} = 0.006 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f} : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches dues aux charges instantanées:

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

Avec :

- ✓ $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}} = 0.01$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right] = 0.48$

- pour les flèches dues aux charges de longues durées:

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

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.89\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 37851.98cm^4$$

λ_i =3.69

λ_v =1.47

L_{fi}=15030.74

L_{fv}=24376.97

E_i=32164.20

E_v=10721.40

Tableau 3-37 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	ρ	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I0 (cm4)
7.69	22.64	0.01	218.10	0.48	8.89	37851.98
I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	*f*i (mm)	*f*v (mm)	Δ*f* (mm)	Ƒadm (mm)	Δ*f* < *f*adm
15030.74	24376.97	12.85	23.77	10.92	10.48	non vérifier

Lorsque la flèche n'est pas vérifiée alors nous augmentons le ferraillage

Dans ce cas :

A=6HA14=9.23 cm²

λ_i =1.41

λ_v =0.56

L_{fi}=30508.45

L_{fv}=40262.82

E_i=32164.20

E_v=10721.40

Tableau 3-38 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	ρ	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I_0 (cm4)
9.23	22.64	0.01	181.71	0.48	9.08	38711.14
I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	*f*i (mm)	*f*v (mm)	Δ*f* (mm)	Ƒadm (mm)	Δ*f* < *f*adm
17206.39	26782.69	11.23	21.64	10.41	10.48	vérifiée

Donc nous adoptons :

$A_{travée}$=6 HA14 =9.23 cm² avec S_t=16 cm.

A_{appuis}=6HA12 =6.78 cm² avec S_t=20 cm

$A_{repartie}$=3 HA10 =2.35 cm² avec S_t=33 cm.

III.3.4.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Avec une section (b×h).

III.3.4.1.Pré dimensionnement :

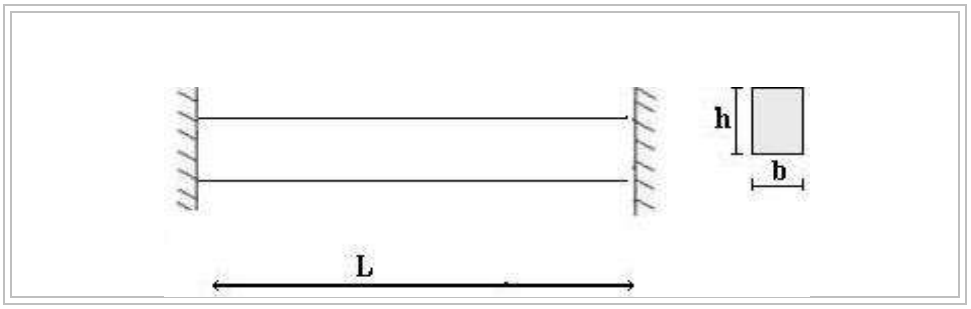


Figure 3-12 : Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes: **[1]**

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone I sont: **[2]**

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$

b max ≤ 1.5+b1

Tableau 3-39 : Prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.60 m ⇒ 24cm ≤ h ≤36cm on adopte **h = 30 cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.0882) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 30cm ; b = 30 cm**

III.3.4.2. Evaluation des charges :

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

✓ poids d'escalier :➔ $palier = 5.74*1.5 = 8.61KN/m$

$paillasse = 8.08*0.9/2 = 3.64KN/m$

➔ poids d'escalier : $8.61+3.64 = 12.25KN/m$

✓ Poids du demi-mur➔ Pm= 1.87×0.25×2.52= 1.18KN/m

✓ charge d'exploitation: ➔Q=2.5*(1.72+0.9*2)=8.8 KN/m

P_u=1.35G+1.5Q ➔**P_u=50.78 KN/m**

P_s = G+Q ➔**P_s=36.64 KN/m**

III.3.4.3. 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 3-40 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(KN)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	91.44	54.84	27.42
ELS	65.95	39.56	19.78

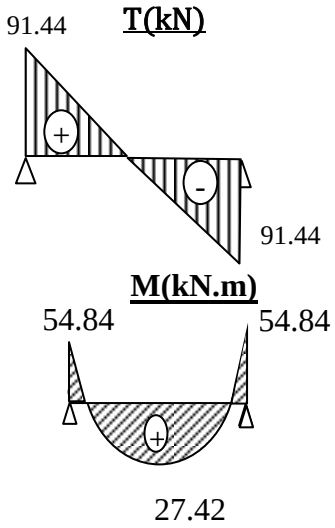


Figure 3-13: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

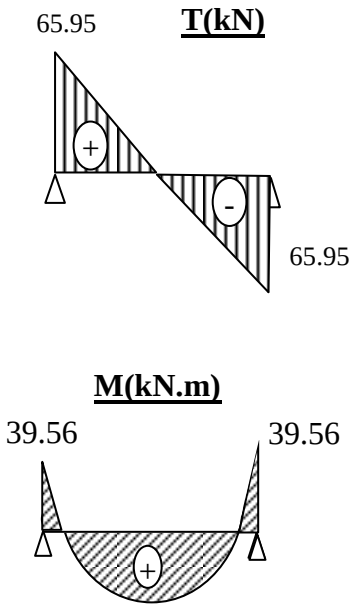


Figure 3-14: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.3.4.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau 3-41 : Les données la poutre palière

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 3-42 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)	$A'=A_{REP}$ (cm²)
En travée	27.42	0.085	0.955	3.00	0.00	3HA12=3.39	3HA12=3.39
En appuis	54.84	0.170	0.906	6.33	0.00	5HA14=7.69	3HA12=3.39

- **Condition de non fragilité :**

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

En travées:

$A = 3.39cm^2 \geq A_{min} = 0.9cm^2$ ..... Condition vérifié

En appuis : $A = 7.69cm^2 \geq A_{min} = 0.9cm^2$ ..... Condition vérifié

- **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

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

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

$$\tau_u = \frac{91.44.10^3}{300 \times 275}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 1.11Mpa}$

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

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

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

$\boldsymbol{\tau_u = 1.11Mpa < \overline{\tau_u} = 3.33Mpa}$ **…… (Condition vérifié)**

- **Armatures transversales:**

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

$\phi_t = 8\text{mm} < 0.85cm$

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

Donc on adoptera: $\boldsymbol{A_t = 4\phi 8 = 2.01cm^2}$

- **Vérification du R.P.A 99:**

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

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

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

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} \boldsymbol{S_t = 10cm\ (Zone\ nodale)} \\ \boldsymbol{S_t = 15cm\ (Zone\ courante)} \end{cases}$

On a: $A_t = 1\text{cm}^2$

En travée: $S_t = 15\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t_{min}} = 1.35\text{cm}^2$

En appuit: $S_t = 10\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t_{min}} = 0.9\text{cm}^2$

Et on procèdera à la vérification des paramètres suivants:

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

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

En travée: $\frac{2.01}{30 \times 15} = 0.005\text{cm} \geq \frac{1.15\left(1.11 - (0.3 \times 2.1 \times 1)\right)}{0.9 \times 400(0+1)}$

$= 0.002\text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ Condition vérifié

En appuis: $\frac{2.01}{30 \times 10} = 0.007\text{cm} \geq \frac{1.15\left(1.11 - (0.3 \times 2.1 \times 1)\right)}{0.9 \times 400(0+1)}$

$= 0.002\text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ Condition vérifié

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

En travée: $A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400}$

$= 0.45\text{cm}^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ Condition vérifié

En travée: $A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4 \times 30 \times 10}{400}$

$= 0.30\text{cm}^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ Condition vérifié

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau 3-43 : Vérification à l'ELS "travée"

Pser (KN)	M0 (KN.m)	Mt ser (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (mm)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	commentaire
36.64	59.35	19.78	3459528900	81.08	244522973.71	0.08	6.56	15	A et A' à l'ELU

Tableau 3-44 : Vérification à l'ELS "appuis"

Pser (KN)	M0 (KN.m)	Mt ser (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (mm)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	commentaire
36.64	59.35	39.57	8145324900	111.97	446966171.9	0.09	9.91	15	A et A' à l'ELU

A. Vérifications préliminaires de la flèche :[1]

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

Tableau 3-45 : Prédimensionnement de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.60 = 0.083 Mt/(15 Mo)=27.42 /(15*82.26)=0.022	ρ=A/(b_0*d)=7.69/(30*27.5)=0.009 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

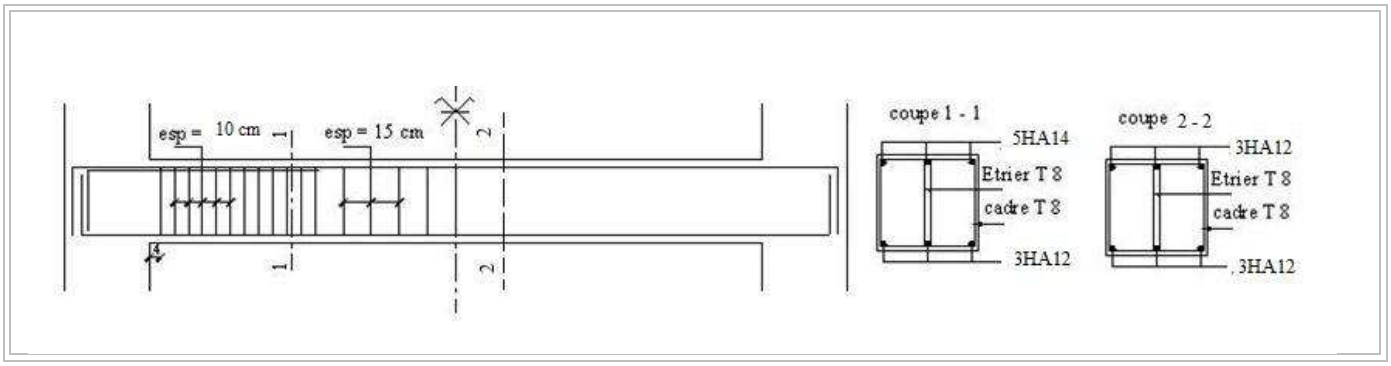


Figure 3-15 : Ferraillage de la poutre palière

III.4.Les dalles pleines :

III.4.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inferieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.4.2. Méthode de calcul :

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

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

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

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

III.4.3. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

T_{int}= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

A. Dalle irrégulière:

Tableau 3-46 : Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u
Terrasse	7,36	1	11.43
Etage courant	6,20	4	14,37

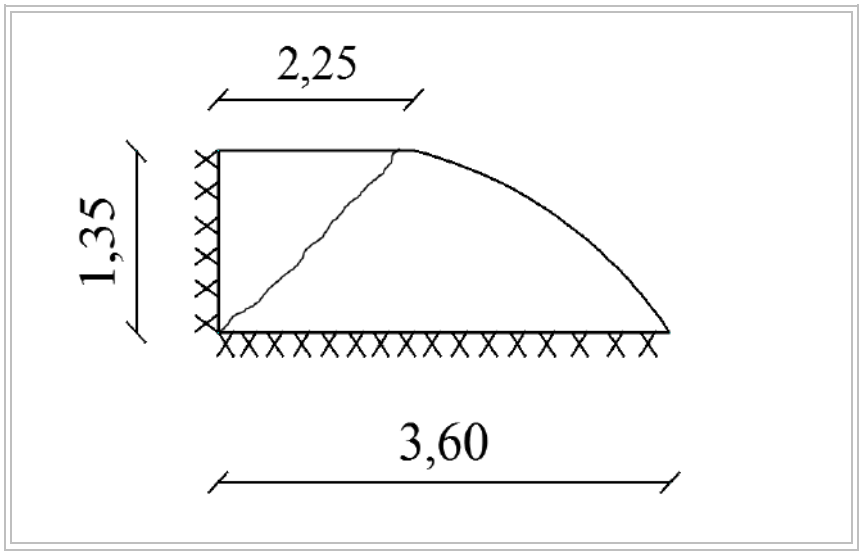


Figure 3-16 : Dalle pleine irrégulière

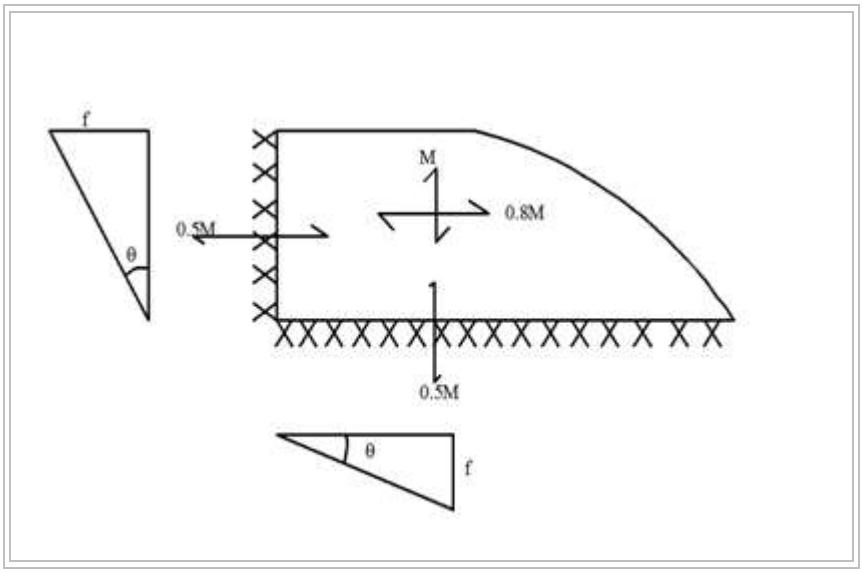


Figure 3-17 : Efforts et déplacements des zones rigides

➢ **Travail externe :**

$T_{ext} = q.s.f$

$$T_{ext\ (1)} = \frac{f}{3} \times q_u \times \frac{1.35^2}{2} = q_u \times 0.304 \times f$$

$$T_{ext\ (2)} = Pu\left(\frac{f}{3} \times \frac{1.35^2}{2} + 0.9 \times 1.35 \times \frac{f}{3} + \pi \times \frac{1.35^2}{4} \times y\right)$$

$$\left.\begin{array}{l} f \longrightarrow 1.35 \\ y \longrightarrow \frac{1.35}{2}\frac{\sqrt{2}}{2} \end{array}\right\} \Longrightarrow y = f\frac{\sqrt{2}}{4}$$

$$T_{ext\ (2)} = (1.92).Pu.f$$

$$T_{ext} = 2.227.Pu.f$$

➢ **Travail interne :**

$$T_{int} = M \times L \times \theta$$

$$T_{int\,(1)} = 0.5M \times l_x\,\theta_y + Ml_x\theta_y$$

$$= 0.5M + 1.35\frac{f}{1.35} + 0.8M \times 1.35 \times \frac{f}{1.35}$$

$$T_{int\,(1)} = 1.3M.f$$

$$T_{int\,(2)} = 0.5M \times l_x\,\theta_y + Ml_x\theta_y$$

$$= M + 1.35\frac{f}{1.35} + 0.5M \times 3.6 \times \frac{f}{1.35}$$

$$T_{int\,(2)} = 3.633M.f$$

$T_{int} = T_{ext} \Longrightarrow 2.227.Pu = 3.633.M$

$M = 0.613 \times Pu$

A.1. calcule de ferraillage

Tableau 3-47 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée"

Niveau	Mty=M (KN.m)	u	u<ul	A (Cm²)	A min (cm²)	A choisis (Cm²)	St	St adm
terrasse	7.010	0.055	SSAC	2.18	1.2	5HA10=3.92	20	33
courant	8.809	0.069	SSAC	2.76	1.2	5HA10=3.92	20	33

Tableau 3-48 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée"

Niveau	Mtx=0.8M (KN.m)	u	u<ul	A (Cm²)	A min (cm²)	A choisis (Cm²)	St	St adm
terrasse	5.608	0.044	SSAC	1.73	1.5	5HA10=3.92	20	33
courant	7.047	0.055	SSAC	2.20	1.5	5HA10=3.92	20	33

Tableau 3-49 : Ferraillage et espacement à l'ELU "Appui"

Niveau	Ma=0.5M (KN.m)	u	u<ul	A (Cm²)	A min (cm²)	A choisis (Cm²)	St (cm)	St adm (cm)	St< St adm
terrasse	3.505	0.027	SSAC	1.08	1.5	4HA10=3.14	25	33	ok
courant	4.404	0.034	SSAC	1.36	1.5	4HA10=3.14	25	33	ok

A.2.Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}17MPa$

$$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly}$$

$\tau_u = V_u / b_0.d$

Tableau 3-50 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	X	8.82	0.09	1.17	Condition vérifier
	Y	13.72	0.14	1.17	Condition vérifier
courant	X	11.08	0.12	1.17	Condition vérifier
	y	17.24	0.18	1.17	Condition vérifier

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Zone d'appui:

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$

$\Longrightarrow A=3.14\ cm^2 > 1.15x17.24x10^3/400x10^2 = 0.50\ cm^2$ **(Condition. Verifier)**

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

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau 3-51 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée"

Niveau	Mt=M (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (m)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
terrasse	7.01	4607097600	28.06	33712540.01	0.2079	5.83	15	ok
courant	8.81	4607097600	28.06	33712540.01	0.2613	7.33	15	ok

Tableau 3-52 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée"

Niveau	Mt=0.8M (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (m)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
terrasse	5.61	4607097600	28.06	33712540.01	0.1664	4.67	15	ok
courant	7.05	4607097600	28.06	33712540.01	0.2090	5.87	15	ok

Tableau 3-53 : Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis"

Niveau	Mt=0.5M (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (m)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
terrasse	3.51	4607097600	29.23	28698132.35	0.1221	3.57	15	ok
courant	4.40	4607097600	29.23	28698132.35	0.1535	4.49	15	ok

donc les calcules de ferraillage obtenues à l'ELU sont suffisant

- **Vérification de la flèche :**

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

$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L_x}} = \frac{0.12}{3.6} = 0.033 \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20(M_0)}} = \frac{5.61}{20(18.53)} = 0.015 \Longrightarrow$ Condition vérifié

$\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{b_0 \times d}} = \frac{3.92}{100 \times 9.5} = 0.004 \leq \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} = 0.005 \Longrightarrow$ Condition vérifié

Donc le calcul de la flèche est inutile.

B. Dalle triangulaire:

Tableau 3-54 : Evaluations des sollicitations

Niveau	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	q_u (KN/m^2)
Terrasse	8.11	1	12.45
Etage courant	6.95	4	15.38

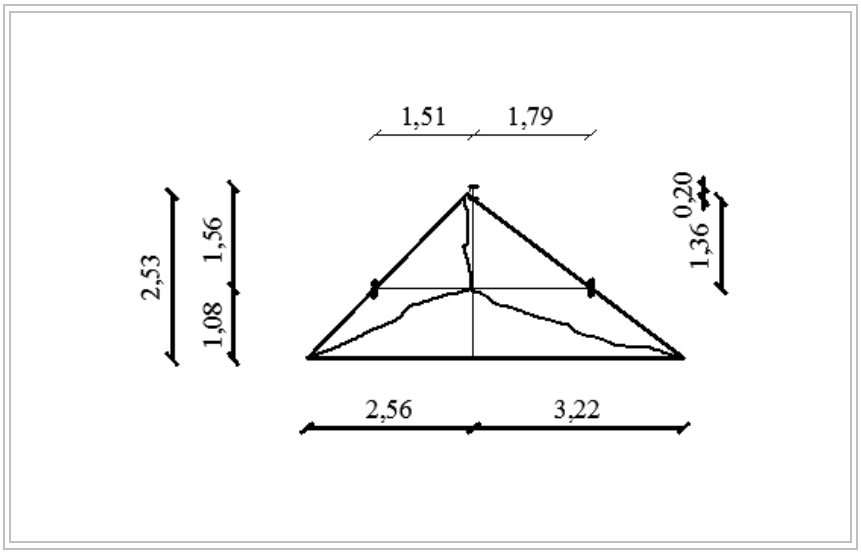


Figure 3-18 : Dalle pleine triangulaire

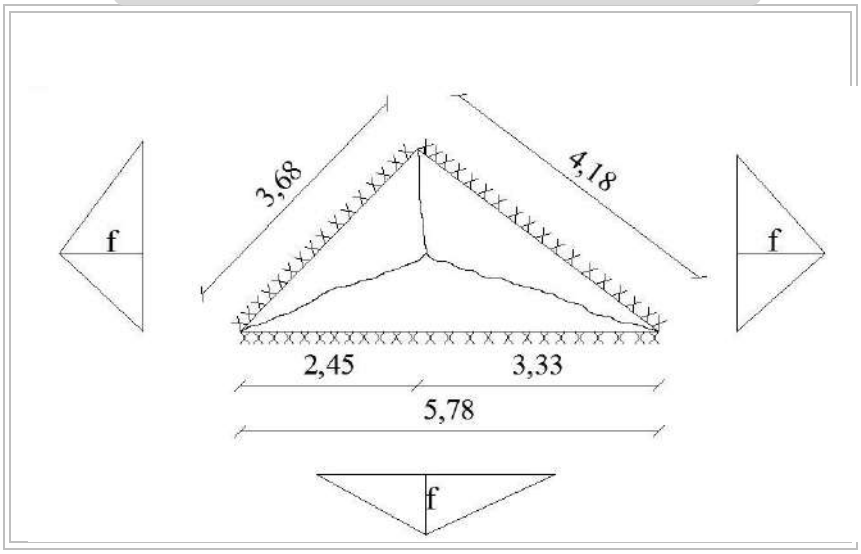


Figure 3-19 : Efforts et déplacements des zones rigides

T_{ext}=q x S

x f

q = Pu

S = 2.53 x 5.78/2=7.312 m²

T_{ext} =7.312 x Pu x f

T_{int} = M x L x θ

T_{int1} = M x L_1 x θ_{x1} +0.5 M x L_1 x θ_{x1}

T_{int2} = M x L_{x2} x θ_{x2} +0.5 M x L_{x2} x θ_{x2}+ M x L_{y2} x θ_{y2} +0.5 M x L_{y2} x θ_{y2}

T_{int3} = M x L_{x3} x θ_{x3} +0.5 M x L_{x3} x θ_{x3}+ M x L_{y3} x θ_{y3} +0.5 M x L_{y3} x θ_{y3}

Avec :

$\theta_{x1} = \frac{f}{x}$

$\theta_{x2} = \frac{f}{c}$

$\theta_{y2} = \frac{f}{k}$

$\theta_{x3} = \frac{f}{y}$

$\theta_{y3} = \frac{f}{z}$

L_1 = 5.78 m

x = 1.08 m

L_{x2} = k = 1.51 m

L_{y2} = c = 1.56 m

L_{x3} = z = 1.79 m

L_{y3} = y =1.36 m

NB : les dimensions aux dessus sont obtenues à l'aide de logiciel « Auto-CAD ».

T_{int1} = 8.028 x M x f

T_{int2} = 3.002 x M x f

T_{int3} = 3.114 x M x f

T_{int} =14.144 x M x f

$T_{ext} = T_{int} \Longrightarrow$

7.312 x Pu x f = 14.144 x M x f $\Longrightarrow$

M =0.517 x Pu

B.1. calcule de ferraillage

Tableau 3-55 : Ferraillage et espacement à l'ELU "travée"

Niveau	Mt=M (KN.m)	u	u<ul	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisis (cm²)	S_t (cm)	$S_{t\,adm}$ (cm)
terrasse	7.631	0.060	SSAC	2.38	1.5	5HA10=3.92	20	33
courant	9.429	0.074	SSAC	2.96	1.5	5HA10=3.92	20	33

Tableau 3-56 : Ferraillage et espacement à l'ELU "appui"

Niveau	Ma=0.5M (KN.m)	u	u<ul	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A choisis (cm²)	S_t (cm)	$S_{t\,adm}$ (cm)
terrasse	3.815	0.030	SSAC	1.17	1.5	4HA10=3.14	25	33
courant	4.715	0.037	SSAC	1.45	1.5	4HA10=3.14	25	33

B.2.Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}17MPa$

$$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly}$$

$\tau_u = V_u / b_0.d$

Tableau 3-57 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	X	16.79	0.13	1.17	Condition vérifier
	Y	23.99	0.19	1.17	Condition vérifier
courant	X	20.75	0.17	1.17	Condition vérifier
	y	29.63	0.24	1.17	Condition vérifier

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Zone d'appui:

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$

$\Longrightarrow$ A=3.14 cm^2>1.15x29.63x10^3/400x10^2= 0.85 cm^2 **(Condition. Verifier)**

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

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau 3-58 : Vérification de ferraillage à l'ELS "travée"

Niveau	Ma=M (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (m)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
terrasse	7.63	4607097600	28.06	33712540	0.2264	6.35	15	ok
courant	9.43	4607097600	28.06	33712540	0.2797	7.85	15	ok

Tableau 3-59 : Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis"

Niveau	Mt=0.5M (KN.m)	Δ (mm^4)	Y (m)	Ixx' (mm^4)	k1 (N/mm^3)	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
terrasse	3.82	4607097600	29.23	28698132	0.1330	3.89	15	ok
courant	4.71	4607097600	29.23	28698132	0.1643	4.80	15	ok

donc les calcules de ferraillage obtenues à l'ELU sont suffisant

- **Vérification de la flèche :**

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

$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L_x}} = \frac{0.12}{5.78} = 0.021 \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20(M_0)}} = \frac{4.71}{20(64.1)} = 0.003 \Longrightarrow$ Condition vérifié

$\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{b_0 \times d}} = \frac{3.92}{100 \times 9.5} = 0.004 \leq \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} = 0.005 \Longrightarrow$ Condition vérifié

Donc le calcul de la flèche est inutile.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U : 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone I.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau		position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	63.16	1145	1.35G+1.5 Q	0.00	3.96	**3HA14 =4.62**
		Appui	-116.36	1170	1.35G+1.5 Q	0.00	7.53	**5HA14=7.70**
	Etages	Travée	81.09	1041	1.35G+1.5 Q	0.00	5.14	**5HA14=7.70**
		Appui	-110.70	1060	1.35G+1.5 Q	0.00	7.14	**5HA14=7.70**
Rive	Terrasse	Travée	34.32	953	1.35G+1.5 Q	0.00	2.12	**3HA12=3.39**
		Appui	-75.40	723	G+Q-EY	0.00	4.10	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	41.43	629	1.35G+1.5 Q	0.00	2.56	**3HA14=4.62**
		Appui	-87.71	1110	G+Q-EY	0.00	4.79	**4HA14=6.16**

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau		position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	travée	26.04	1156	1.35G+1.5 Q	0.00	1.79	**3HA12=3.39**
		Appui	-54.94	905	1.35G+1.5 Q	0.00	3.86	**5HA12=5.65**
	Etage	travée	31.86	1108	G+Q+EY	0.00	1.90	**3HA12=3.39**
		Appui	-50.40	581	G+Q-EY	0.00	3.04	**3HA12=3.39**
Rive	Terrasse	travée	24.07	932	1.35G+1.5 Q	0.00	1.65	**3HA12=3.39**
		Appui	-36.94	1174	G+Q-EX	0.00	2.21	**3HA12=3.39**
	Etage	travée	31.27	1074	G+Q+EY	0.00	1.87	**3HA12=3.39**
		Appui	-46.59	1067	G+Q-EX	0.00	2.81	**3HA12=3.39**

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : [1]

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 : Pour la fissuration est préjudiciable :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Pour la fissuration est peu préjudiciable aucun vérification sur contrainte des aciers

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau		position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	46.21	1145	4.62	5.62	15	-	-	oui
		Appui	-84.77	1170	7.70	8.54	15	-	-	oui
	Etages	Travée	57.49	1041	7.70	5.79	15	-	-	oui
		Appui	-78.50	1060	7.70	7.91	15	-	-	oui
Rive	Terrasse	Travée	25.03	953	3.39	3.43	15	168.44	201.63	oui
		Appui	-35.42	1163	4.62	4.30	15	177.24	201.63	oui
	Etages	Travée	29.47	629	4.62	3.60	15	147.4	201.63	oui
		Appui	-41.31	1110	6.16	4.51	15	156.99	201.63	oui

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau		position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	18.95	1156	3.39	3.10	15	-	-	Oui
		Appui	-39.84	905	5.65	5.38	15	-	-	Oui
	Etages	Travée	18.09	1108	3.39	2.96	15	-	-	Oui
		Appui	-34.45	581	3.39	5.64	15	-	-	Oui
Rive	Terrasse	Travée	17.62	932	3.39	2.89	15	133.08	201.63	Oui
		Appui	-21.71	936	3.39	3.56	15	163.97	201.63	Oui
	Etages	Travée	21.69	1012	3.39	3.55	15	163.82	201.63	Oui
		Appui	-25.10	765	3.39	4.11	15	189.57	201.63	Oui

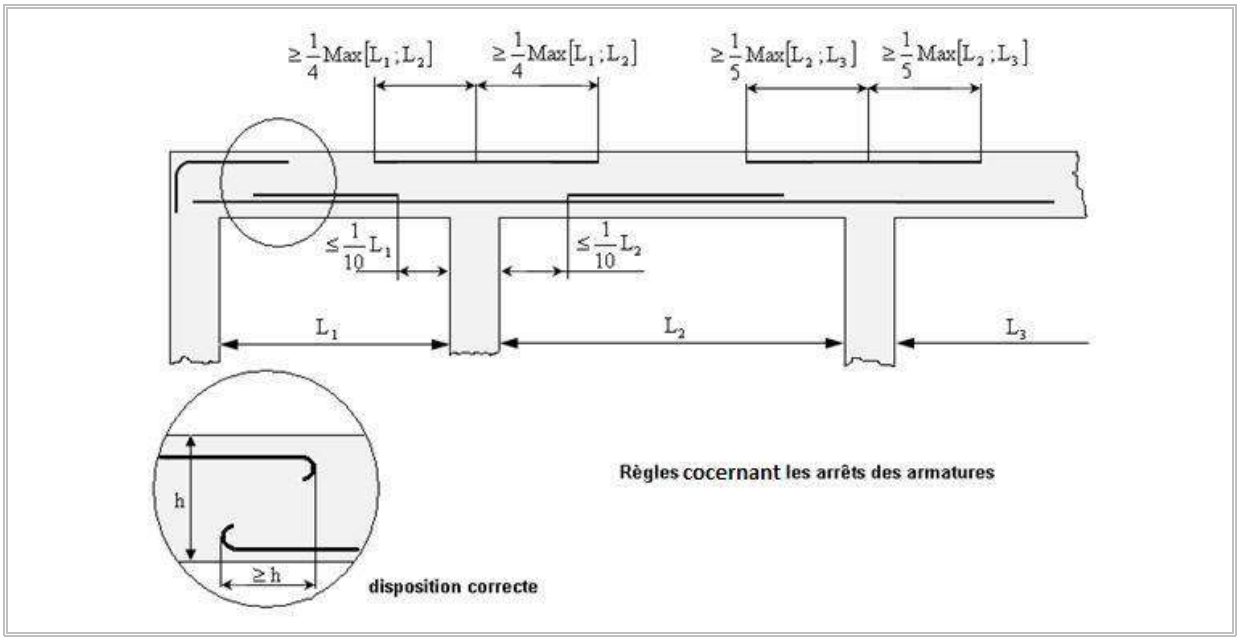


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau 5-6 : Vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau		position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	1.5	Oui
		appui	7.70	1.5	Oui
	Etages	Travée	7.70	1.5	Oui
		appui	7.70	1.5	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.5	Oui
		appui	4.62	1.5	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.5	Oui
		appui	6.16	1.5	Oui

Tableau 5-7 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA

Niveau		position	$A_{globale}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	7.50	60.00	Oui
		appui	12.32		90.00	Oui
	Etages	Travée	12.32	7.50	60.00	Oui
		appui	12.32		90.00	Oui
Rive	Terrasse	Travée	8.01	7.50	60.00	Oui
		appui	8.01		90.00	Oui
	Etages	Travée	9.24	7.50	60.00	Oui
		appui	10.78		90.00	Oui

Tableau 5-8 : Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau		position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	1.35	Oui
		appui	5.65	1.35	Oui
	Etage	Travée	3.39	1.35	Oui
		appui	3.39	1.35	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.35	Oui
		appui	3.39	1.35	Oui
	Etage	Travée	3.39	1.35	Oui
		appui	3.39	1.35	Oui

Tableau 5-9 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

Niveau		position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.79	6.75	54.00	OUI
		appui	11.31		81.00	OUI
	Etage	Travée	6.79	6.75	54.00	OUI
		appui	6.79		81.00	OUI
Rive	Terrasse	Travée	6.79	6.75	54.00	OUI
		appui	6.79		81.00	OUI
	Etage	Travée	6.79	6.75	54.00	OUI
		appui	6.79		81.00	OUI

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau 5-10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau		Vu (KN)	N° élément	N° neoud	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	133.88	1170	702	1.35G+1.5Q	0.94	3.3	OUI
	Etage	-160.71	1041	423	1.35G+1.5Q	0.10	3.3	OUI
Rive	Terrasse	55.13	1163	682	1.35G+1.5Q	0.39	3.26	OUI
	Etage	-69.02	847	155	1.35G+1.5Q	0.03	3.26	OUI

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau		V_u (KN)	N° élément	N° neoud	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	30.25	1153	960	1.35G+1.5Q	0.05	3.26	OUI
	étages	40.56	1054	434	1.35G+1.5Q	0.02	3.26	OUI
Rive	Terrasse	-31.58	927	709	1.35G+1.5Q	0.03	3.26	OUI
	étages	-37.12	765	574	1.35G+1.5Q	0.01	3.26	OUI

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4} et 12\varphi\right) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courant} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\ ;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
30×50	0.94	30	1.53	9.6	15	1.35	5	15	**2.01=4Φ8**
30×45	0.05	30	1.53	9.6	15	1.35	5	15	**2.01=4Φ8**

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 :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.106	0.063	OUI	0.106	0.08	Oui	0.0056	0.0105	OUI
PS	0.096	0.063	OUI	0.096	0.08	Oui	0.0044	0.0105	OUI

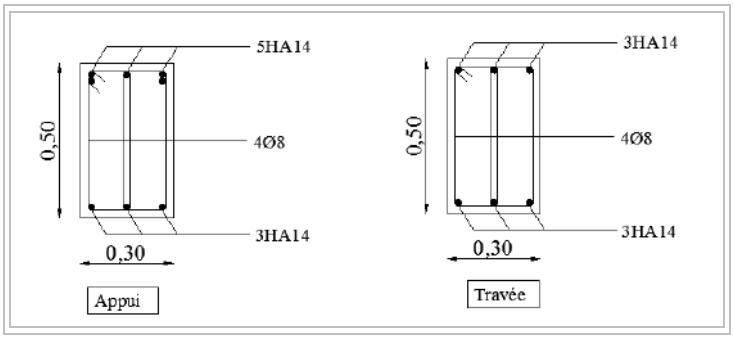


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse

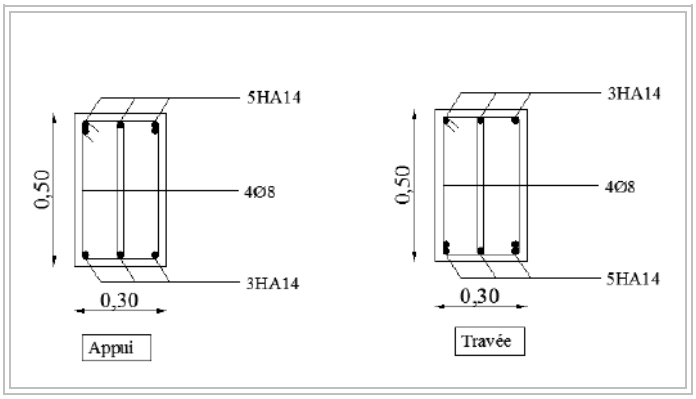


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

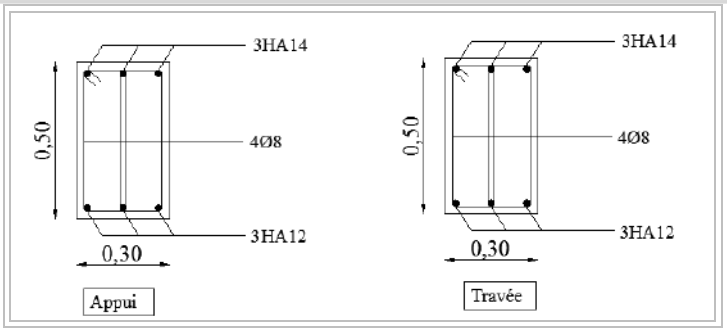


Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales de rive du niveau terrasse

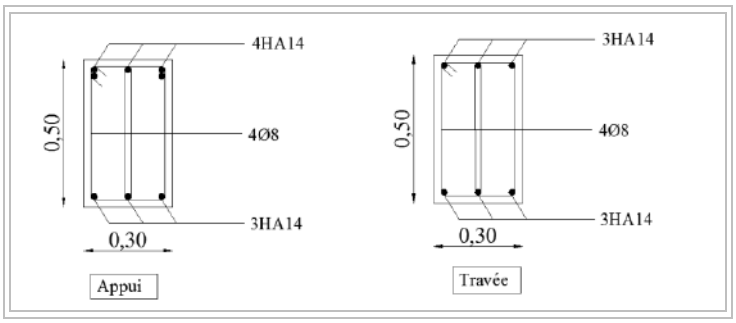


Figure 5-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages

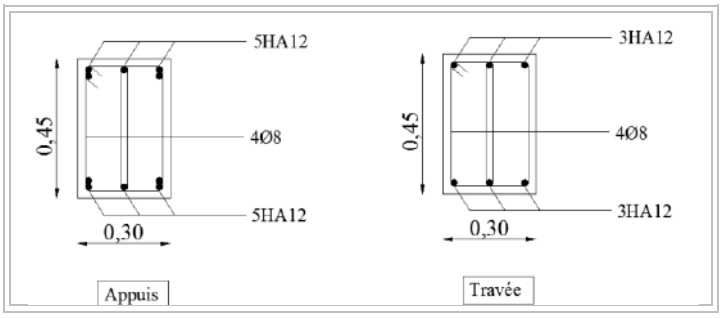


Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires du niveau terrasse

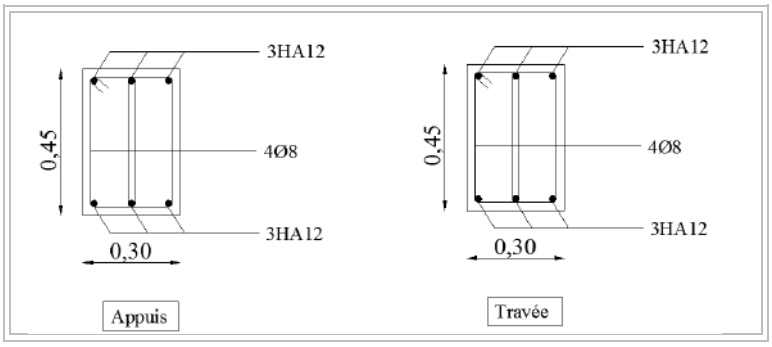


Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaires des étages

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Poteaux rectangulaire :

V.3.1.1. Détermination des armatures longitudinales :

A. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

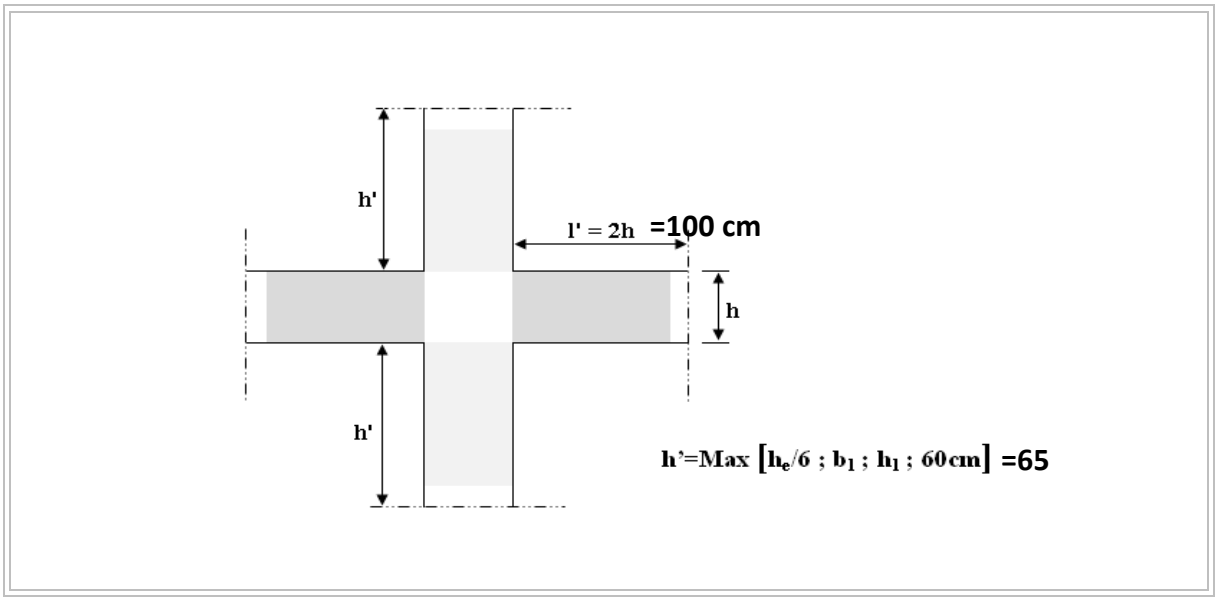


Figure 5-8 : Définition de la zone nodale dans les poteaux

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone I par:

$0{,}7\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}7\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone I.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

B. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1er cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- 2eme cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- 3eme cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

C. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L_f^2 (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

D. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-15 : Calcul du ferraillage des poteaux carrés à l'ELU

Elément		Sollicitation	Valeurs	Combinaison	section	As (cm²)	As choisi (cm)
35x35	404	N_{max} (kN)	314.28	1.35G+1.5Q	SEC	0.00	**3HA12=3.39**
		M_{corres}(kN.m)	-9.55				
	298	M_{max} (kN.m)	56.75	G+Q+EX	SPC	2.53	
		N_{corres} (kN)	169.93				
	1390	N_{min} (kN)	-22.23	0.8G+ EX	SPC	1.49	
		M_{corres} (kN.m)	-15.37				
40x40	402	N_{max} (kN)	1041.24	1.35G+1.5Q	SEC	0.00	**3HA12=3.39**
		M_{corres} (kN.m)	-11.14				
	191	M_{max} (kN.m)	85.58	G+Q+EX	SPC	1.84	
		N_{corres} (kN)	353.26				
	158	N_{min} (kN)	-154.4	0.8G+EX	SET	2.71	
		M_{corres} (kN.m)	10.87				
45x45	400	N_{max} (kN)	1767.91	1.35G+1.5Q	SEC	0.00	**6HA14=9.24**
		M_{corres} (kN.m)	-6.67				
	189	M_{max} (kN.m)	100.7	G+Q+EX	SEC	0.00	
		N_{corres} (kN)	794.10				
	156	N_{min} (kN)	-558.46	0.8G+EY	SET	7.85	
		M_{corres} (kN.m)	13.83				
50x50	399	Nmax (kN)	2182.76	1,35.G+1,5.Q	SEC	0.00	**6HA14=9.24**
		Mcor(kN.m)	-2.10				
	408	Mmax (kN.m)	-117.74	G+Q+EdX	SPC	6.17	
		Ncor (kN)	17.27				
	155	Nmin (kN)	-624.3	0,8.G+EdY	SET	8.36	
		Mcor(kN.m)	9.98				

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

Tableau 5-16 : Ferraillages longitudinaux des poteaux carrés

Section	A_x (cm²)	$A_{x,y}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
50x50	6HA14=9.24	16HA14=24.63	17.5	**16HA14=24.63**
45X45	6HA14=9.24	16HA14=24.63	14.18	**16HA14=24.63**
40x40	3HA12=3.39	8HA12=9.05	11.2	**12HA12=13.57**
35x35	3HA12=3.39	8HA12=9.05	8.58	**8HA12=9.05**

E. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 201.63MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : Vérification des armatures à ELS des poteaux carrés

Section	N°	fissuration	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	As (cm²)	бb (MPa)	бs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
35*35	404	peu	230.42	-6.70	3.39	2.50	-	oui
	298	peu	202.38	19.20	3.39	4.00	-	oui
	1390	préj	36.93	-31.25	3.39	6.50	69.70	oui
40*40	402	peu	752.92	-7.76	3.39	5.10	-	oui
	191	peu	360.01	33.90	3.39	5.00	-	oui
	158	préj	84.78	-17.85	3.39	2.70	49.00	oui
45*45	189	peu	815.99	32.75	9.24	5.20	-	oui
	400	peu	1274.38	-4.78	9.24	5.80	-	oui
	156	préj	133.96	-7.90	9.24	1.00	14.00	oui
50*50	399	peu	1571.39	-1.50	9.24	5.70	-	oui
	408	peu	545.66	-9.13	9.24	2.30	-	oui
	155	préj	207.69	-3.22	9.24	0.90	12.90	oui

Préj : fissuration préjudiciable

peu : fissuration peu nuisible

V.3.1.2. Détermination des armatures transversales :

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : ►►Art [7.4.3.2]◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

C. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés

Section	élément	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	298	G+Q-EX	39.26	0.35	21.41	0.075	1.875	4.32	Oui
40x40	191	G+Q+EX	56.99	0.38	18.74	0.075	1.875	4.32	Oui
45x45	189	G+Q+EX	66.84	0.35	16.65	0.075	1.875	4.32	Oui
50x50	183	G+Q+EX	-43.93	0.19	7.49	0.075	1.875	4.32	Oui

D. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\, f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale: $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15)$ cm en zone I.

➢ Dans la zone courante: $St \leq 15\phi_l$ en zone I.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

application des recommandations.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau 5-19 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35x35	39.26	201.00	6.18	2.5	16.84	courante	10	4Ø8
						nodale	5	4Ø8
40x40	56.99	201.00	5.41	2.5	16.26	courante	10	4Ø8
						nodale	5	4Ø8
45x45	66.84	201.00	4.81	3.75	8.48	courante	5	4Ø8
						nodale	5	4Ø8
50x50	-43.93	201.00	2.16	3.75	12.52	courante	5	4Ø8
						nodale	5	4Ø8

E. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau 5-20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux carrés

Poteau	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	λ_g	t > 0.3%	t > 0.8%	t > 0.55%
35x35	courante	0.57	6.18	OUI	-	-
	nodale	1.15		OUI	-	-
40x40	courante	0.50	5.41	OUI	-	-
	nodale	1.01		OUI	-	-
45x45	courante	0.89	4.81	-	-	OUI
	nodale	0.89		-	-	OUI
50x50	courante	0.80	2.16	-	OUI	-
	nodale	0.80		-	OUI	-

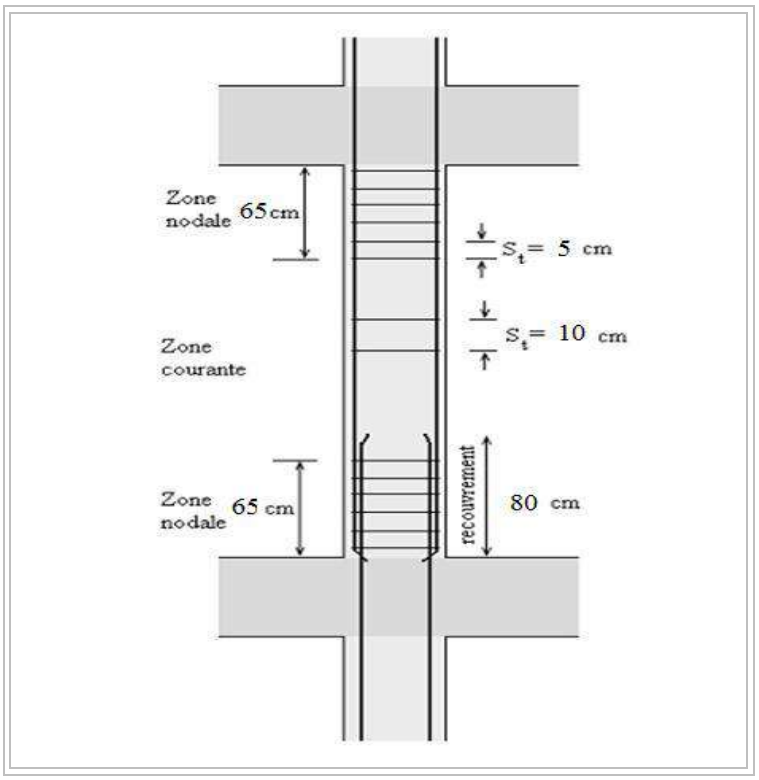


Figure 5-9 : Disposition des armatures dans les poteaux

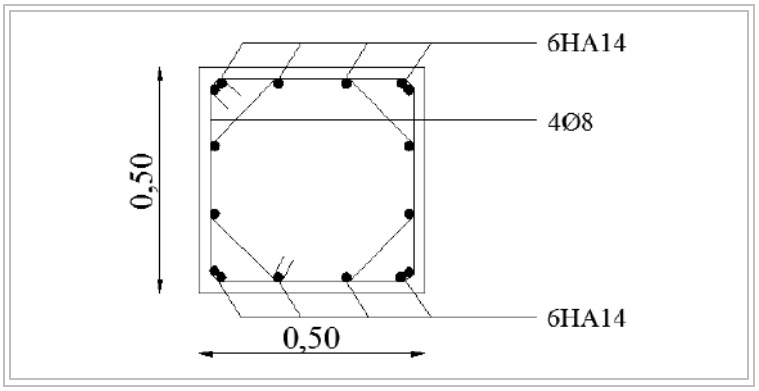


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux carré (50×50)

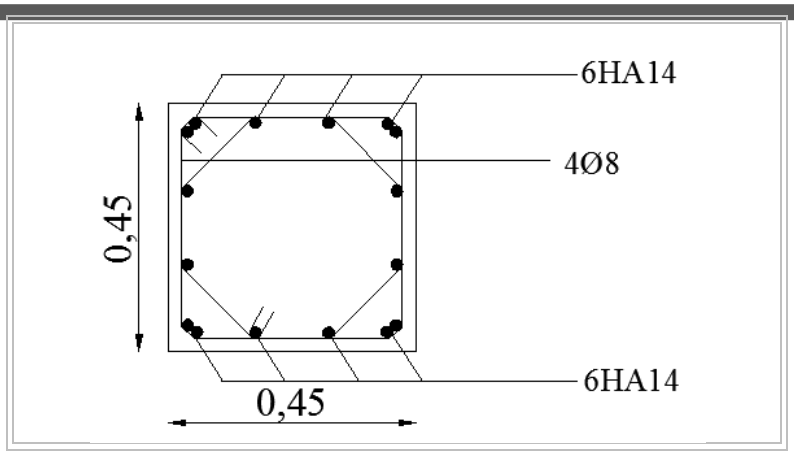


Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux carré (45×45)

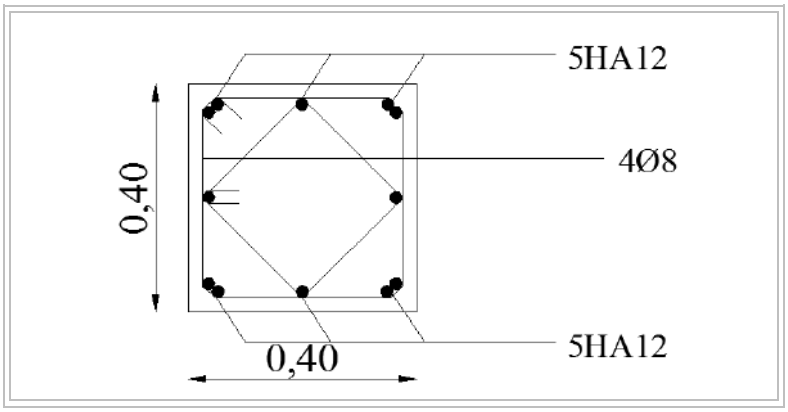


Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux carré (40×40)

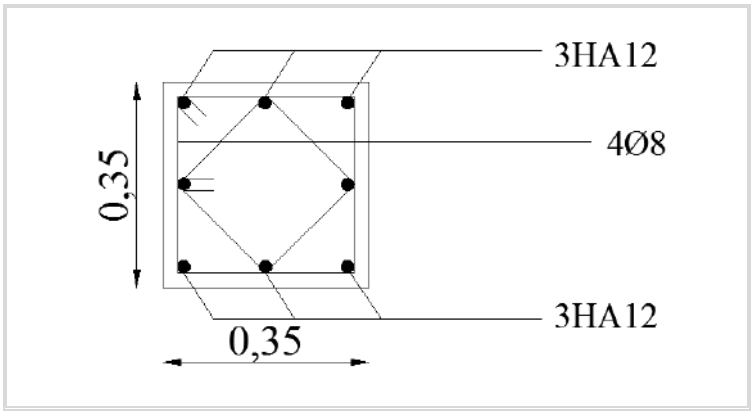


Figure 5-13 : Ferraillage des poteaux carré (35×35)

V.3.2.Poteau circulaire:

V.3.2.1. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les résultats de ferraillage seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-21 : Calcul du ferraillage des poteaux circulaires à l'ELU

Elément		Sollicitation	Valeurs	Combinaison	section	As (cm^2)	As choisi (cm)
35	546	N_{max} (kN)	255.49	1,35.G+1,5.Q	SEC	0.00	**4HA12=4.52**
		M_{corres}(kN.m)	-14.87				
	552	M_{max} (kN.m)	28.10	G+Q+EdY	SEC	0.00	
		N_{corres} (kN)	811.76				
	711	N_{min} (kN)	48.74	0,8.G+EdY	SPC	0.85	
		M_{corres} (kN.m)	19.03				
40	679	N_{max} (kN)	812.28	1,35.G+1,5.Q	SEC	0.00	**4HA12=4.52**
		M_{corres} (kN.m)	15.60				
	680	M_{max} (kN.m)	-39.30	G+Q-EdX	SEC	0.00	
		N_{corres} (kN)	355.81				
	710	N_{min} (kN)	100.23	0,8.G+EdY	SPC	0.56	
		M_{corres} (kN.m)	27.43				
45	677	N_{max} (kN)	1395.82	1,35.G+1,5.Q	SEC	0.00	**4HA12=4.52**
		M_{corres} (kN.m)	11.06				
	678	M_{max} (kN.m)	49.60	G+Q+EdX	SEC	0.00	
		N_{corres} (kN)	811.76				
	708	N_{min} (kN)	204.16	0,8.G+EdY	SEC	0.00	
		M_{corres} (kN.m)	31.38				
50	676	N_{max} (kN)	1683.84	1.35G+1.5Q	SEC	0.00	**4HA12=4.52**
		M_{corres}(kN.m)	5.08				
	565	M_{max} (kN.m)	20.08	1.35G+1.5Q	SEC	0.00	
		N_{corres} (kN)	94.59				
	706	N_{min} (kN)	325.362	0,8.G+EdY	SEC	0.00	
		M_{corres} (kN.m)	2.2283				

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

Tableau 5-22 : Ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires

Section	A_x (cm²)	$A_{x,y}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{max} RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
50	4HA12=4.52	8HA12=9.05	17.50	75.00	**9HA16= 18.10**
45	4HA12=4.52	8HA12=9.05	14.18	60.75	**8HA16= 16.08**
40	4HA12=4.52	8HA12=9.05	11.20	48.00	**8HA14=12.32**
35	4HA12=4.52	8HA12=9.05	8.58	36.75	**8HA12=9.05**

V.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-23 : Vérification des armatures à ELS des poteaux circulaires

Section	N°	fissuration	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	As (cm²)	бb (MPa)	бs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
35*35	546	peu	187.06	11.41	4.52	4.86	-	oui
	552	peu	137.22	11.92	4.52	4.06	-	oui
	711	préj	99.87	-13.92	4.52	2.92	39.07	oui
40*40	679	peu	584.24	-11.92	6.16	4.70	-	oui
	680	peu	363.42	-13.73	6.16	3.35	-	oui
	710	préj	207.89	-17.98	6.16	4.46	60.67	oui
45*45	677	peu	1002.81	-8.93	8.04	5.73	-	oui
	678	peu	812.45	-14.99	8.04	5.03	-	oui
	708	préj	482.30	-17.95	8.04	3.43	49.19	oui
50*50	676	peu	1211.22	-7.64	9.05	5.45	-	oui
	565	préj	812.47	14.50	9.05	4.01	58.46	oui
	706	préj	713.16	-5.94	9.05	3.26	47.89	oui

Préj : fissuration préjudiciable

peu : fissuration peu nuisible

V.3.2.3. Détermination des armatures transversales :

A. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : le diamètre de poteau.
- d : la hauteur utile (d = D - c).

B. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : ►►Art [7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section circulaire de coté ''D'' l'élancement a pour valeur :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{4\,lf}{D}}$$

C. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau 5-24 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaires

Section	élément	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35	298	G+Q-EY	-17.27	0.15	24.48	0.075	1.875	4.32	Oui
40	191	G+Q+EX	25.54	0.17	21.42	0.075	1.875	4.32	Oui
45	189	G+Q+EX	32.62	0.17	19.04	0.075	1.875	4.32	Oui
50	183	1.35G+1.5Q	-9.71	0.04	17.14	0.075	1.875	2.5	Oui

D. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{D}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
  et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{D \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f / D$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq Min\ (10\phi_l, 15)$ cm en zone I.
  - Dans la zone courante: $St \leq 10\phi_l$ en zone I.
- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * D)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

application des recommandations.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau 5-25 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux circulaires

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35	-17.27	302.00	6.18	2.5	29.25	courante	15	6Ø8
						nodale	10	6Ø8
40	25.54	302.00	5.41	2.5	16.26	courante	15	6Ø8
						nodale	10	6Ø8
45	32.62	302.00	4.81	3.75	16.07	courante	10	6Ø8
						nodale	10	6Ø8
50	-9.71	302.00	4.33	3.75	13.75	courante	10	6Ø8
						nodale	10	6Ø8

E. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.D) :

Tableau 5-26 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux circulaires

Poteau	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t * D}(\%)$	λ_g	$t > 0.3\%$	$t > 0.55\%$
35	courante	0.58	6.18	OUI	-
	nodale	0.86		OUI	-
40	courante	0.50	5.41	OUI	-
	nodale	0.76		OUI	-
45	courante	0.67	4.81	-	OUI
	nodale	0.67		-	OUI
50	courante	0.60	4.33	-	OUI
	nodale	0.60		-	OUI

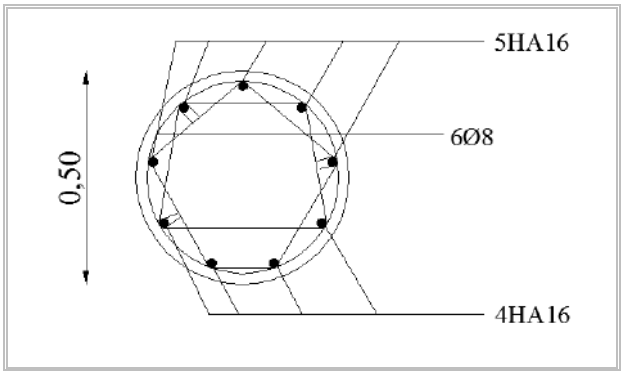


Figure 5-14 : Ferraillage des poteaux circulaire (50)

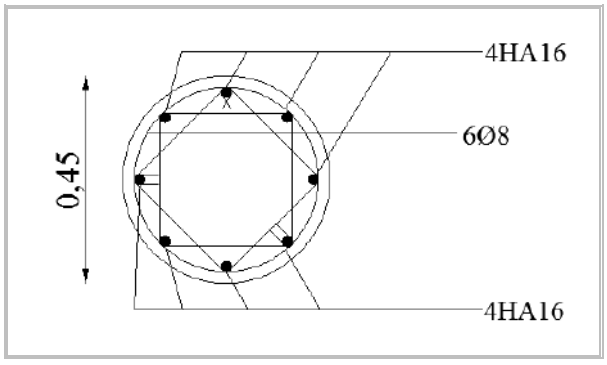


Figure 5-15 : Ferraillage des poteaux circulaire (45)

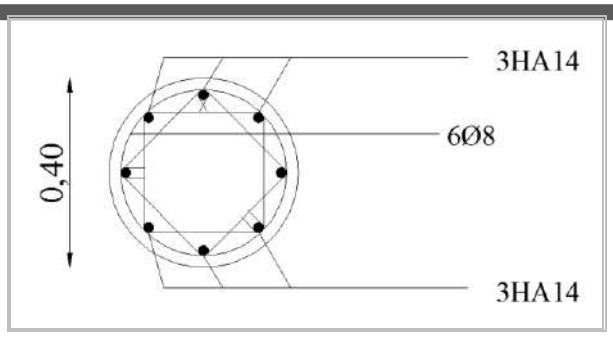


Figure 5-16 : Ferraillage des poteaux circulaire (40)

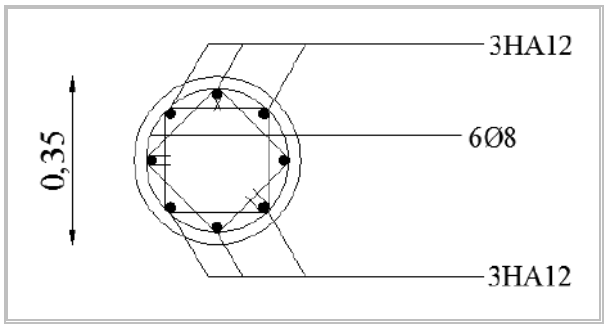


Figure 5-17 : Ferraillage des poteaux circulaire (35)

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.3.1. Recommandations réglementaires:

A. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- ➢ a = l'épaisseur du voile
- ➢ b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

C. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

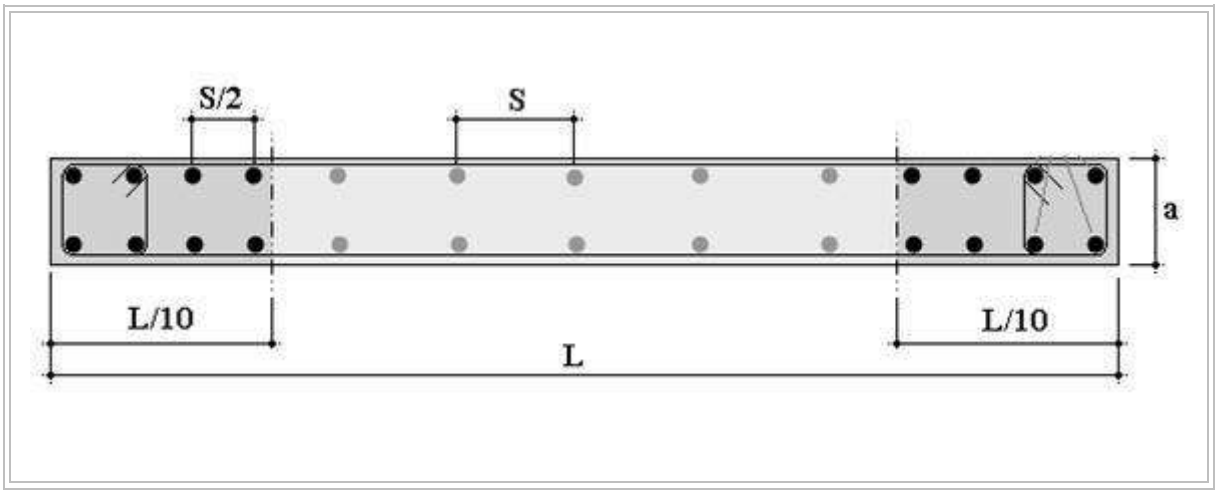


Figure 5-18 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.4. Les voiles pleins:

V.4.4.1. Armatures verticales :

A. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau 5-27 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	$\overline{\sigma_s} = 348MPa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-28 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains

sens	niveau	voile	S(cm²)	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	s.sol	V_2	20X340	2001.53	202.26	ACC	SEC	-	13.60	6.80	20	**2x(17HA12=19.23)**
		V_3	20X250	817.09	235.85	ACC	SEC	-	10.00	5.00	20	**2x(13HA12=14.70)**
	RDC	V_2	20X345	1863.60	2997.92	ACC	SPC	2.30	13.80	6.90	20	**2x(18HA12=20.36)**
	1ere	V_2	15X345	1378.81	1338.54	ACC	SEC	-	10.35	5.18	20	**2x(18HA12=20.36)**
	2eme	V_2	15X350	1149.65	1059.80	ACC	SEC	-	10.50	5.25	20	**2x(18HA12=20.36)**
	3eme	V_2	15X350	789.67	575.87	ACC	SEC	-	10.50	5.25	20	**2x(18HA12=20.36)**
	4eme	V_2	15X355	481.80	372.21	ACC	SEC	-	10.65	5.33	20	**2x(18HA12=20.36)**
(y)	s.sol	V_1	20X450	1410.69	1437.37	ACC	SEC	-	18.00	9.00	20	**2x(23HA12=26.01)**
	RDC	V_1	20X455	1273.56	4928.88	ACC	SPC	13.78	18.20	9.10	20	**2x(23HA12=26.01)**
	1ere	V_1	15X455	914.15	2509.90	ACC	SPC	3.52	13.65	6.83	20	**2x(23HA12=26.01)**
	2eme	V_1	15X460	730.20	1858.37	ACC	SPC	1.6	13.80	6.90	20	**2x(23HA12=26.01)**
	3eme	V_1	15X460	471.69	957.95	ACC	SEC	-	13.80	6.90	20	**2x(23HA12=26.01)**
	4eme	V_1	15X465	225.25	472.24	ACC	SEC	-	13.95	6.98	20	**2x(24HA12=27.14)**

B. Vérification des armatures a ELS:

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-29 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

sens	niveau	voile	S	N	M	A choisi	σ_b	σ_s	vérification
(x)	s.sol	V_2	20X340	1985.97	38.43	19.23	3.22	36.3	**cv**
		V_3	20X250	751.07	35.31	14.70	1.77	17.1	**cv**
	RDC	V_2	20X345	1847.01	63.82	20.36	3.02	32.2	**cv**
	1ere	V_2	15X345	1366.26	37.71	20.36	3	30.6	**cv**
	2eme	V_2	15X350	1137.79	37.39	20.36	2.48	25	**cv**
	3eme	V_2	15X350	778.31	32.51	20.36	1.72	16.8	**cv**
	4eme	V_2	15X355	468.96	70.29	20.36	1.16	8.09	**cv**
(Y)	s.sol	V_1	20X450	1300.83	176.37	26.01	1.79	15.2	**cv**
	RDC	V_1	20X455	1164.99	408.18	26.01	1.92	8.92	**cv**
	1ere	V_1	15X455	833.59	225.51	26.01	1.73	9.68	**cv**
	2eme	V_1	15X460	667.36	182.78	26.01	1.39	7.7	**cv**
	3eme	V_1	15X460	432.62	85.38	26.01	0.83	5.73	**cv**
	4eme	V_1	15X465	207.82	46.50	27.14	0.4	2.6	**cv**

V.4.4.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-30 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles plains

sens	niveau	voile	e	H	V_u	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vér	s_h	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A_{final}
(x)	s.sol	V_2	20	261	821.65	2.45	5	CV	10	20	13.86	2x(19HA10)	14.92
		V_3	20	261	545.09	1.62	5	CV	10	20	13.86	2x(19HA10)	14.92
	RDC	V_2	20	329	835.08	1.97	5	CV	10	20	13.64	2x(19HA10)	14.92
	1ere	V_2	15	2.61	530.38	2.11	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	2eme	V_2	15	2.61	514.15	2.04	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	3eme	V_2	15	2.61	294.06	1.17	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	4eme	V_2	15	2.61	235.37	0.94	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
(Y)	s.sol	V_1	20	256	531.80	0.39	5	CV	10	20	13.86	2x(19HA10)	14.92
	RDC	V_1	20	324	285.82	0.61	5	CV	10	20	13.64	2x(13HA10)	10.21
	1ere	V_1	15	256	175.58	0.30	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	2eme	V_1	15	256	134.67	0.35	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	3eme	V_1	15	256	116.91	0.19	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21
	4eme	V_1	15	256	48.54	0.18	5	CV	10	20	9.76	2x(13HA10)	10.21

A. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau)

Tableau 5-31 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
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.

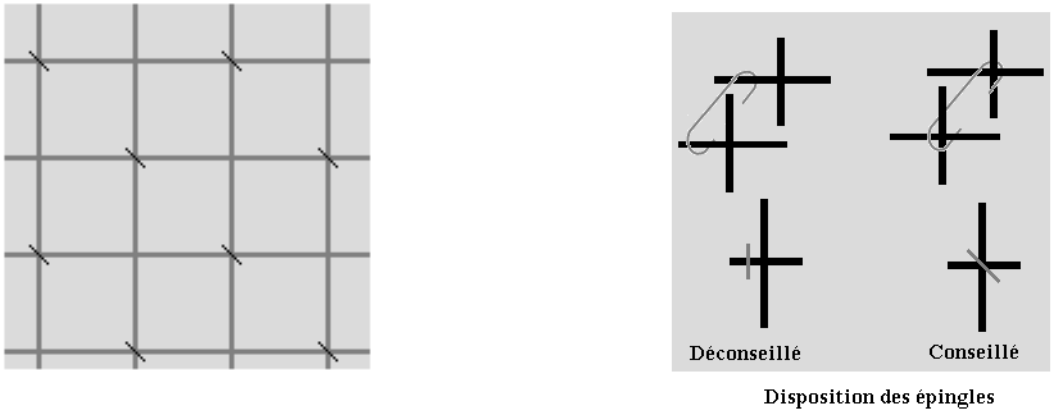


Figure 5-19 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.4.5. les voile avec ouverture :

V.4.5.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU:

Tableau 5-32 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

sens	niveau	voile	S	N	M	situation	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(X)	RDC	V_3	20x80	595.43	230.83	ACC	SPC	1,75	3.20	1.6	15	**2x(5HA12) 2x5.65**
	1ere	V_3	15x80	324.92	170.02	ACC	SPC	2.34	2.4	1.2	15	**2x(5HA12) 2x5.65**
	2eme	V_3	15x80	237.99	143.56	ACC	SPC	2,20	2.4	1.2	15	**2x(5HA12) 2x5.65**
	3eme	V_3	15x80	142.87	99.34	ACC	SPC	1,62	2.4	1.2	15	**2x(5HA12) 2x5.65**
	4eme	V_3	15x80	65.41	78.56	ACC	SPC	1,80	2.4	1.2	15	**2x(5HA12) 2x5.65**

A.2. Vérification à E.L.S :

Tableau 5-33 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

sens	niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
(X)	RDC	V_3	20x80	342.48	3.38	5.65	2.06	30.77	CV
	1ere	V_3	15x80	233.81	26.16	5.65	2.90	42.36	CV
	2eme	V_3	15x80	183.06	17.57	5.65	2.14	31.30	CV
	3eme	V_3	15x80	114.14	23.44	5.65	1.92	27.79	CV
	4eme	V_3	15x80	52.21	26.56	5.65	1.89	26.47	CV

A.3. Las armateurs horizontaux :

Tableau 5-34 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

sens	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A_{final}
(X)	RDC	V_3	20	329	184.57	0.44	5	CV	10	20	13.16	2x(16HA10)	12.57
	1ere	V_3	15	261	138.75	0.55	5	CV	10	20	5.87	2x(13HA10)	10.21
	2eme	V_3	15	261	119.95	0.48	5	CV	10	20	5.87	2x(13HA10)	10.21
	3eme	V_3	15	261	83.32	0.33	5	CV	10	20	5.87	2x(13HA10)	10.21
	4eme	V_3	15	261	68.50	0.27	5	CV	10	20	5.87	2x(13HA10)	10.21

V.4.5.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

  - **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

  - **Selon le RPA 99**

- ✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage: on devra disposer:
  - Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
  - Des aciers transversaux: A_t
  - Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long (λ >1)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court (λ <1)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(V_1, V_2) \; ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

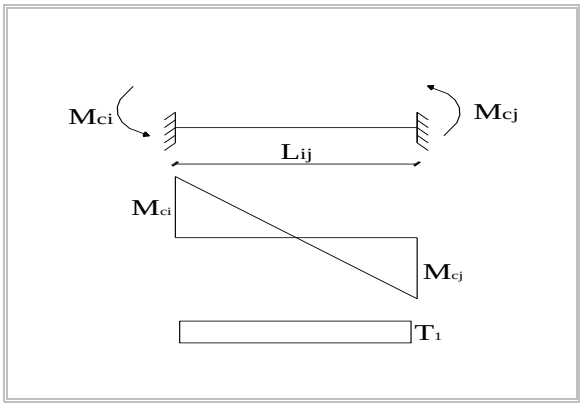


Figure 5-20 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b > 0.06fc_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \quad \text{avec: } tg\,\alpha = \frac{(h-2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

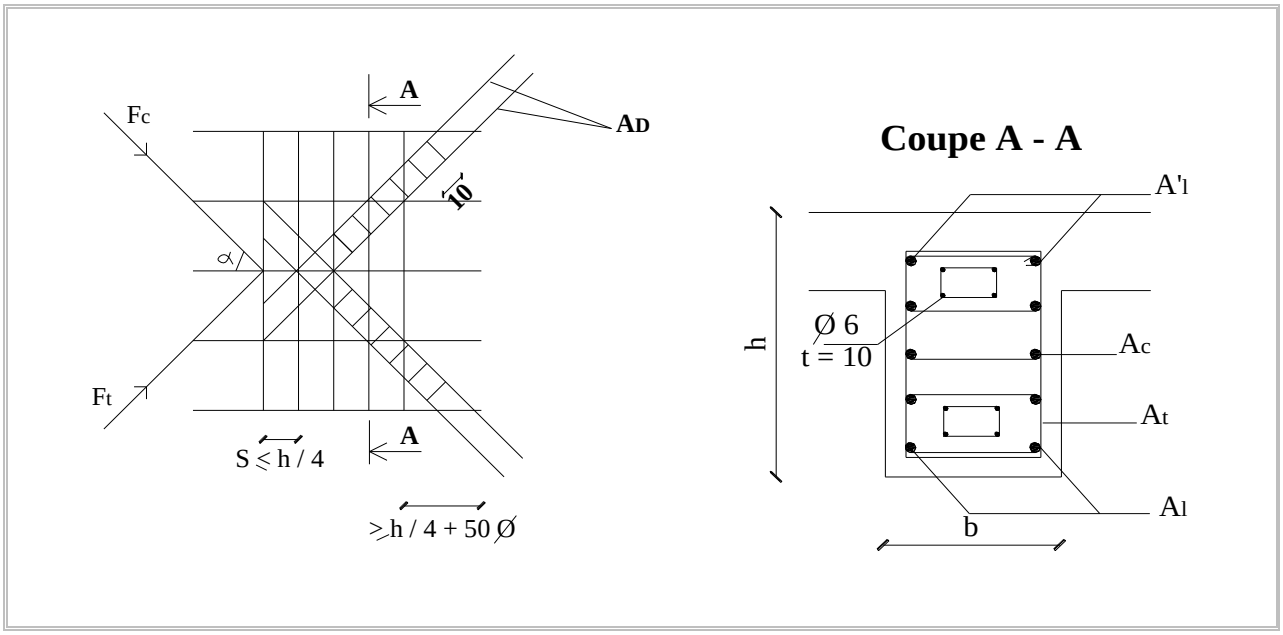


Figure 5-21 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **<u>Ferraillage minimal :</u>**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

$$A_l \geq 0.15\%\, b.h$$

- $A_c \geq 0.2\%\, b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\%\, b.h & \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%\, b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%\, b.s & \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

A. Les armateurs longitudinaux :

Tableau 5-35 :Détermine de la sollicitation de calcul des linteaux

niveau	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T (KN)	τ (Mpa)	M (KN.m)	τ≤0.06xfc28
RDC-1	224	20	140	464.56	1.61	158.12	Traction/compression
1-2	156	15	140	237.22	1.58	164.13	Traction/compression
2-3	156	15	140	133.97	0.89	209.08	Flexion simple
3-4	156	15	140	69.30	0.46	236.71	Flexion simple
4	76	15	140	64.97	0.89	315.84	Flexion simple

Tableau 5-36 : Calcul de l'armature longitudinal des linteaux

niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			St (cm)	$A_{choisis}$ (cm²)		
	Ad	Al	AP		Ad	Al	AC
RDC-1	6.85	6.72	8.96	15	2(4HA12)=9.05	2(2HA16)=8.04	2(13HA10)=20.42
1-2	3.98	3.51	4.68	15	2(4HA10)=6.28	2(2HA12)=4.52	2(10HA10)=15.71
2-3	-	4.85	-	15	-	2(11HA10)=17.28	-
3-4	-	5.49	-	15	-	2(11HA10)=17.28	-
4	-	15.57	-	10	-	2(7HA12)=15.83	-

B. Les armateurs transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-37 : Calcul d'armatures transversales des linteaux

niveau	section	λ	Vu	s (cm)	At	Atmin CBA	$A_{choisis}$
RDC-1^{ére}	20x224	0.63	464.56	15	0.75	4.48	2x(10HA10)=15.71
1^{ére}-2^{éme}	15x156	0.9	237.22	15	0.56	2.34	2x(10HA10)=15.71
2^{éme}-3^{éme}	15x156	0.9	133.97	15	1.58	2.34	2x(10HA10)=15.71
3^{éme}-4^{éme}	15x156	1.53	69.30	15	1.58	2.34	2x(10HA10)=15.71
4^{éme}	15x76	1.84	64.97	15	1.58	1.14	2x(10HA10)=15.71

VI.1. Introduction :

Une fondation est 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 être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

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 assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

le rapport du sol [4] donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé d'argile
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=23.90%.
  - Argiles très plastique.
  - assez compressible
  - De bonne cohésion c=0.18 bars.

- ❖ Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.
- ❖ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- ❖ Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 2.0 bars** avec un ancrage de 1.5 m sous le niveau du sous-sol (-3.40).

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ L'exigence économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant montre la 1er proposition :

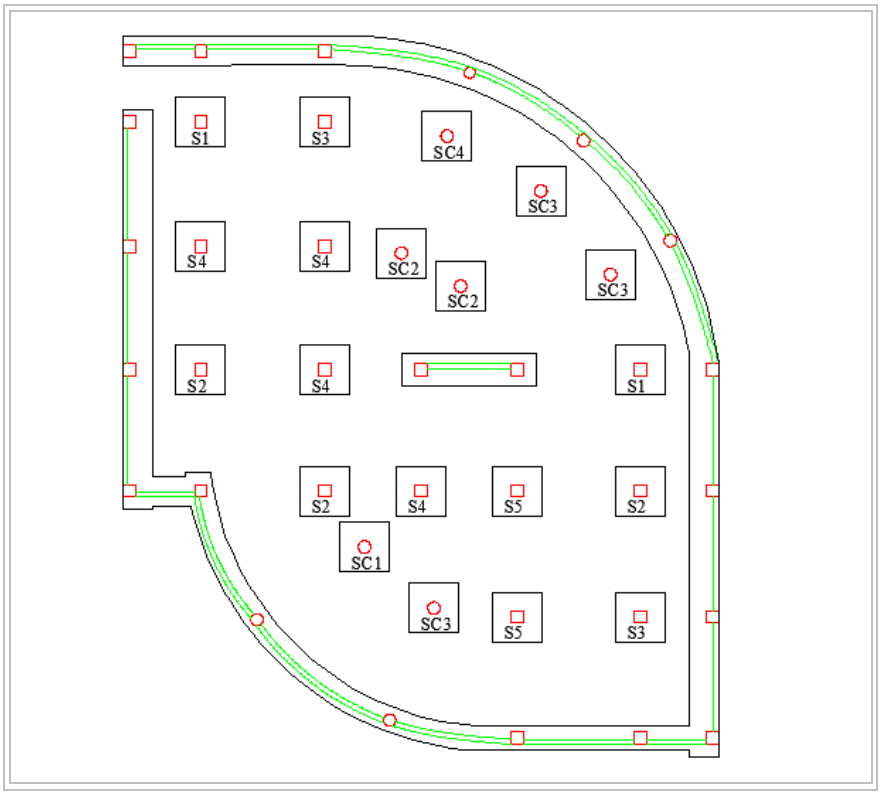


Figure 6-1 : La 1er proposition des semelles isoler

VI.4.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

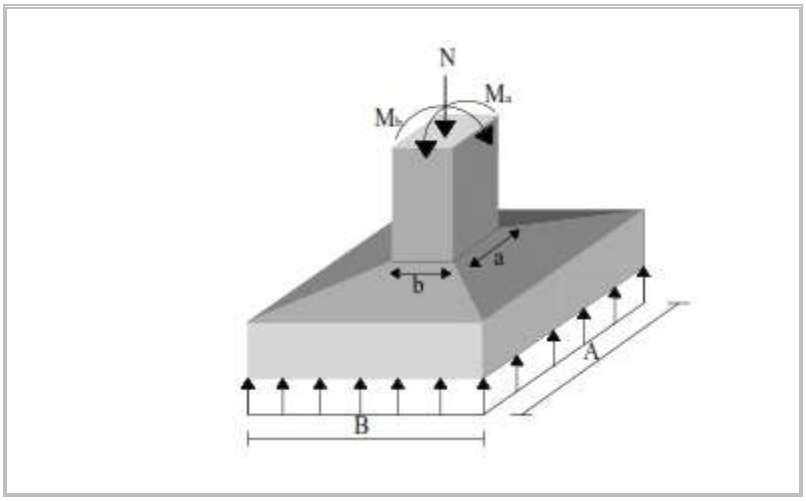


Figure 6-2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux

On a M 0 :

Tableau 6-1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées carré

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire
Dimensionnement des semelles carré		
$e_{0b}=\frac{Mb}{N}= \leq B/6$		$e_{0b}=\frac{Mb}{N}= \geq B/6$
$\sigma_s.B^3$ - N.B - 3.e. N ≥ 0		
Ferraillage des semelles carré		
$e_{0b} \leq B/18$	$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8.db.\sigma s})$	M1b=A(B/2-0.35b)2.((σ_{3b}+2.σ_{2b}.)/6) Ab= M1b/β.d_b.σs
Ma ≠0 et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8.da.\sigma s})$	M1a=A(A/2-0.35a)2.((σ_{3a}+2.σ_{2a}.)/6) Aa= M1a/β. d_a . σ s

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

- Sous la combinaison G+Q :

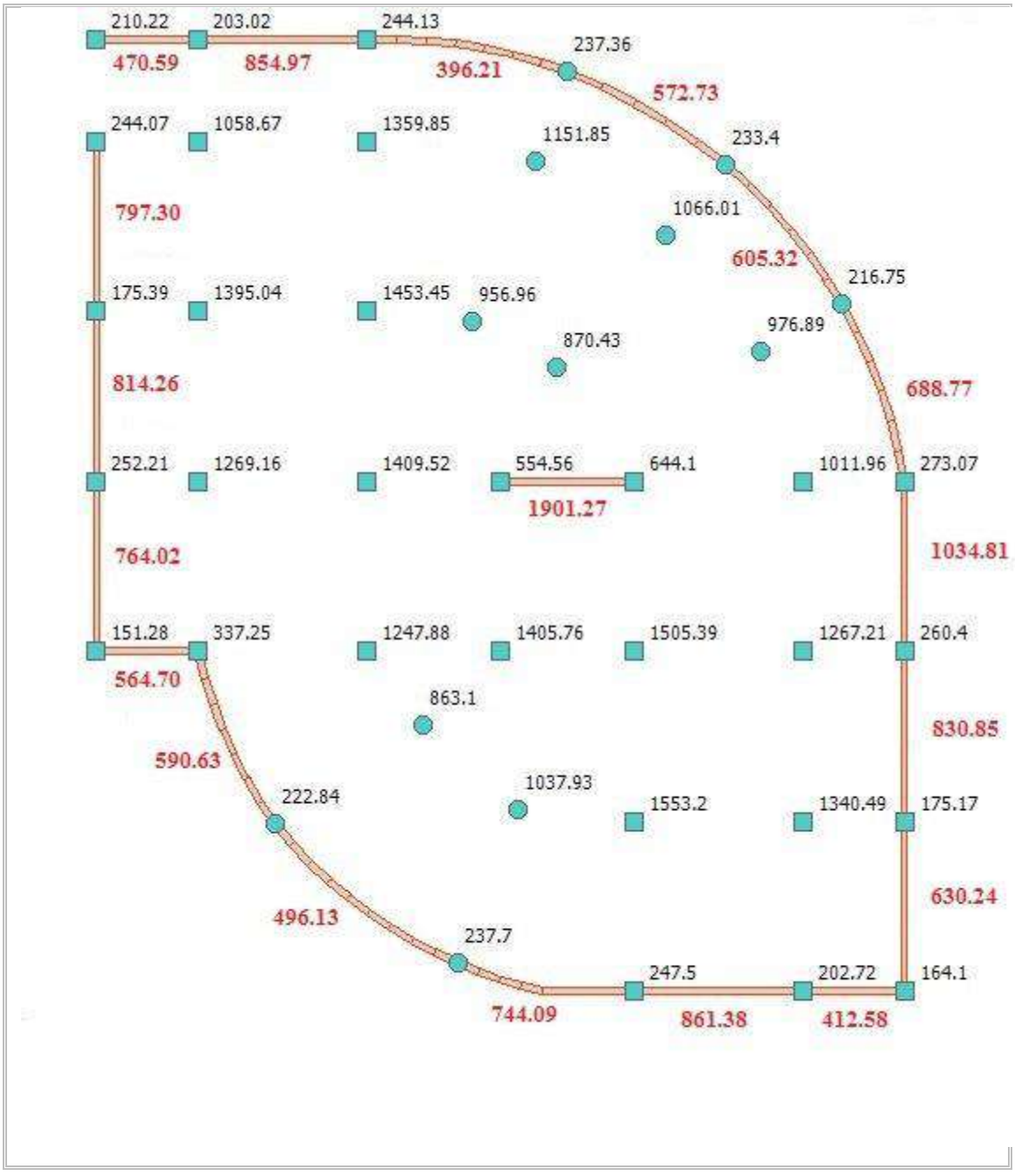


Figure 6-3: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

Tableau 6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	N_{ELS} (KN)	a, b (m)	A (m)	B (m)	H (cm)	d_a (cm)	d_b (cm)	e (cm)
S1	1058.67	0.5	2.50	2.50	0.60	50	48.8	3
S2	1269.16	0.5	2.70	2.70	0.60	55	53.8	3
S3	1359.85	0.5	2.80	2.80	0.65	57.5	56.3	3
S4	1453.45	0.5	3.00	3.00	0.70	62.5	61.3	3
S5	1553.2	0.5	3.00	3.00	0.70	62.5	61.3	3
SC1	863.1	0.5	2.20	2.20	0.50	42.5	41.3	3
SC2	956.96	0.5	2.30	2.30	0.50	45.0	43.8	3
SC3	1066.01	0.5	2.5	2.5	0.6	50.0	48.8	3
SC4	1151.85	0.5	2.6	2.6	0.6	52.5	51.3	3

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.5) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles SC2 et SC2, S4 et S5, S2 et SC1. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolés obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

Le schéma suivant montre la 2eme proposition :

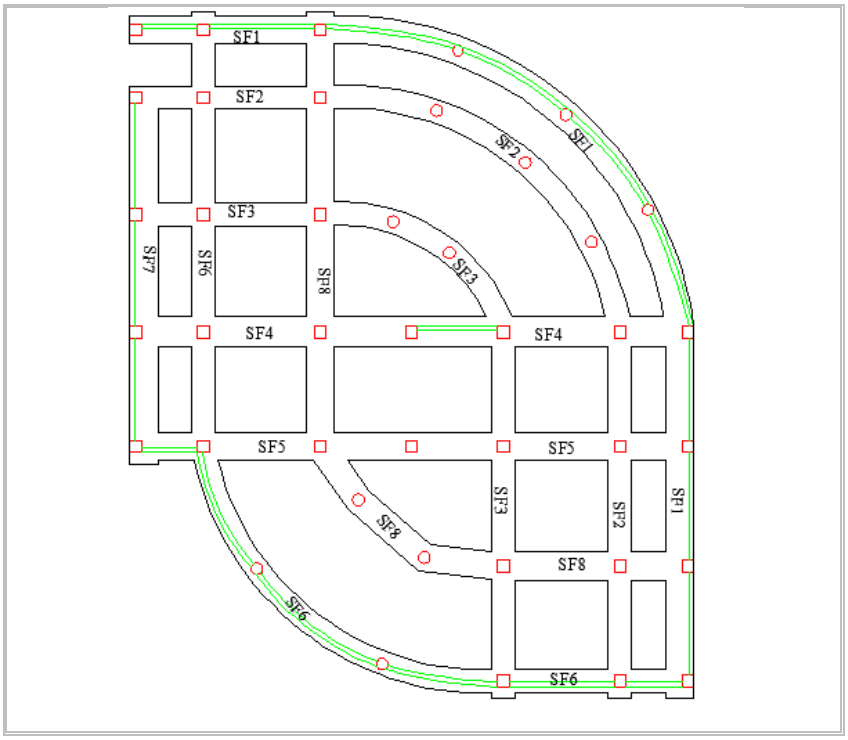


Figure 6-4 : La 2eme proposition des semelles filantes

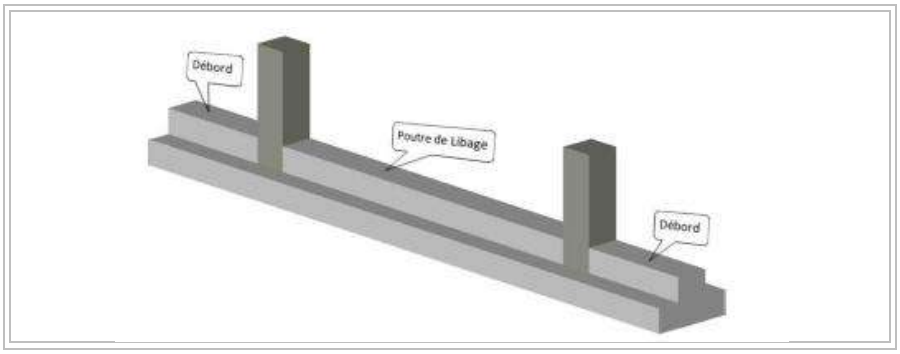


Figure 6-5 : Schémas d'une semelle filante sous poteaux

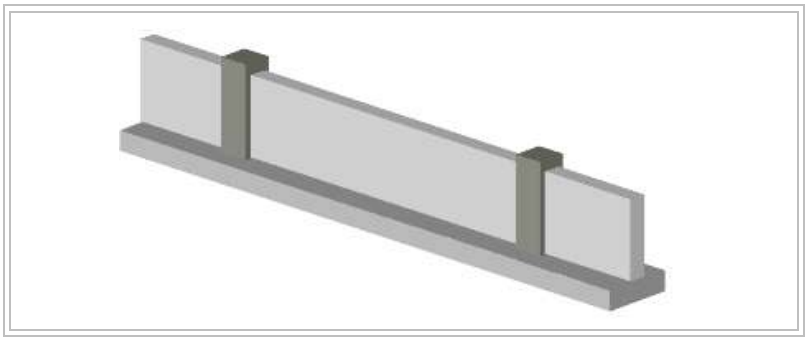


Figure 6-6 : Schémas d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-3 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	45.45	7642.16	50	1.20	17.50	30
SF2	41.13	6437.24	50	1.00	12.50	20
SF3	33.25	5314.43	50	1.00	12.50	20
SF4	23.60	4885.84	50	1.30	20.00	30
SF5	23.60	4355.16	50	1.20	17.50	30
SF6	43.83	6004.08	50	1.00	12.50	20
SF7	15.90	2909.09	50	1.20	17.50	30
SF8	36.12	6292.87	50	1.20	17.50	30

VI.4.2.2. 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 suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-4 : Armatures principales des semelles filantes

Semelle	Nu (kN/m)	Mu (kNm)	Nser (kN/m)	Mser (kNm)	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²/ml)	Esp (cm)
SF1	14170.26	36.21	7642.16	135.03	7.77	4.35	**7HA12=7.92**	17
SF2	9033.03	56.51	6437.24	25.31	5.54	3.92	**5HA12=5.65**	20
SF3	7441.11	39.38	5314.43	24.11	5.63	4.01	**5HA12=5.65**	20
SF4	4686.43	4.82	4885.84	81.44	4.93	5.32	**5HA12=5.65**	25
SF5	4730.69	3.72	4355.16	174.08	4.97	5.02	**5HA12=5.65**	25
SF6	6916.26	7.48	6004.08	80.35	3.92	3.53	**4HA12=4.52**	25
SF7	1354.96	71.57	2909.09	155.78	2.39	5.14	**5HA12=5.65**	25
SF8	2968.11	13.85	6292.87	11.51	2.06	4.33	**4HA12=4.52**	30

- Pour les semelles (SF1, SF7et une coté de SF4, SF5, SF6) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Tableau 6-5 : Armatures de répartition de la semelle filante

$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
4HA12=4.52	30

VI.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset\,.\,fe}{4\,.\,\tau s}$

- ls $\geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne .
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau 6-6 : Longueur de scellement

Semelle	∅ (mm)	*l*s (cm)	B /8 (cm)	B /4 (cm)	Ancrage
SF1	12	10.43	15	30	Courbe
SF2	12	10.43	12.5	25	Courbe
SF3	12	10.43	12.5	25	Courbe
SF4	12	10.43	16.25	32.5	Courbe
SF5	12	10.43	15	30	Courbe
SF6	12	10.43	12.5	25	Courbe
SF7	12	10.43	15	30	Courbe
SF8	12	10.43	15	30	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.4. Ferraillage Longitudinal:

A. 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 hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =10818,87MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF2 ,SF3,SF4,SF5,SF6 et SF8) respectivement .

Tableau 6-7 : Dimensionnement de la poutre de libage

poutre de libage	b (m)	L (m)	h_p (m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.50	5.10	0.70	1.4	8.29	Oui
PL2	0.50	5.10	0.70	1.4	8.29	Oui
PL3	0.50	5.00	0.70	1.4	8.29	Oui
PL4	0.50	5.00	0.70	1.4	8.29	Oui
PL5	0.50	5.00	0.70	1.4	8.29	Oui
PL6	0.50	5.00	0.70	1.4	8.29	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 :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ 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 6-8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

poutre de libage	ΣNi (ELU)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	8356.46	7858.88	41.13	203.17	191.07
PL2	6860.50	6459.67	33.25	206.33	194.28
PL3	6262.15	5905.33	19.7	317.88	299.76
PL4	5632.81	5301.57	20.7	272.12	256.11
PL5	8047.78	7517.93	17.8	452.12	422.36
PL6	8245.50	7739.26	36.12	228.28	214.26

B. Calcul des moments :

❖ **Aux appuis :**

- **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau 6-9 : Détermination des moments de la poutre de libage

poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL1	446.62	313.16	415.39	295.26
PL2	456.28	317.35	425.09	299.56
PL3	485.46	448.12	453.17	423.25
PL4	563.95	461.21	526.08	434.91
PL5	1060.22	690.64	985.27	646.01
PL6	325.65	316.96	300.45	306.66

C. Calcul du ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-10 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à

éléments		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	313.16	51	14.17	0.00	**8HA16=16.08**
	Appui	446.62	51	20.74	0.00	**7HA20=21.99**
PL2	Travée	317.35	51	14.37	0.00	**8HA16=16.08**
	Appui	456.28	51	21.23	0.00	**7HA20=21.99**
PL3	Travée	448.12	51	20.82	0.00	**7HA20=21.99**
	Appui	485.46	51	22.72	0.00	**8HA20=25.13**
PL4	Travée	461.21	51	21.48	0.00	**7HA20=21.99**
	Appui	563.95	51	26.84	0.00	**10HA20=31.42**
PL5	Travée	690.64	51	33.83	0.00	**11HA20=34.56**
	Appui	1060.22	51	57.69	0.00	**16HA20+4 HA16=58.31**
PL6	Travée	316.96	51	14.36	0.00	**5HA20=15.71**
	Appui	325.65	51	14.77	0.00	**5HA20=15.71**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau 6-11 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à

éléments		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	16.08	295.26	9.35	306.12	Non
	Appui	21.99	415.39	11.79	319.91	Non
PL2	Travée	16.08	299.56	9.49	310.58	Non
	Appui	21.99	425.09	12.07	327.38	Non
PL3	Travée	21.99	423.25	12.02	325.97	Non
	Appui	25.13	453.17	12.31	307.60	Non
PL4	Travée	21.99	434.91	12.35	323.82	Non
	Appui	31.42	526.08	13.30	289.25	Non
PL5	Travée	34.56	646.01	15.85	324.75	Non
	Appui	58.31	985.27	20.83	303.51	Non
PL6	Travée	15.71	306.66	9.79	325.07	Non
	Appui	15.71	300.45	9.60	318.49	Non

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

❖ **Calcul à l'ELS:**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

éléments		Mser (KN.m)	Y1 (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	295.26	21.05	24.95	0.00	**8HA20=25.13**
	Appui	415.39	23.86	35.88	0.00	**18HA16=36.19**
PL2	Travée	299.56	19.94	24.21	0.00	**8HA20=25.13**
	Appui	425.09	23.86	36.76	0.00	**12HA20=37.70**
PL3	Travée	423.25	23.86	36.60	0.00	**12HA20=37.70**
	Appui	453.17	25.13	39.37	0.00	**10HA20+4HA16=39.46**
PL4	Travée	434.91	23.86	37.45	0.00	**12HA20=37.70**
	Appui	526.08	27.34	46.14	0.00	**10HA20+8HA16=47.50**
PL5	Travée	646.01	28.32	57.47	0.00	**16HA20+2HA25=60.08**
	Appui	985.27	33.99	90.49	0.00	**2HA14+18HA25=91.44**
PL6	Travée	306.66	20.86	25.97	0.00	**6HA20+4HA16=26.89**
	Appui	300.45	20.86	25.42	0.00	**6HA20+4HA16=26.89**

b) Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte **4HA12=4.52cm².**

c) Armatures transversales :

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

Tableau 6-13 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

éléments	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S(cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	630.35	1 .88	3.33	6HA8=3 .02	10	15
PL2	640.06	1.91	3.33	6HA8=3 .02	10	15
PL3	821.60	2.45	3.33	6HA8=3 .02	10	15
PL4	710.86	2.12	3.33	6HA8=3 .02	10	15
PL5	1110.82	3.31	3.33	6HA8=3 .02	10	15
PL6	615.97	1.84	3.33	6HA8=3 .02	10	15

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations. Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple .

VI.5.1. Prédimensionnement : [2] ►►[Art 10.1.1.b]◄◄

Pour un sol de fondation de catégorie ‘’S2’’, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de 30 x 30.

VI.5.2. Sollicitations : [2] ►►[Art 10.1.1.b]◄◄

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha}$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3. Ferraillage :

Lorsque notre projet classé dans la zone sismique I et dans la catégorie de site S2 selon les classifications de RPA2003, le ferraillage des longrines se fait par le maximum des armatures minimales selon RPA2003 ou CBA93

A. Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73 cm^2$

Donc on adopte A=6HA12=6.79cm²

B. Vérification RPA2003 :

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 $ø_l$)

$$A \geq 0.006*b*h = 0.006*30*30 = 0.54 cm^2$$

C. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA ►►[Art 10.1.1.b]◄◄ qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ).

- section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00\text{mm}$$

On adopte $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

- Espacement:

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 18\text{cm}\right]$$

On adopte St = 15 cm.

- **vérification de recouvrement: [2]** ►►Art [7.5.2.1]◄◄

selon RPA 2003 on à La longueur minimale de recouvrement est de: 40 ϕ_l en zone I (25*40=1m)

Tableau 6-14 : Ferraillage des longrines

A_{min}^{CBA} cm²	A_{min}^{RPA} (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)	$A_{transversale}$ (cm²)	St (cm)
4.73	0.54	6HA12=6.79	4ϕ8 = 2.01	15

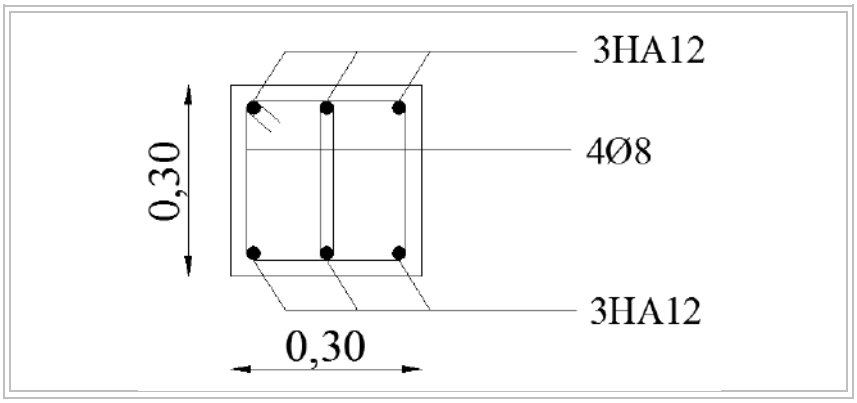


Figure 6-7 : Ferraillage de la longrine

VI.6. Etude de voile (Mur de soutènement) :

VI.6.1.Introduction:

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols .

VI.6.2. Ferraillage des voiles :

Les panneaux constituant le voile sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres.

$\rho=\frac{3.06-0.45}{4.50}=0.68>0.4$ ⇒ dalle travaillant suivant les deux directions.

$\mu_x=0.071$

$\mu_y=0.403$

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

A- Les armaturez verticale:

P: poussé de terres

$P=0.5*K_\gamma*\gamma_h*h^2$

et : $K_\gamma=tg^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{4})$

$K_\gamma=0.44$

P=28.90 KN/ml

$M_x=\mu_x*P*l_x=0.071*28.90*(3.06-0.45)^2=13.97$ KN.m/ml

$M_{tx}=0.85*M_x=11.88$

$A_{calculé}=1.73$ cm²/ml

$A_{choisi}=5HA10=3.93cm^2/ml$

B- Les armatures horizontales:

$M_y=\mu_y*M_x=0.403*13.97=5.62$KN.m/ml

$M_{ty}=0.85*M_y=4.78$ KN.m/ml

$A_{calculé}=0.69$ cm²/ml

$A_{choisi}=5HA10=3.93cm^2/ml$

Le ferraillage déterminé (verticale et horizontale) sur la base d'un panneau qui joue le role d'un mur de soutènement est inferieur par rapport au ferraillage calculé si on considère le panneau comme voile

- verticale : ($A_{voile}=26.01/4.5=5.78cm^2$)
- horizontale : ($A_{voile}=14.92/2.56=5.82cm^2$)

Donc on adopte le même ferraillage des voiles porteur de contreventement [Chapitre V] .

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

➢ **Vue de la Structure en 3D :**

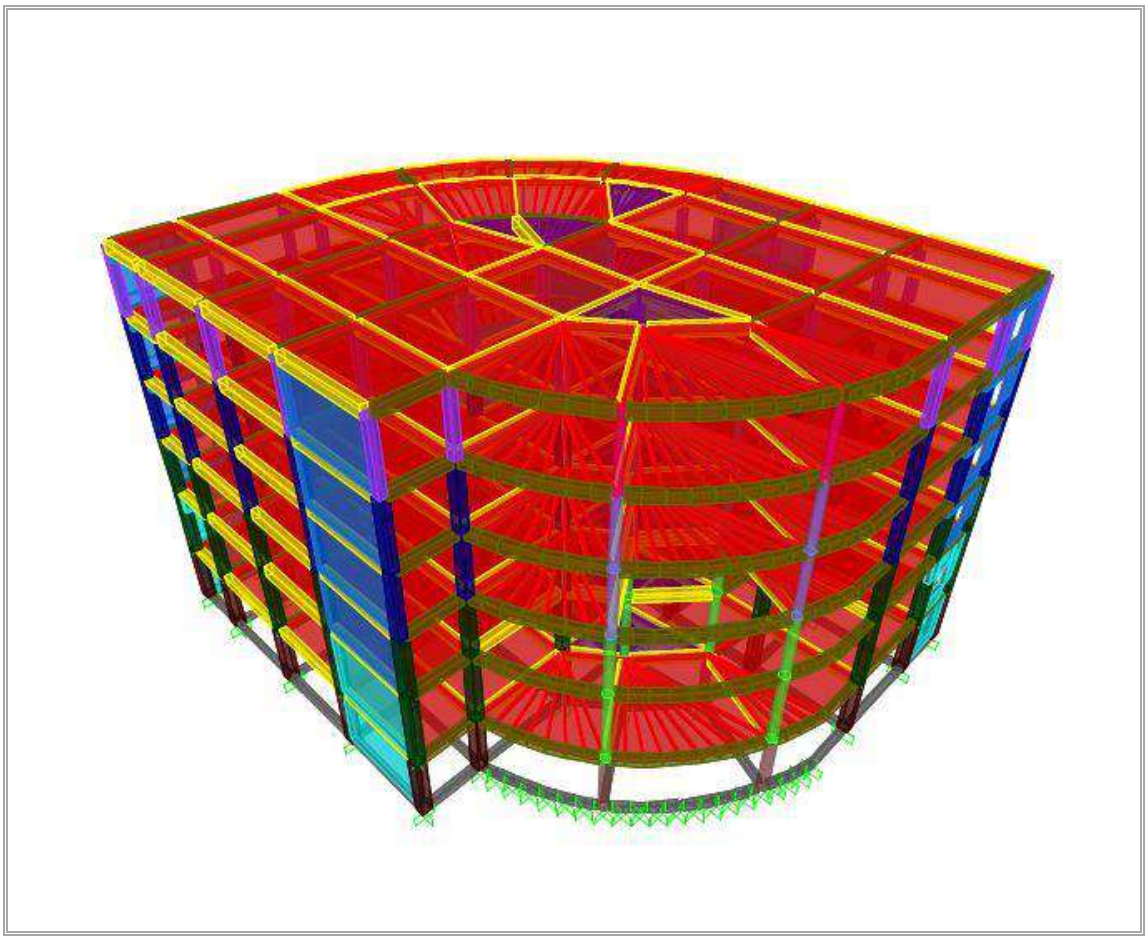
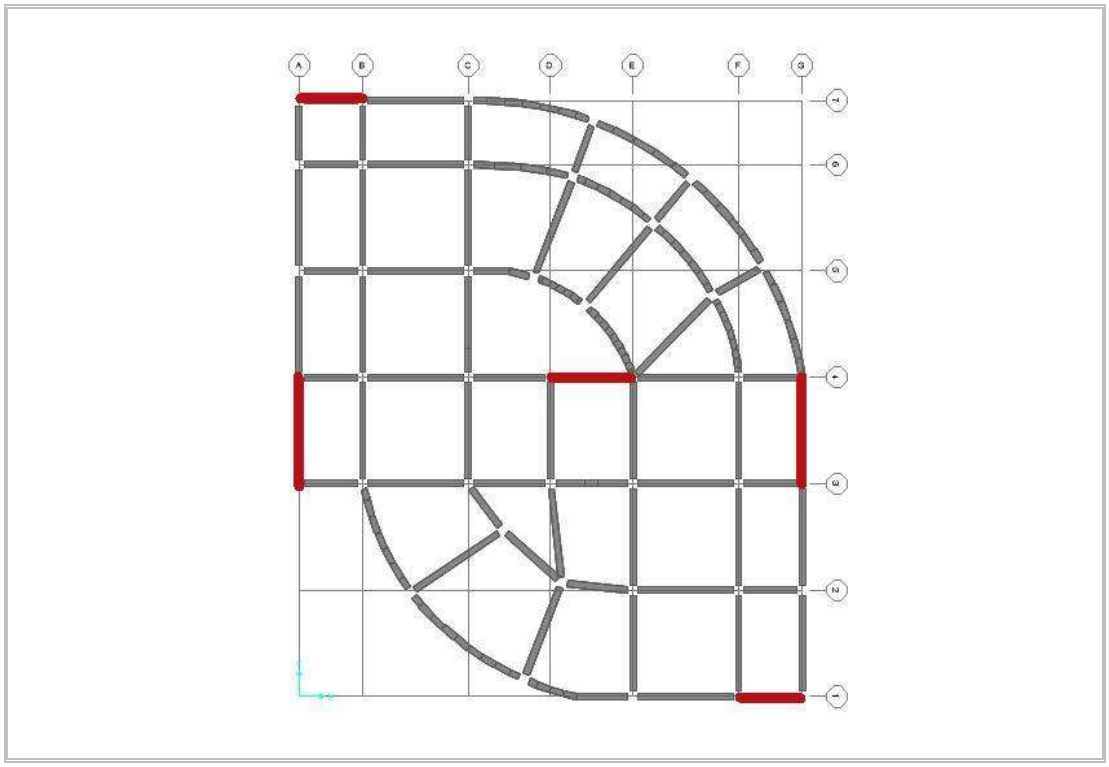


Figure 4-1 : Hôtel en 3D

❖ **Disposition des voiles :**



❖ **Disposition des voiles 3D :**

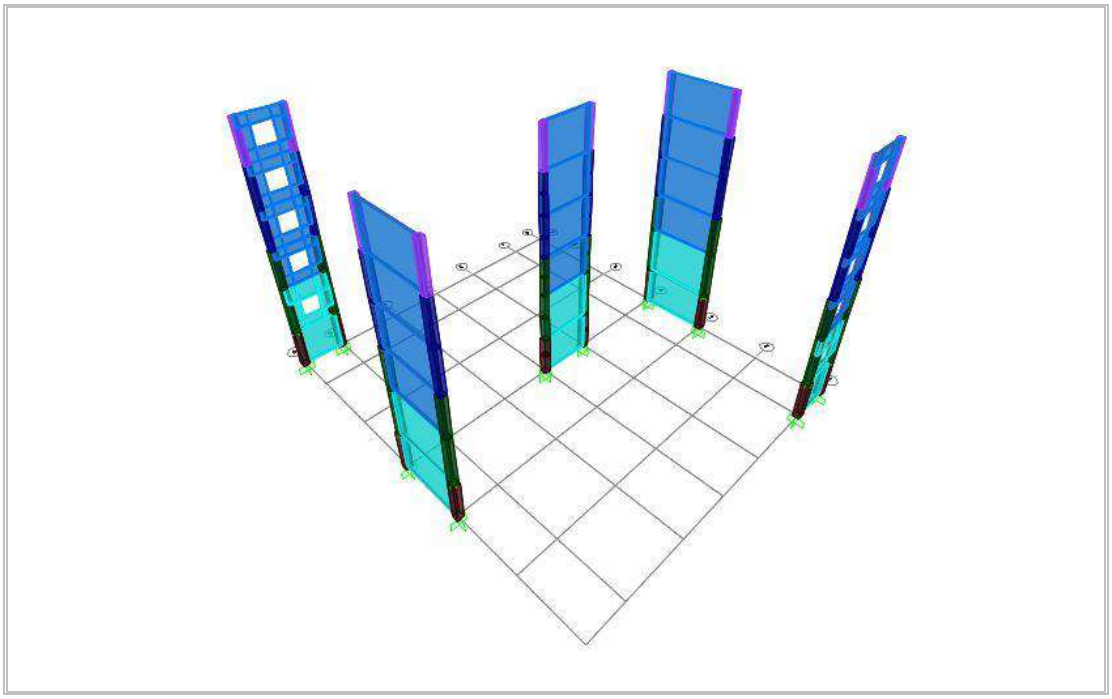


Figure 4-2 : Disposition des voiles

➢ **Calcul d'excentricité :** [2] ►►[Art 3.5.1-a]◄◄

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

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 23.80 m
- Largeur du bâtiment = 28.00 m

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.57 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.20 m

➢ **Centre de Rigidité & Centre de Masse :**

Tableau 4-1 : Calcul du centre de Masse

Niveau(m)	∑Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi
15.98	5795.66	12.06	14.26	69895.66	82646.11
12.92	5750.71	11.93	14.21	68605.97	81717.59
9.86	5981.3	12.04	14.31	72014.85	85592.40
6.8	5824.28	12.14	14.67	70706.76	85442.19
3.74	5466.34	12.32	15.02	67345.31	82104.43
0	6222.93	12.03	14.05	74861.85	87432.17

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

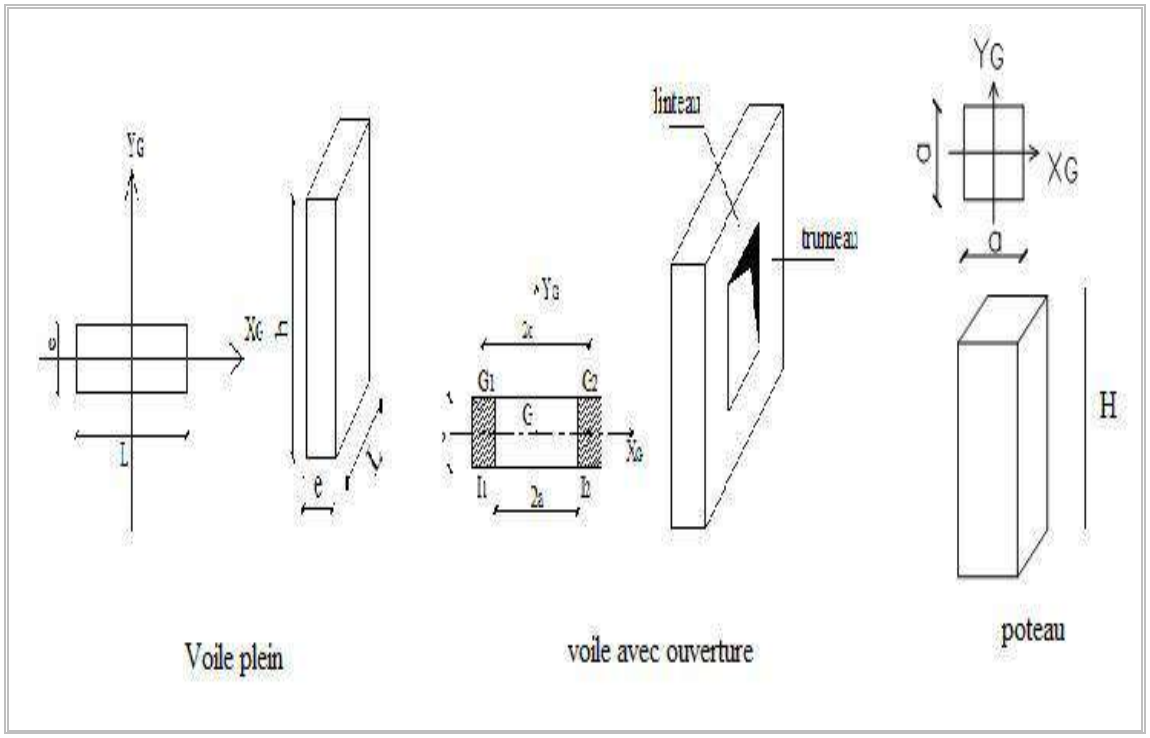


Figure 4-3 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)	$\sum I_{Xi} * Y_i$	$\sum I_{Yi} * X_i$
15.98	0.82	3.17	9.84	12.43	10.13	31.21
12.92	0.85	3.20	9.90	12.47	10.56	31.72
9.86	0.85	3.20	9.90	12.47	10.56	31.72
6.8	0.89	3.25	9.94	12.50	11.17	32.31
3.74	1.15	4.29	10.11	12.46	14.36	43.42
0	2.08	4.36	9.88	11.99	24.98	43.09

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
15.98	12.06	9.84	2.22	14.26	12.43	1.83
12.92	11.93	9.9	2.03	14.21	12.47	1.74
9.86	12.04	9.9	2.14	14.31	12.47	1.84
6.8	12.14	9.94	2.2	14.67	12.5	2.17
3.74	12.32	10.11	2.21	15.02	12.46	2.56
0	12.03	9.88	2.15	14.05	11.99	2.06

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [2] ►►[Art 4.2.7]◄◄

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

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

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

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau(m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
15.98	23.8	28	1.19	1.40
12.92	23.8	28	1.19	1.40
9.86	23.8	28	1.19	1.40
6.8	23.8	28	1.19	1.40
3.74	23.8	28	1.19	1.40
0	23.8	28	1.19	1.40

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [2]►►[Art 4.3.7]◄◄

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

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	E_x Théo	E_x ACC	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	E_y Théo	E_y ACC	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
15.98	2.22	1.19	3.41	1.83	1.40	3.23
12.92	2.03	1.19	3.22	1.74	1.40	3.14
9.86	2.14	1.19	3.33	1.84	1.40	3.24
6.8	2.2	1.19	3.39	2.17	1.40	3.57
3.74	2.21	1.19	3.40	2.56	1.40	3.96
0	2.15	1.19	3.34	2.06	1.40	3.46

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode 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 15.98 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 16 ».**

.IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000 version16** 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 donné 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.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

A. Coefficient d'accélération : [2] ►►[Tab.4.1]◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone I, groupe d'usage B1) ➔ A = 0,12 .

B. Facteur de correction d'amortissement η: [2] ►►[Tab.4.2]◄◄

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$

Avec remplissage dense → η = 0.882

C. Coefficient de comportement R : [2] ►►[Tab.4.3]◄◄

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement

de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre

système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP2000) qui sont données ci-après.

- **Suivant X :**

Tableau 4-6 : Vérification du coefficient comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
DIAPH1	5978.379	5405.489	572.890	503.038	319.241	183.797
DIAPH2	12647.344	11662.501	984.843	802.699	499.891	302.808
DIAPH3	19912.457	18416.564	1495.893	989.183	494.585	494.598
DIAPH4	27109.438	25302.534	1806.904	1172.860	642.048	530.812
DIAPH5	33303.904	30756.974	2546.930	1267.074	384.965	882.109
DIAPH6	41132.478	37543.375	3589.103	1241.498	165.681	1075.817

- **Valeur en pourcentage :**

Tableau 4-7 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	90.417 %	9.583 %	100 %	63.463 %	36.537 %
DIAPH2	100 %	92.213 %	7.787 %	100 %	62.276 %	37.724 %
DIAPH3	100 %	92.488 %	7.512 %	100 %	49.999 %	50.001 %
DIAPH4	100 %	93.335 %	6.665 %	100 %	54.742 %	45.258 %
DIAPH5	100 %	92.352 %	7.648 %	100 %	30.382 %	69.618 %
DIAPH6	100 %	91.274 %	8.726 %	100 %	26.345 %	73.655 %

➢ **Suivant Y :**

Tableau 4-8 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz/Poteaux (kN)	Nz/Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx/Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
DIAPH1	5869.298	5405.489	463.809	574.997	295.343	279.654
DIAPH2	12614.839	11662.501	952.338	886.796	440.817	445.979
DIAPH3	19911.521	18416.564	1494.957	1158.216	417.560	740.656
DIAPH4	27185.843	25302.534	1883.309	1381.696	529.354	852.342
DIAPH5	33369.384	30756.974	2612.410	1501.487	277.272	1224.215
DIAPH6	40441.579	37543.375	2898.204	1118.906	113.678	1005.228

- **Valeur en pourcentage :**

Tableau 4-9 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz/Poteaux (%)	Nz/Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx/Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
DIAPH1	100 %	92.098 %	7.902 %	100 %	51.364 %	48.636 %
DIAPH2	100 %	92.451 %	7.549 %	100 %	49.709 %	50.291 %
DIAPH3	100 %	92.492 %	7.508 %	100 %	36.052 %	63.948 %
DIAPH4	100 %	93.072 %	6.928 %	100 %	38.312 %	61.688 %
DIAPH5	100 %	92.171 %	7.829 %	100 %	28.466 %	71.534 %
DIAPH6	100 %	92.834 %	7.166 %	100 %	26.160 %	73.840 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles [2]: ►► [Art.3.4.A.4.a] ◄◄

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R=5**

D. Facteur de qualité Q : [2] ►►[Tab.4.4]◄◄

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-10 : Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

E. Périodes caractéristiques :[2] ►► [Tab.4.7] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

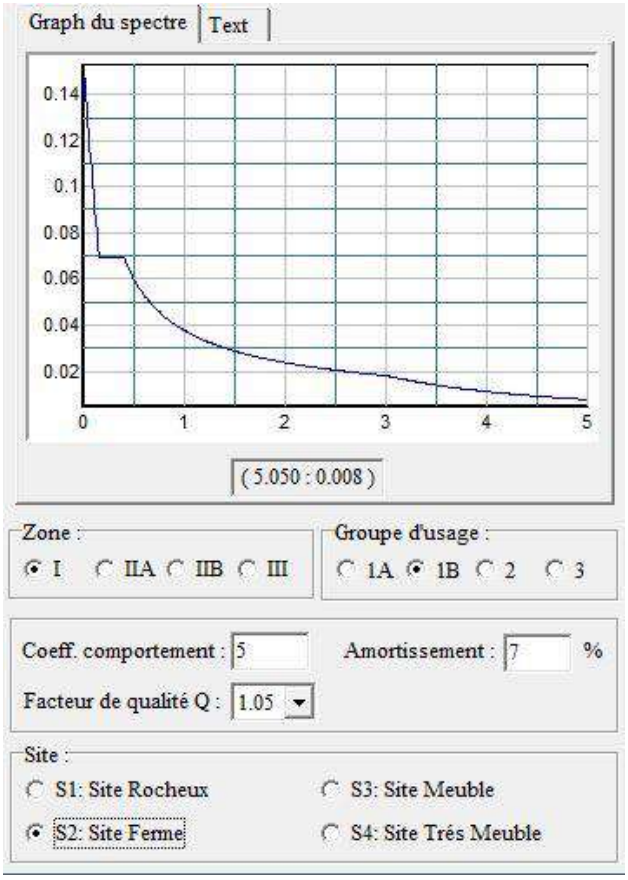


Figure 4-4 : Spectre de réponse

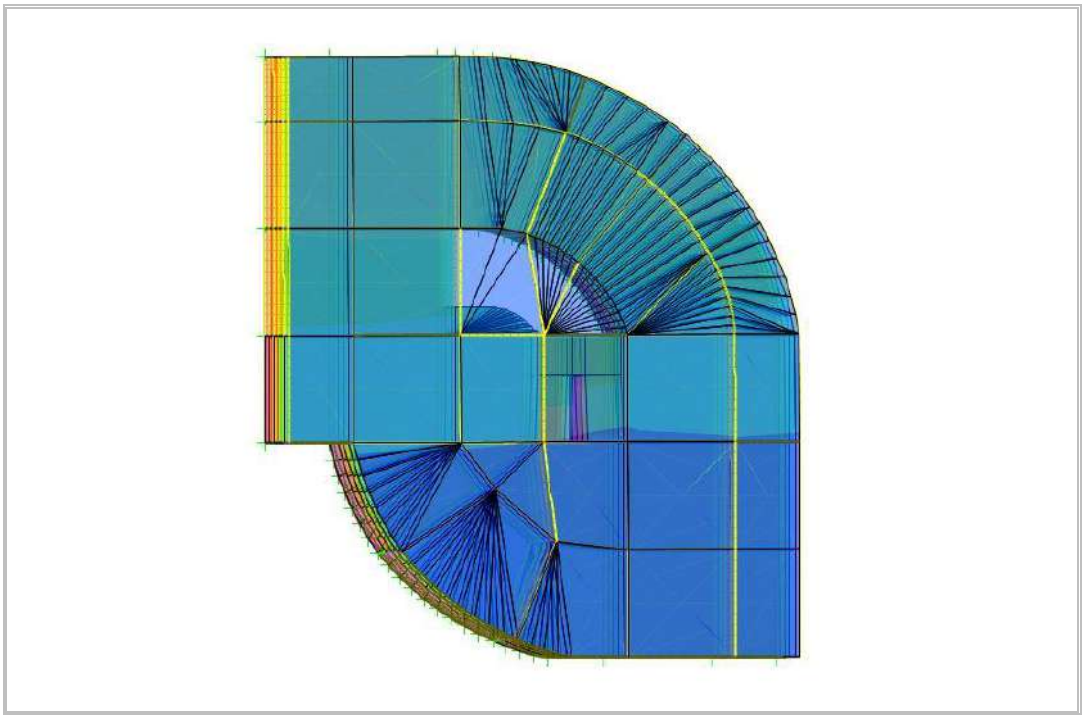
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

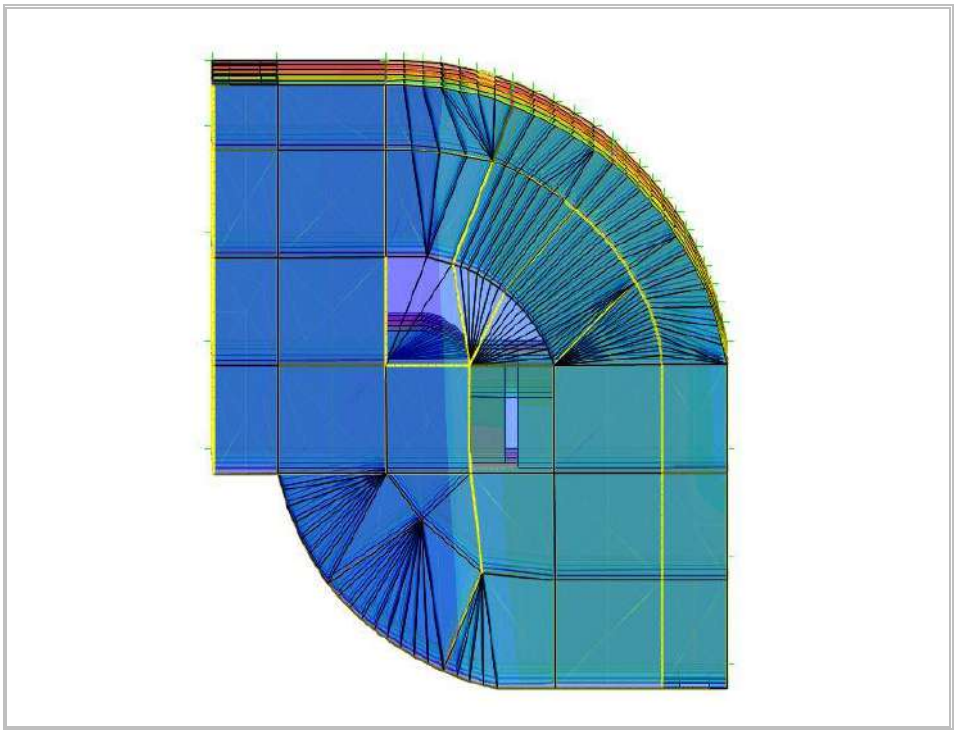
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification l'effort normal réduit

IV.4.1. Vérification de comportement :

- **mode 1 translation X**



- **mode 2 translation Y**



- **mode 3 Rotation autour de l'axe Z**

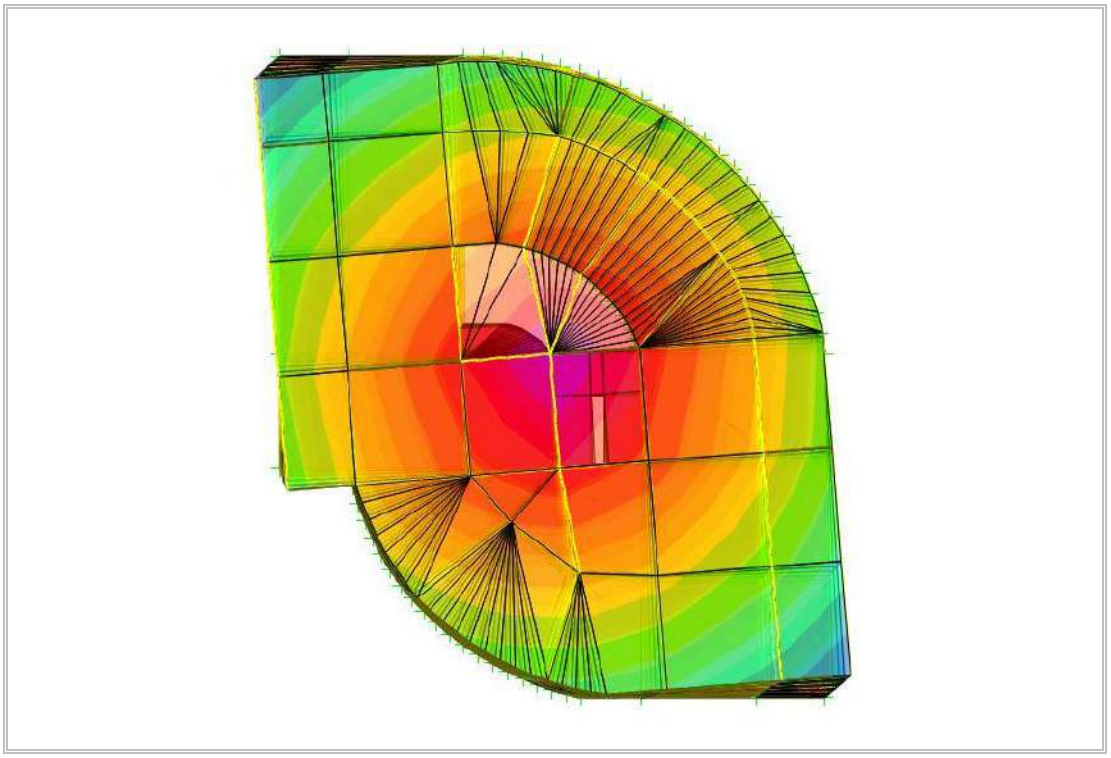


Figure 4-5 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Période(s)	Masse modèle U_X(%)	Masse modèle U_Y(%)	Masse modèle R_Z(%)
Mode 1	0.44	78.91%	0.13%	0.09%
Mode 2	0.40	0.13%	77.91%	0.04%
Mode 3	0.32	0.10%	0.03%	77.11%

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe x	translation suivant l'axe y	rotation autour de l'axe z

IV.4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, ►►[Art 3.4]◄◄ .

Tableau 4-12: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modèles effectives (%)	
		Sens x	Sens y
1	0.44	78.91%	0.13%
2	0.40	79.04%	78.05%
3	0.32	79.14%	78.08%
4	0.12	**93.90%**	78.08%
5	0.10	93.90%	**93.80%**

- **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du $5^{éme}$ mode.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 [2]►►[Art 4.3.6]◄◄.

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

A. Calcul de la force sismique totale : [2]►►[Art 4.2.3]◄◄

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

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

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

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,12

➢ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0.4s [2]►►[Tab4.7]◄◄

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

ξ = 7 % [2]►►[Tab4.2]◄◄

(avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [2] ►►[Art 4.2.4]◄◄

Dx= 2.205
Dy= 2.205

➢ **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

➢ **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.05

Q_y=1.05

➢ **W : poids total de la structure**

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

β = 0.3 [2] ►►[Tab4.5]◄◄

Poids de la structure W= 37516.24kN

Tableau 4-13 : Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.12	2.205	2.205	5	1.05	1.05	37516.24	2084.63	2084.63

Tableau 4-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt > 0.8*V
X	2084.63	1059.70	1667.70	**Non**
Y	2084.63	1016.91	1667.70	**Non**

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

- Pour la direction de x on a :

  0.8V/Vt= 1.574

- Pour la direction de y on a :

  0.8V/Vt= 1.640

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.574 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.64 ».

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$Mtx = X_G.Wi$ $Mt_Y = Y_G.Wi$

Avec :

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

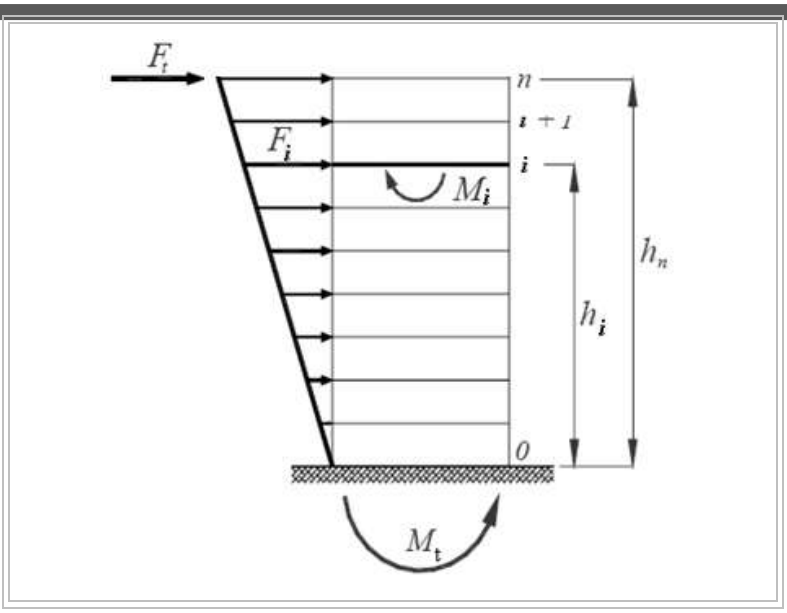


Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[2]►►[Art 4.2.5]◄◄

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

Donc: : Ft=0

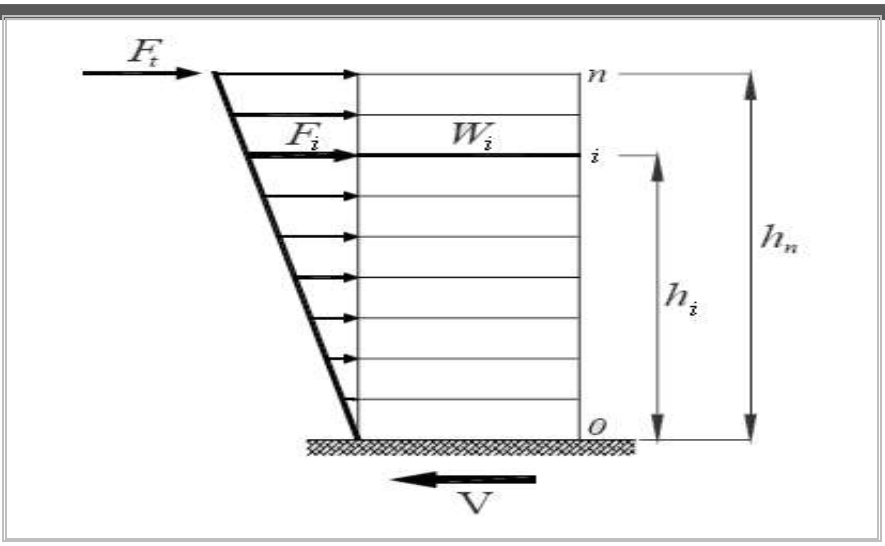


Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

Tableau 4-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
15.98	5795.66	92614.65	542.31	543.47
12.92	5750.71	74299.17	435.06	435.99
9.86	5981.30	58975.62	345.34	346.07
6.8	5824.28	39605.10	231.91	232.40
3.74	5466.34	20444.11	119.71	119.97
SOMME		**285938.65**	**1674.33**	**1677.90**



Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

IV.4.4.2. Moment de renversement :

Tableau 4-16 : Calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
15.98	542.31	543.47	8666.13	8684.60
12.92	435.06	435.99	5621.02	5633.00
9.86	345.34	346.07	3405.01	3412.26
6.80	231.91	232.40	1576.99	1580.35
3.74	119.71	119.97	447.72	448.68
∑Mo			**19716.88**	**19758.89**

IV.4.4. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-17 : Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
15.98	5795.66	12.06	14.26	69895.66	82646.11
12.92	5750.71	11.93	14.21	68605.97	81717.59
9.86	5981.3	12.04	14.31	72014.85	85592.40
6.8	5824.28	12.14	14.67	70706.76	85442.19
3.74	5466.34	12.32	15.02	67345.31	82104.43
∑Mt				**348568.55**	**417502.72**

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

Tableau 4-18 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
348568.55	417502.72	19716.88	19758.89	17.68	21.13	**Oui**

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements : [2] ►►[Art 4.4.3]◄◄

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [2] ►►[Art 5.10]◄◄ le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-19 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+15.98	0.60	3.00	0.60	3.06	**Oui**
+12.92	0.48	2.40	0.65	3.06	**Oui**
+9.86	0.35	1.75	0.65	3.06	**Oui**
+6.80	0.22	1.10	0.55	3.06	**Oui**
+3.74	0.11	0.55	0.55	3.74	**Oui**
+0.00	0	0	0	3.06	**Oui**

Tableau 4-20 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+15.98	0.59	2.95	0.65	3.06	**Oui**
+12.92	0.46	2.30	0.65	3.06	**Oui**
+9.86	0.33	1.65	0.60	3.06	**Oui**
+6.8	0.21	1.05	0.55	3.06	**Oui**
+3.74	0.1	0.50	0.50	3.74	**Oui**
+0.00	0	0	0	3.06	**Oui**

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [2] ►►[Art.5.9]◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$

- 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 :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
15.98	5795.66	542.3	0.60	0.0040	**Oui**
12.92	5750.71	435.1	0.65	0.0066	**Oui**
9.86	5981.30	345.3	0.65	0.0114	**Oui**
6.80	5824.28	231.9	0.55	0.0203	**Oui**
3.74	5466.34	119.7	0.55	0.0672	**Oui**

Tableau 4-22 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
15.98	5795.66	543.47	0.65	0.0043	**Oui**
12.92	5750.71	435.99	0.65	0.0066	**Oui**
9.86	5981.30	346.07	0.60	0.0105	**Oui**
6.80	5824.28	232.40	0.55	0.0203	**Oui**
3.74	5466.34	119.97	0.50	0.0609	**Oui**

IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments :

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec : $\tau = \frac{T}{b*d}$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5Mpa)$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\overline{\tau} = min(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4Mpa)$

Tableau 4-23 : Vérification des efforts tranchant des poutres

élément	N°	γb	fissuration	b (m)	d (m)	Vu (KN)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PP	1041	1.5	peu nuisible	0.3	0.475	160.7	1.35G+1.5Q	1.13	3.33	**Oui**
PS	1054	1.5	peu nuisible	0.3	0.425	40.56	1.35G+1.5Q	0.32	3.33	**Oui**
Ppalier	1133	1.15	préjudiciable	0.3	0.275	21.32	$G+Q+E_{dx}$	0.26	3.26	**Oui**

Tableau 4-24 : Vérification des efforts tranchant des poteaux rectangulaires

élément	sens	γb	fissuration	b (m)	d (m)	Vu (KN)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PTR 50	x	1.15	préjudiciable	0.5	0.475	43.93	G+Q+Edx	0.18	3.26	**Oui**
	y	1.15	préjudiciable	0.5	0.475	24.43	G+Q+Edy	0.10	3.26	**Oui**
PTR 45	x	1.15	peu nuisible	0.45	0.425	66.83	G+Q+Edx	0.35	4.35	**Oui**
	y	1.15	peu nuisible	0.45	0.425	62.99	G+Q+Edy	0.33	4.35	**Oui**
PTR 40	x	1.15	peu nuisible	0.4	0.375	56.99	G+Q+Edx	0.38	4.35	**Oui**
	y	1.15	peu nuisible	0.4	0.375	54.85	G+Q+Edy	0.37	4.35	**Oui**
PTR 35	x	1.15	préjudiciable	0.35	0.325	39.26	G+Q+Edx	0.35	3.26	**Oui**
	y	1.15	peu nuisible	0.35	0.325	35.47	G+Q+Edy	0.31	4.35	**Oui**

Tableau 4-25 : Vérification des efforts tranchant des poteaux circulaires

élément	sens	γb	fissuration	b (m)	d (m)	Vu (KN)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MP)	Vérification
PTC 50	x	1.15	préjudiciable	0.5	0.475	10.01	G+Q+Edx	0.17	3.26	**Oui**
	y	1.15	peu nuisible	0.5	0.475	8.66	G+Q+Edy	0.04	4.35	**Oui**
PTC 45	x	1.15	peu nuisible	0.45	0.425	32.61	G+Q+Edx	0.17	4.35	**Oui**
	y	1.15	peu nuisible	0.45	0.425	29.37	G+Q+Edy	0.15	4.35	**Oui**
PTC 40	x	1.15	peu nuisible	0.4	0.375	25.54	G+Q+Edx	0.17	4.35	**Oui**
	y	1.15	préjudiciable	0.4	0.375	24.19	G+Q+Edy	0.16	3.26	**Oui**
PTC 35	x	1.15	préjudiciable	0.35	0.325	16.83	G+Q+Edx	0.15	3.26	**Oui**
	y	1.15	préjudiciable	0.35	0.325	17.26	G+Q+Edy	0.15	3.26	**Oui**

IV.4.8. Vérification de l effort normal réduit : [2]►►[Art.7.4.3.1]◄◄

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{\mathbf{N_d}}{\mathbf{B_c} \times \mathbf{f_{c_{28}}}} < 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc_{28} : la résistance caractéristique de béton.

Section des poteaux a la base 45x45

Tableau 4-26 : Vérification des efforts normal réduit

forme	sens	combinaisons	Nd (KN)	Bc (m^2)	υx	υ≤0.3
rectangle	x	G+Q+Edx	1689.59	0.185	0.37	**Non**
	y	G+Q+Edy	1585.99	0.185	0.34	**Non**
cercle	x	G+Q+Edx	1213.71	0.181	0.27	**Oui**
	y	G+Q+Edy	1215.17	0.181	0.27	**Oui**

Remarque :

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normale donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux a la base (50x50)

Section des poteaux de RDC et 1er (45x45)

Section des poteaux de 2eme et 3eme (40x40)

Section des poteaux de 4eme (35x35)

Tableau 4-27 : Vérification des efforts normal réduit

forme	sens	combinaisons	Nd (KN)	Bc (m^2)	υx	υ≤0.3
rectangle	x	G+Q+Edx	1689.59	0.230	0.29	**Oui**
	y	G+Q+Edy	1585.99	0.230	0.28	**Oui**

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2]: Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4]: Rapport de sol

Logiciels :

- Autodesk AutoCAD 2014.
- SAP2000 16.
- Excel.
- SOCOTEC.