République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

(S/sol+RDC+6 étages) à ALGER

Présenté par :

-KHELIL CHERFI Walid

-MEKATELI Ibrahim

-Djaifer Yacine

Encadré par :

- Mr. SAIDI M^{ed} Mouloud

Promotion : Juin 2016

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la Volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer

cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. SAIDI M^{ed} Mouloud

pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur

qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département

de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont

aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression

de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères et ma sœur.

A mes chers amis walid, mohamed ,hamza ,mohamed ,younes ,djamel ,mrizak ,hamid ,midou ,housem , hichem Othman ,bilel ,merouan ,hakim , abdelnour ,kader Djaloul ,ibrahim,islam ,walid ,aymen et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mes cher ami yacine et ibrahim.

Walid

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mon frère et ma sœur.

A mes chers amis walid, mohamed ,hamza ,mohamed ,younes ,djamel ,mrizak ,hichem ,abdelnour ,abu taha Ibrahim et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mes cher ami yacine et walid.

Ibrahim

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mon frère et mes sœurs.

A mes chers amis walid, mohamed ,hamza ,mohamed ,younes ,djamel , kader ,ismail ,djaloul ,et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mes cher ami walid et ibrahim.

yacine

SOMMAIRE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 2
I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT : 2
I.2.1 Dimensions en élévation 2
I.2.2 Dimensions en plan 2
I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE : 2
I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] : 2
I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] : 2
I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] : 3
I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] : 3
I.4 CONCEPTION STRUCTURELLE : 3
I.4.1 Planchers : 3
I.4.2 Les balcons : 3
I.4.3 Escaliers : 4
I.4.4 Maçonnerie : 4
I.4.5 Revêtement : 4
I.4.6 L'acrotère : 4
I.4.7 Le plafond : 4
I.5 HYPOTHESES DE CALCUL 5
I.5.1 Béton 5
I.5.2 Acier 5
I.6 LES PLANS ARCHITECTURAUX : 6
I.6.1 Plan d'étage habitation : 6
I.6.2 Plan d'étage bureau : 7
I.6.3 Plan sous-sol : 8
I.6.4 Coupe A-A : 9
II.1 INTRODUCTION : 10
II.2 PREDIMENSIONNEMENT : 10
II.2.1 Predimensionnement des planchers : 10
II.2.1.1 Plancher à corps creux : 10
II.2.1.2 Plancher à dalle pleine : 11
II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 12
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible : 12
II.3.1.1 Planche à corps creux : 12
II.3.1.2 Planche dalle pleine : 12
II.3.2 Plancher étage courant : 13
II.3.2.1 Plancher à corps creux : 13
II.3.2.2 Plancher dalle pleine : 13
II.3.3 Maçonnerie **:** 14
II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison) : 14
II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons) : 14
II.3.4 Charges d'exploitation : 14
II.4 POUTRES : 15
II.5 LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]: 16
II.6 LES POTEAUX : 16
II.6.1 Décente des charges : 18
II.6.2 Choix du poteau le plus sollicité : 19
II.6.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : 20

II.6.3.1 Détermination des charges permanente :.....20
II.6.4 Surcharge d'exploitation :.....21
II.6.5 Détermination de l'effort normal ultime :.....23
II.6.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :.....24
II.7 Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :.....24
II.8 LES VOILES :.....25
III.1 ACROTERE.....26
III.1.1 Introduction :.....26
III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :.....27
III.1.2.1 Charge permanente :.....27
III.1.2.2 Surcharge d'exploitation :.....27
III.1.2.3 Combinaisons d'action :.....27
III.1.3 Ferraillage :.....27
III.1.3.1 À l'ELU :.....27
III.1.3.2 À l'ELS :.....30
III.1.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :.....33
III.2 ESCALIERS :.....34
III.2.1 Introduction :.....34
III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :.....34
III.2.2.1 Dimensionement :.....34
III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :.....35
III.2.2.3 Détermination des efforts :.....36
III.2.2.4 Calcul des sollicitations à ELU :.....36
III.2.2.5 Calcul des sollicitations à ELS :.....38
III.2.2.6 Conclusion :.....39
III.2.2.7 Calcul de ferraillage.....40
III.2.2.8 Condition de la flèche :.....44
III.2.3 Etudes des escaliers tournant :.....47
III.2.3.1 Dimensionement :.....47
III.2.3.2 Charges et surcharge de l'escalier :.....48
III.2.3.3 Détermination des efforts :.....48
III.2.3.4 Calcul des sollicitations à ELU :.....49
III.2.3.5 Calcul des sollicitations à ELS:.....50
III.2.3.6 Conclusion :.....52
III.2.3.7 Calcul de ferraillage.....52
III.2.3.8 Condition de la flèche :.....55
III.2.4 Calcul de la poutre palière :.....57
III.2.4.1 Evaluation des charges :.....57
III.2.4.2 Calcul des efforts:.....57
III.2.4.3 Ferraillage de la poutre palière.....58
III.3 CALCUL DES POUTRELLES :.....61
III.3.1 Introduction :.....61
III.3.2 Plancher à corps creux :.....61
III.3.3 Dimensionnement des poutrelles :.....61
III.3.4 Type des poutrelles :.....62
III.3.4.1 Usage bureau :.....62
III.3.4.2 Usage habitation :.....62
III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression :.....63
III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :.....64
III.3.6.1 Méthodes de calcul.....64

III.3.7 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :.....67
III.3.7.1 Usage bureau :.....67
III.3.7.2 Usage habitation.....71
III.3.8 Résultat final :.....76
III.3.9 Ferraillage des poutrelles :.....76
III.3.9.1 Usage bureau :.....76
III.3.9.2 Usage habitation.....81
III.3.9.3 Vérification de la flèche:.....86
III.3.10 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93].....89
III.4 LES DALLES PLEINES :.....91
III.4.1 Methode de calcul :.....91
III.4.2 Hypothèses de calcul 91
III.4.3 Calcul des moments (principe du travail virtuel).....92
III.4.4 Calcul des dalles triangulaires : 93
III.4.4.1 Calcul du ferraillage à l'ELU :.....95
III.4.4.2 E.L.S : 96
III.4.4.3 Vérification de l'effort tranchant 98
III.4.4.4 Vérification de la flèche.....98
III.4.5 Calcul des dalles rectangulaire : 99
III.4.5.1 Calcul du ferraillage à l'ELU :.....100
III.4.5.2 E.L.S : 102
III.4.5.3 Vérification de l'effort tranchant 103
III.4.5.4 Vérification de la flèche.....104
IV.1 INTRODUCTION :.....105
IV.2 DEPOSITION DES VOILES.....105
IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :.....107
IV.3.1 Centre de masse :.....107
IV.3.2 Centre de torsion :.....107
IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :.....108
IV.3.4 Excentricité :.....108
IV.3.4.1 Excentricité théorique :.....108
IV.3.4.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] : 109
IV.3.4.3 Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] :.....109
IV.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....110
IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] : 110
IV.5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :.....110
IV.5.1 PRINCIPE : 110
IV.5.2 MODELISATION :.....110
IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] : 111
IV.5.4 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] : 111
IV.5.5 Facteur de correction d'amortissement η : 112
IV.5.6 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003] :.....112
IV.5.7 Justification du coefficient de comportement R :.....113
IV.5.8 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :.....114
IV.5.9 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1,T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] : 115
IV.6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 115
IV.6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :.....116
IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] : 117
IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]: 118

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]: 120
IV.6.4.1 Le moment de renversement 120
IV.6.4.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] : 121
IV.6.4.3 Le moment stabilisant 122
IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] : 123
IV.6.6 Vérification de cisaillement des éléments : 124
IV.6.6.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93] 124
IV.6.6.2 Les poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003] : 125
IV.6.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] 126
IV.6.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] 127
V.1 INTRODUCTION : 129
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES : 129
V.2.1 Introduction : 129
V.2.2 Recommandation des règlements : 130
V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003 : 130
V.2.2.2 Recommandations du CBA93 : 131
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU : 132
V.2.3.1 Poutres principales (30x40) 132
V.2.3.2 Poutres secondaires (30x35) 133
V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 134
V.2.4.1 Poutres principales : 134
V.2.4.2 Poutres secondaires 135
V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 135
V.2.5.1 Poutres principales 135
V.2.5.2 Poutres secondaires 136
V.2.6 Calcul des armatures transversales : 136
V.2.7 Vérification de la flèche 137
V.2.7.1 Poutres principales 137
V.2.7.2 Poutres secondaires : 137
V.3 FERRAILLAGES DES POTEAUX : 139
V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 : 139
V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés : 142
V.3.2.1 A l'ELU : 142
V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 143
V.3.3 Ferraillages des poteaux circulaires 143
V.3.3.1 A l'ELU : 143
V.3.3.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 144
V.3.3.3 Déterminations des armatures transversales : 144
V.3.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :: 144
V.4 FERRAILLAGES DES VOILES : 146
V.4.1 Voiles pleins : 146
V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures : 146
V.4.2.1 Trumeaux : 146
V.4.2.2 Linteaux : 147
V.4.3 Recommandations des règlements : 147
V.4.3.1 Recommandation du RPA99v2003 147
V.4.3.2 Recommandations du CBA93 : 148
V.4.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 149
V.4.4 Ferraillage des voiles pleins : 150

V.4.4.1 Armatures verticales :.....150
V.4.4.2 Vérification des armatures à ELS :.....151
V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux :.....152
V.4.4.4 Armatures transversales :.....153
V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture :.....154
V.4.5.1 Trumeaux.....154
V.4.5.2 Linteaux :.....156
VI.1 INTRODUCTION :.....165
VI.2 FONDATIONS SUPERFICIELLES:.....165
VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :.....166
VI.4 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE.....166
VI.5 LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE :.....167
VI.6 LE CHOIX FINAL DES SEMELLES :.....168
VI.7 CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :.....169
VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées :.....169
VI.7.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :.....169
VI.7.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :.....170
VI.8 CALCUL DES SEMELLES FILANTES :.....170
VI.8.1 Dimensionnement des semelles filantes :.....171
1.1 Dimensionnement de la poutre de libage :.....171
VI.8.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :.....172
VI.9 CALCUL DE RADIER PARTIELLE :.....173
VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :.....173
VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :.....174
VI.9.3 Vérification au non poinçonnement :.....174
VI.9.3.1 Sous poteau :.....174
VI.9.3.2 Sous voile :.....174
VI.9.4 Vérification des contrainte de cisaillement du radier :.....175
VI.9.5 Dimensionnement des nervures :.....175
VI.10 FERRAILLAGE DES SEMELLES :.....176
VI.10.1 Semelles isolées :.....176
VI.10.2 Semelles filantes :.....177
VI.10.2.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :.....177
VI.10.2.2 Semelle filante (continue) sous voile :.....179
VI.10.3 Longueur de scellement "ls" :.....179
VI.10.3.1 Poutre de libage :.....180
VI.10.4 Le radier partielle :.....184
1.1.1 Nervures.....186
1.1.2 Vérification contrainte de cisaillement des nervures :.....187
VI.11 Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] :.....187
VI.12 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] :.....188
VI.12.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :.....188
VI.12.1.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....189
VI.12.1.3 Calcul des armatures transversales :.....189
VI.13 FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL :.....190
VI.13.1.1 Calcul de la poussée des terres:.....190
VI.13.2 Vérification des contrainte de cisaillement :.....192

LISTE DES FIGUERES

Figure I.6-1 : Plan d'étage habitation 6
Figure I.6-2 : Plan d'étage bureau 7
Figure I.6-3 : Plan sous-sol 8
Figure I.6-4 : Coupe A-A 9
Figure II.2-1 : Plancher a corps creux 11
Figure II.6-1 : position de poteau le plus sollicité 19
Figure II.6-2 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité 20
Figure II.7-1 : Zones nodales 24
Figure III.1-1 : L'acrotère. 26
Figure III.1-2 : Section de calcul. 27
Figure III.1-3 : Position de centre de pression 28
Figure III.1-4 : Position de centre de pression 30
Figure III.1-5 : ferraillage de l'acrotère 33
Figure III.2-1 : Dimensions de l'escalier 34
Figure III.2-2 : Distribution des charges à l'ELU. 36
Figure III.2-3 : Diagramme des moments retenus. 37
Figure III.2-4 : distribution des charges à l'ELS 38
Figure III.2-5 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS 39
Figure III.2-6 : Section de calcul 40
Figure III.2-9 : Dimensions de l'escalier 47
Figure III.2-10 : Distribution des charges à l'ELU. 49
Figure III.2-11 : Diagramme des moments retenus 50
Figure III.2-12 : Distribution des charges à l'ELS. 50
Figure III.2-13 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS 51
Figure III.2-14 : Section de calcul 52
Figure III.3-1 : Dimensionnement de la poutrelle 61
Figure III.3-2 : Poutrelle avant coulage. 63
Figure III.3-3 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U 68
Figure III.3-4 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U. 69
Figure III.3-5 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S 69
Figure III.3-6 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U 70

Figure III.3-7 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U 71
Figure III.3-8 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S. 71
Figure III.3-9 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U 72
Figure III.3-10 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U 73
Figure III.3-11 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S. 73
Figure III.3-12 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U 74
Figure III.3-13 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U 75
Figure III.3-14 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S. 75
Figure III.3-15 : Ferraillages des poutrelles 89
Figure III.4-1 : Les ligne de rupture de dalle triangulaire 93
Figure III.4-2 : Les ligne de rupture de dalle rectangulaire 99
Figure IV.2-1 : Déposition des voiles (vue 3D) 106
Figure IV.2-2: IV.2 Déposition des voiles (vue en plan) 106
Figure IV.5-1 : Le spectre de réponse suivant x,y. 111
Figure IV.6-1: Vérification de comportement des trois premiers modes 116
Figure V.2-1 : Disposition des armatures pour les poutres 136
Figure V.2-2 : Ferraillage des poutres principales (terrasse) 138
Figure V.2-3 : Ferraillage des poutres principales (habitation, bureau) 138
Figure V.2-4 : Ferraillage des poutres secondaire 138
Figure V.3-1 : Ferraillage des poteaux carrés et circulaires 145
Figure V.4-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. 149
Figure V.4-2 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux 158
Figure V.4-3 : Armatures du linteau selon le RPA 99 159
Figure VI.5-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS 167
Figure VI.6-1 : Le choix finale des semelles 168
Figure VI.7-1 : Les bulbes de pression sous la semelle 170
Figure VI.10-1 : Le ferraillage de semelle isolé 177
Figure VI.10-2 : Le ferraillage des semelles fillantes sous poteau 183
Figure VI.12-1 : Ferraillage des longrines 189

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.5-1 : hypothèses de calcul béton.....5
Tableau I.5-2 : hypothèses de calcul acier.....5
Tableau II.3-1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....12
Tableau II.3-2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.....12
Tableau II.3-3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....13
Tableau II.3-4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.....13
Tableau II.3-5 : Charges du mur double cloison.....14
Tableau II.3-6 : Charges du mur simple cloison.....14
Tableau II.3-7 : Surcharges d'exploitation.....14
Tableau II.4-1 : prédimensionnement des poutres.....15
Tableau II.6-1 : calcul de l'effort N.....18
Tableau II.6-2 : Détermination des charges permanentes.....21
Tableau II.6-3 : Détermination des charges d'exploitation.....22
Tableau II.6-4 : Détermination de l'effort normal ultime.....23
Tableau II.6-5 : Vérification conditions RPA99v2003.....24
Tableau II.7-1 : Vérification aux zones nodales.....24
Tableau III.1-1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.....27
Tableau III.1-2 : paramètre de calcul.....28
Tableau III.2-1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.....35
Tableau III.2-2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.....35
Tableau III.2-3 : Combinaisons des charges de l'escalier.....36
Tableau III.2-4 : Les résultats.....39
Tableau III.2-5 : paramètre de calcul.....40
Tableau III.2-6 : les résultats de la flexion simple.....41
Tableau III.2-7 : Vérification de l'espacement.....41
Tableau III.2-8 : Charges et surcharge de paillasse de l'escalier.....48
Tableau III.2-9 : Combinaisons des charges de l'escalier.....48
Tableau III.2-10 : Les résultats.....52
Tableau III.2-11 : Les résultats de la flexion simple.....53
Tableau III.2-12 : Vérification de l'espacement.....53
Tableau III.2-13 : Les résultats.....58

Tableau III.2-14 : paramètres de calcul 58
Tableau III.2-15 : Les résultats de la flexion simple. 58
Tableau III.3-1 : Calcul des sollicitations 67
Tableau III.3-2 : Vérification méthode de calcul 68
Tableau III.3-3 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) 68
Tableau III.3-4 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) 69
Tableau III.3-5 : Vérification methode de calcul 70
Tableau III.3-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 70
Tableau III.3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 71
Tableau III.3-8 : Vérification methode de calcul 72
Tableau III.3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) 72
Tableau III.3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) 73
Tableau III.3-11 : Vérification méthode de calcul 74
Tableau III.3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 74
Tableau III.3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 75
Tableau III.3-14 : Les resultats du calcul 76
Tableau III.4-1 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire. 96
Tableau III.4-2 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire. 101
Tableau IV.3-1 : Calcul centre de mass et centre de torsion 108
Tableau IV.3-2 : calcul de l'excentricité théorique 108
Tableau IV.3-3 : calcul de l'excentricité accidentelle 109
Tableau IV.5-1 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 113
Tableau IV.5-2 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) 113
Tableau IV.5-3 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y 114
Tableau IV.5-4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%) 114
Tableau IV.5-5 : Valeurs des pénalités Pq 115
Tableau IV.6-1 : Vérification de comportement des trois premiers modes 116
Tableau IV.6-2 : vérification de participation massique 117
Tableau IV.6-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 120
Tableau IV.6-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 120
Tableau IV.6-5 : les forces sismiques de chaque niveau 121
Tableau IV.6-6 : calcul du moment de renversement 122
Tableau IV.6-7 : calcul du moment stabilisant 122
Tableau IV.6-8 : Vérification de stabilisation 123

Tableau IV.6-9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.....123
Tableau IV.6-10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y.....124
Tableau IV.6-11 : Vérification des déplacements en tête.....124
Tableau IV.6-12 : Vérification de cisaillement des poutres.....125
Tableau IV.6-13 : les nouvelles sections choisis.....127
Tableau IV.6-14 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.....127
Tableau IV.6-15 : Vérification l'effet P-Δ suivant X.....128
Tableau IV.6-16 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y.....128
Tableau V.2-1 : Les données de calcul.....129
Tableau V.2-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).....132
Tableau V.2-3 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40).....133
Tableau V.2-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).....133
Tableau V.2-5 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).....133
Tableau V.2-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40).....134
Tableau V.2-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35).....135
Tableau V.2-8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements 135
Tableau V.2-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements 136
Tableau V.2-10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires136
Tableau V.2-11 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.....137
Tableau V.2-12 : Vérification de la flèche des poutres principales.....137
Tableau V.2-13 : Vérification de la flèche des poutres secondaires 137
Tableau V.3-1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés.....142
Tableau V.3-2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S 143
Tableau V.3-3 : Ferraillage longitudinal des poteaux circulaire 143
Tableau V.3-4 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S 144
Tableau V.3-5 : Déterminations des armatures transversales.....144
Tableau V.3-6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 144
Tableau V.4-1 : Les données de calcul.....147
Tableau V.4-2 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.....150
Tableau V.4-3 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 151
Tableau V.4-4 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains.....152
Tableau V.4-5 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins.....152
Tableau V.4-6 : diamètre des armatures transversales.....153
Tableau V.4-7 : calcul des armatures verticales.....154

Tableau V.4-8 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux 155
Tableau V.4-9 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux 156
Tableau V.4-10 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V7) 160
Tableau V.4-11 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7) 160
Tableau V.4-12 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V8) 161
Tableau V.4-13 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V8) 161
Tableau V.4-14 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V9) 162
Tableau V.4-15 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9) 162
Tableau V.4-16 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V10) 162
Tableau V.4-17 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V10) 163
Tableau V.4-18 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V11) 163
Tableau V.4-19 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V11) 163
Tableau V.4-20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V12) 164
Tableau V.4-21 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V12) 164
Tableau VI.7-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 169
Tableau VI.7-2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS 169
Tableau VI.7-3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées 170
Tableau VI.8-1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 171
Tableau VI.8-2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage 172
Tableau VI.8-3 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS 172
Tableau VI.9-1 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS 174
Tableau VI.9-2 : Dimensionnement des nervures 176
Tableau VI.10-1 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau 178
Tableau VI.10-2 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales) 178
Tableau VI.10-3 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles 179
Tableau VI.10-4 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile 179
Tableau VI.10-5 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes 180
Tableau VI.10-6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 181
Tableau VI.10-7 : Détermination des moments de la poutre de libage 181
Tableau VI.10-8 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 181
Tableau VI.10-9 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 182
Tableau VI.10-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 183

Tableau VI.10-11 : Les charges appliqées au radier 184
Tableau VI.10-12 : les armatures longitudinales a l'ELU 185
Tableau VI.10-13 : Vérification des contraintes à l'ELS 186
Tableau VI.10-14 : Détermination des moments des nervures 186
Tableau VI.10-15 : Ferraillages des nervures 186
Tableau VI.10-16 : Vérification des contraintes à l'ELS 186
Tableau VI.11-1 : Vérification stabilité au renversement des semelles isolées 187
Tableau VI.11-2 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes 187
Tableau VI.12-1 : Ferraillage longitudinal des longrines 188
Tableau VI.12-2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 189
Tableau VI.12-3 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 189
Tableau VI.13-1 : les armatures longitudinales a l'ELU 191
Tableau VI.13-2 : Vérification des contraintes à l'ELS 192

NOTATIONS

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$\mathbf{A_{max}}$, $\mathbf{A_{min}}$: Section d'acier maximale et minimale

$\boldsymbol{A_t}$**:** Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

$\mathbf{B_r}$: Section réduite du béton d'un poteau.

$\mathbf{B_t}$**:** Section de la partie tendue.

$\mathbf{L_t}$**:** Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

$\mathbf{E_{vj}}$: Module de déformation longitudinale différée du béton.

$\mathbf{E_{ij}}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

$\mathbf{E_s}$: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$\mathbf{I_e}$ **:** Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : moment isostatique.

$\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$\mathbf{M_a}$: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant à l'E.L.U.

$\mathbf{M_{ser}}$ **:** Moment fléchissant à l'E.L.S

N: Effort normal.

$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal à l'E.L.S.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.

$\mathbf{T_u}$: Effort tranchant ultime.

$\mathbf{T_w}$: Effort tranchant à gauche.

$\mathbf{T_e}$: Effort tranchant à droite.

$\mathbf{T_{ser}}$ **:** Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

$\mathbf{R_a}$ **:** Réaction à gauche.

$\mathbf{R_b}$: Réaction à droite.

$\mathbf{S_t}$ **:** Espacement d'armature transversale.

$\mathbf{S_{rep}}$: Espacement de répartition.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

D : débord de radier

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$\mathbf{C_1}$**,** $\mathbf{C_2}$ **,C, C'** : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

$\mathbf{e_p}$: Épaisseur.

a : épaisseur du voile.

$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$\mathbf{f_{c28}}$ **:** Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

$\mathbf{f_e}$ **:** Limite d'élasticité de l'acier.

$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

$\mathbf{l_f}$ **:** Longueur de flambement,

- **Majuscules grecques** :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

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.

INTRODUCTION GENERALE :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+6+s.sol implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
3. La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine).
4. La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui nous a été confiée par le B.E.T GC PLUS, c'est un bâtiment en S-Sol+R+6 à usage multiple [bureau, habitation], composé d'un sous-sol à usage parking, le rez-de-chaussée et les deux premiers étages à usage de bureau et les quatre autres étages à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à ALGER.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Régle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I.2.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment :…….. Ht=24.99 m.
- Hauteur d'étage courant :……..…… H=3.06 m.
- Hauteur du RDC :……... H=3.06 m.
- Hauteur du sous-sol :…….. H=3.57 m.

I.2.2 Dimensions en plan

- Sens transversal :…… L=24 m
- Sens longitudinal :…… L=24 m

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** ».

I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective et à usage de bureaux dont la hauteur de 24.99 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif et en abscence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**
2- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**
3- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

I.4 CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.4.1 Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I.4.2 Les balcons :

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

I.4.3 Escaliers :

On a deux types d'escalier :

- Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du sous-sol jusqu'au dernier étage.
- Deux escaliers tournant aussi en béton armé coulé sur-place. Seulement dans les duplex d'habitation (niveau 12.75m, niveau 18.87).
- Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.4.4 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

  1- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  2- L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
  3- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.6 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.7 Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.5 HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1 Béton

Tableau I.5-1 : hypothèses de calcul béton

La mass volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	 -υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$	

I.5.2 Acier

Tableau I.5-2 : hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85\ t/m3$	
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

I.6 **LES PLANS ARCHITECTURAUX :**

I.6.1 Plan d'étage habitation :

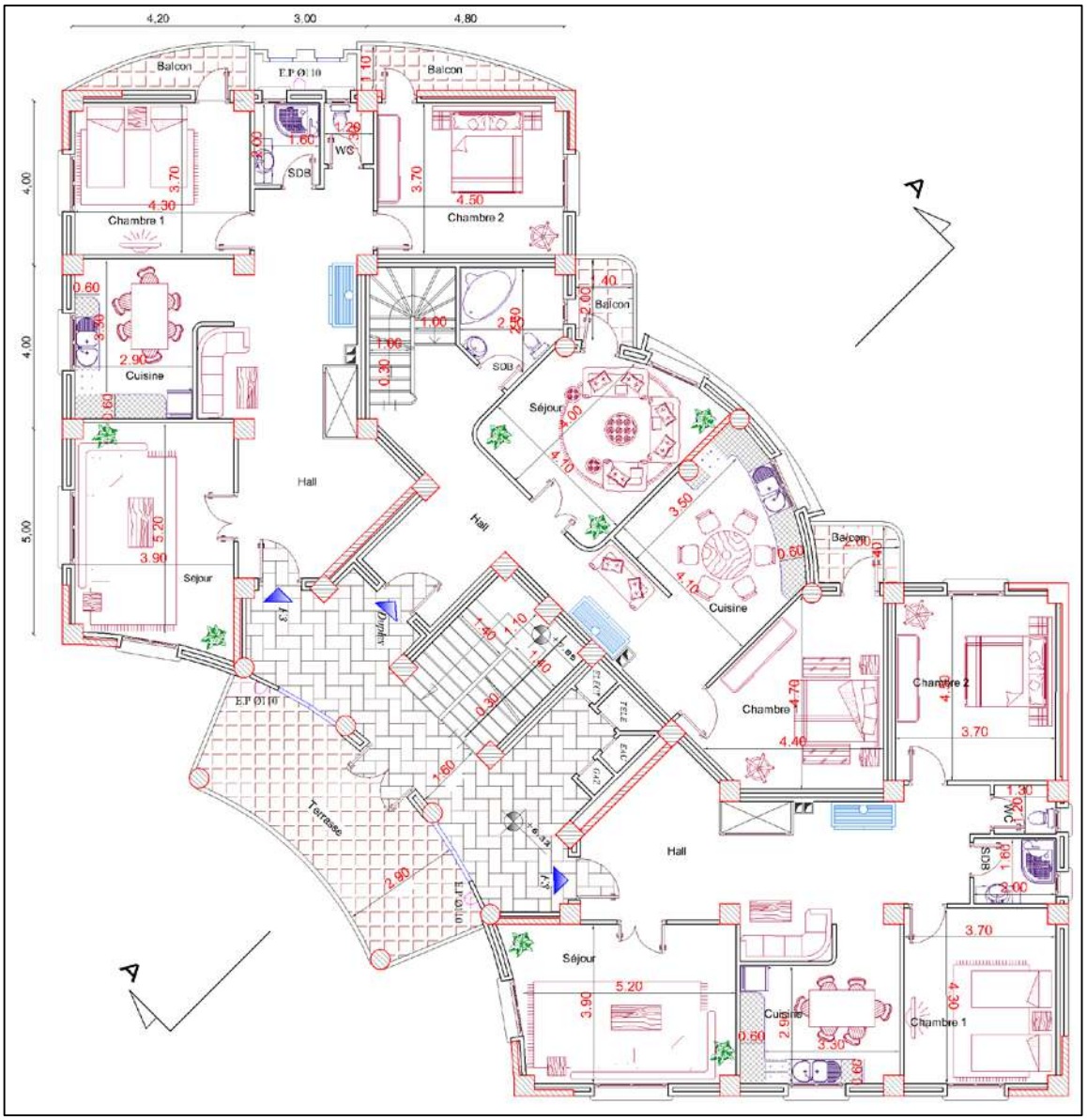


Figure I.6-1 : Plan d'étage habitation

I.6.2 Plan d'étage bureau :

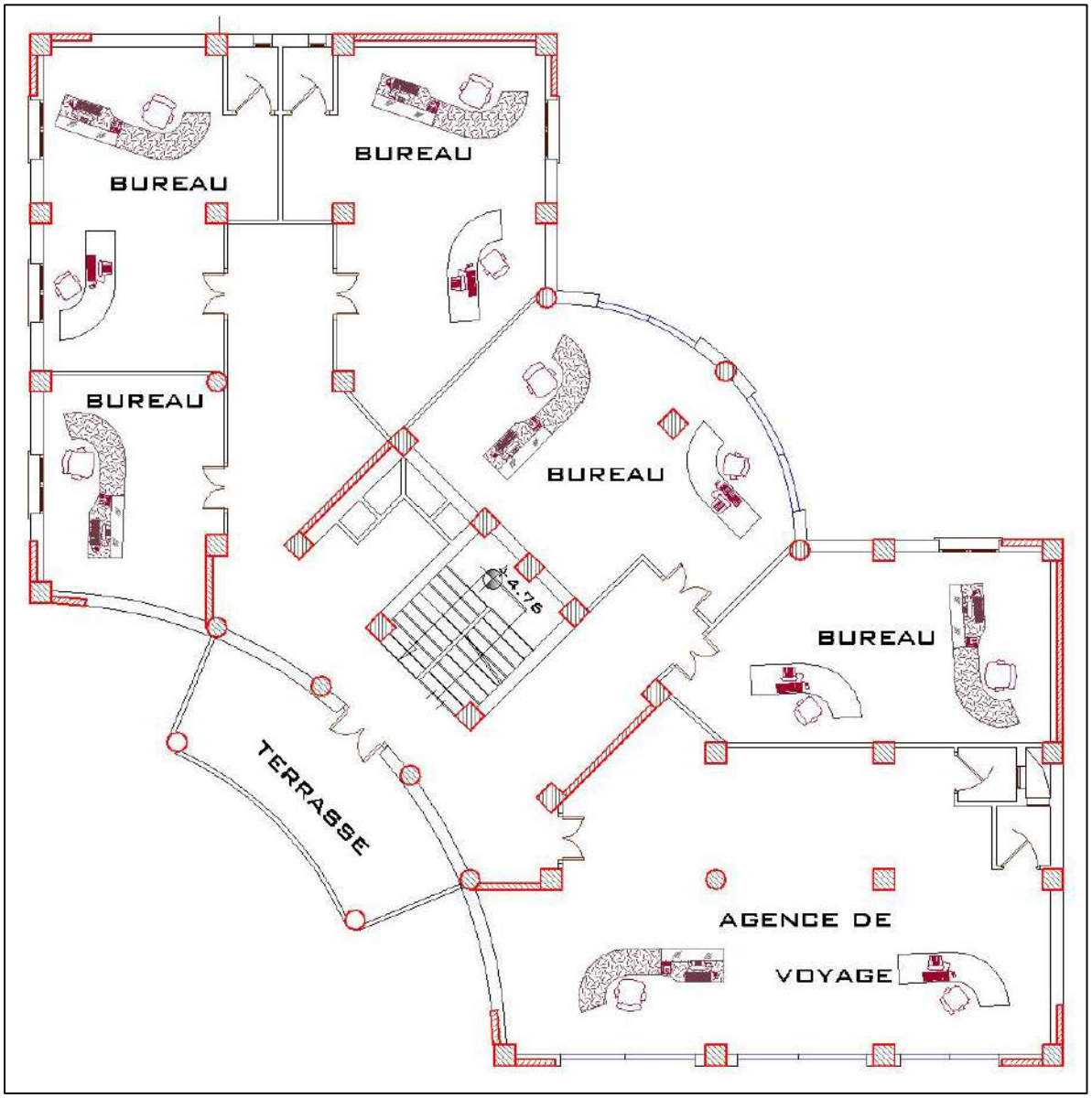


Figure I.6-2 : Plan d'étage bureau

I.6.3 Plan sous-sol :

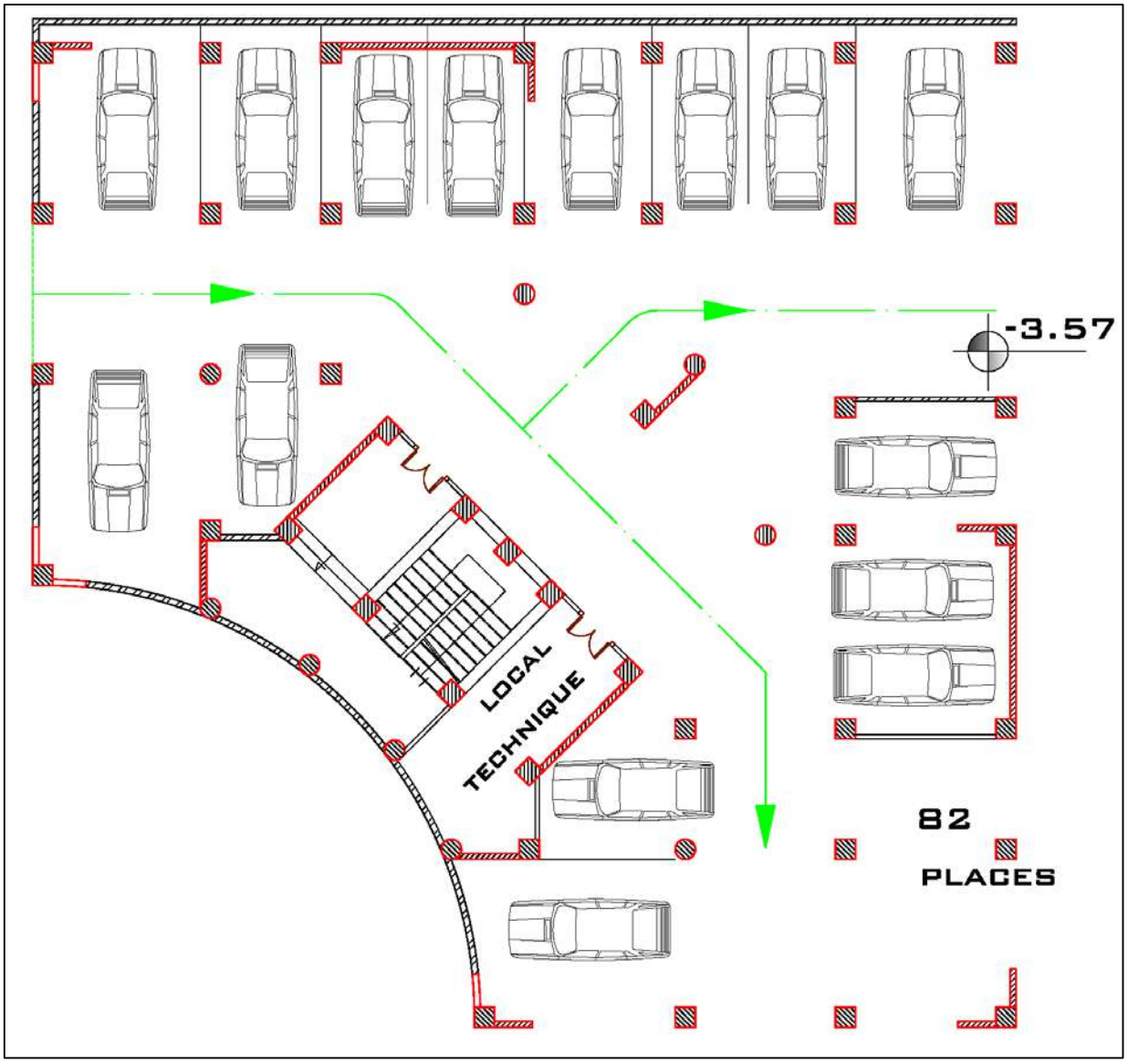


Figure I.6-3 : Plan sous-sol

I.6.4 Coupe A-A :

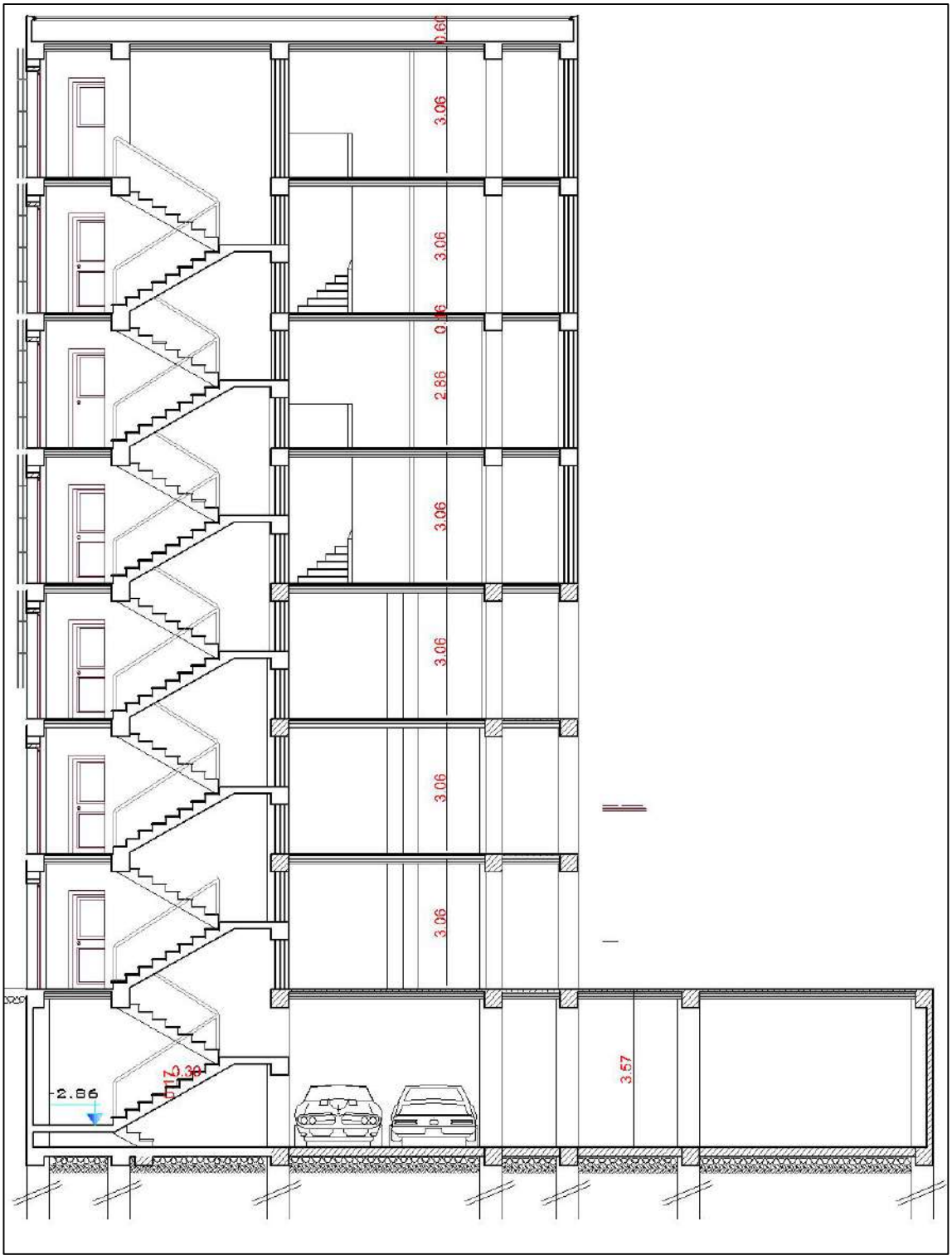


Figure I.6-4 : Coupe A-A

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

II.1 INTRODUCTION :

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant : **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2 PREDIMENSIONNEMENT :

II.2.1 Predimensionnement des planchers :

II.2.1.1 Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

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

Avec :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L=480cm

$$\text{d'où alors} \quad \frac{480}{25} \leq ht \leq \frac{480}{20}$$

$$19.2 \leq ht \leq 24$$

$$\text{Avec} \quad h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 24 = (20+4)}$ tel que :

d=20 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e=4 (épaisseur de la table de compression)

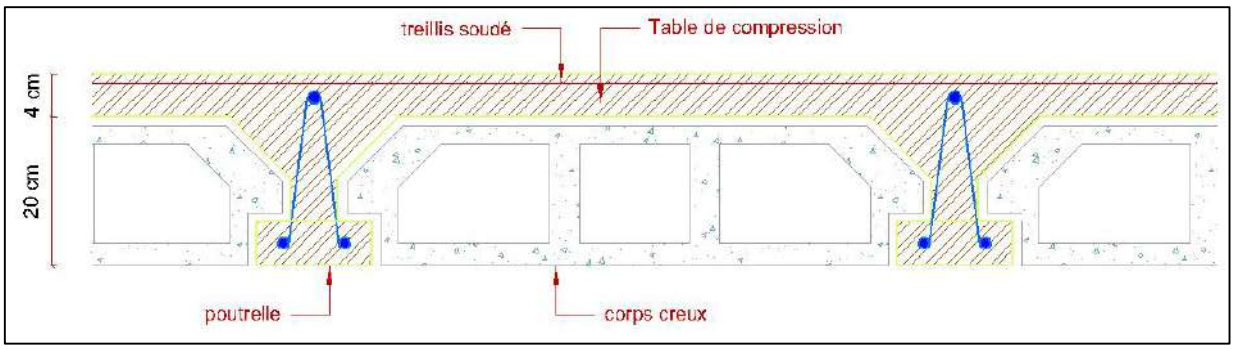


Figure II.2-1 : Plancher a corps creux

II.2.1.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=480 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{480}{45} < e < \frac{480}{40} \longrightarrow 10.66 \leq e \leq 12$$

On adopte **e = 15cm**

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1 Planche à corps creux :

Tableau II.3-1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
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	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.20+0.04	-	3.20
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	6.67 KN/m^2		

II.3.1.2 Planche dalle pleine :

Tableau II.3-2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
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	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.22 KN/m^2		

II.3.2 Plancher étage courant :

II.3.2.1 Plancher à corps creux :

Tableau II.3-3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.20+0.04	-	3.20
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18x2 18x2	0.90 0.18x2 0.18x2
	G (charges permanentes)	6.36 KN/m^2		

II.3.2.2 Plancher dalle pleine :

Tableau II.3-4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18x2 18x2	0.90 0.18x2 0.18x2
	G (charges permanentes)	6.91 KN/m2		

II.3.3 Maçonnerie :

II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.3-5 : Charges du mur double cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
4	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.52 KN/m^2		

II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau II.3-6 : Charges du mur simple cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.62 KN/m2		

II.3.4 Charges d'exploitation :

Tableau II.3-7 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
24.99	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
21.93	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
18.87	Habitation	1.5	
15.81	Habitation	1.5	
12.75	Habitation	1.5	
9.69	Bureau	2.5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]
6.63	Bureau	2.5	
3.57	Bureau	2.5	

II.4 **POUTRES :**

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.4-1 : prédimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palier
Longueur	L=5m	L=4.80m	L=3m
Prédimensionnement	$33.33 \leq h \leq 50$ h=40cm $12 \leq b \leq 28$ b=30cm	$32 \leq h \leq 48$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm	$20 \leq h \leq 30$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm
Section choisir	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{40}{30} = 1.3$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{30}{30} = 1$ .. cv
Conclusion	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm

II.5 LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site S3 donc la section des longrines : **30cm x 35cm**

II.6 LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires …….B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s = 1 situation accidentelle.

α: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau considéré

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:

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

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

II.6.1 Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.6-1 : calcul de l'effort N.

Etage	Dimension	Br (mm²)	L0(m)	Lf (m)	I(m)	λ	α	A (mm²)	N(KN)
6eme étage	40x40	144400	3.06	2.14	0.12	17.83	0.81	160	2211.08
5eme étage	40x40	144400	3.06	2.14	0.12	17.83	0.81	160	2211.08
4eme étage	40x40	144400	3.06	2.14	0.12	17.83	0.81	160	2211.08
3eme étage	45x45	184900	3.06	2.14	0.13	16.46	0.81	202.5	2830.55
2eme étage	45x45	184900	3.06	2.14	0.13	16.46	0.81	202.5	2830.55
1er étage	45x45	184900	3.06	2.14	0.13	16.46	0.81	202.5	2830.55
RDC	50x50	230400	3.06	2.14	0.14	15.29	0.82	250	3569.97
S/Sol	50x50	230400	3.57	2.5	0.14	17.86	0.81	250	3526.43

Remarque :
Le dimentionement des poteaux circulaires est le meme que celui des poteaux carrés.

II.6.2 Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :



Figure II.6-1 : position de poteau le plus sollicité

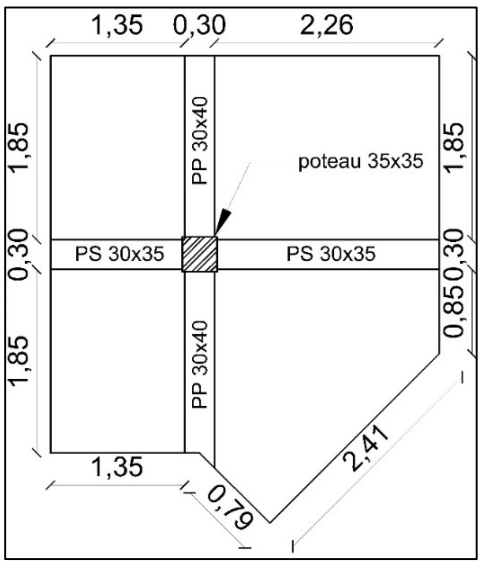


Figure II.6-2 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité

On a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=15.63 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_P=13.34 m²

II.6.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.6.3.1 Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

6eme étage : $G_6= G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

5eme étage : $G_5= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

4eme étage : $G_4 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

3eme étage : $G_3 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

2eme étage : $G_2 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

1er étage : $G_1 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

RDC : $G_0 = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

S/Sol : $G_s = G_{plancher\ c} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

Tableau II.6-2 : Détermination des charges permanentes.

Etage	G plancher (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G poteau (KN)	G étage (KN)	G cumulé (KN)
6eme étage	88.98	10.98	9.37	12.24	121.57	121.57
5eme étage	84.84	10.98	9.37	12.24	117.43	239
4eme étage	84.84	10.98	9.37	12.24	117.43	356.43
3eme étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	477.11
2eme étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	597.79
1er étage	84.84	10.98	9.37	15.49	120.68	718.47
RDC	84.84	10.98	9.37	19.12	124.31	842.78
S/Sol	84.84	10.98	9.37	22.31	127.5	970.28

II.6.4 Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

6^{eme} étage : Q_0

5^{eme} étage : Q_0+Q_1

4^{eme} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

3^{eme} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2+ Q_3)$

2^{eme} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4)$

1^{er} étage : $Q_0 +0.80 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5)$

RDC : $Q_0 +0.75 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

S/Sol : $Q_0 +0.71 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$

Tableau II.6-3 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	Q x St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
6^{eme} étage	1	15.63	0	15.63	15.63
5^{eme} étage	1.5	23.44	1	23.44	39.07
4^{eme} étage	1.5	23.44	0.95	23.44	60.17
3^{eme} étage	1.5	23.44	0.90	23.44	78.92
2^{eme} étage	1.5	23.44	0.85	23.44	95.33
1^{er} étage	2.5	39.08	0.80	39.08	121.9
RDC	2.5	39.08	0.75	39.08	144.57
S/Sol	2.5	39.08	0.71	39.08	166.34

II.6.5 Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q$

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.6-4 : Détermination de l'effort normal ultime.

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	Vérification
6eme étage	pp	10.98	121.57	121.57	15.63	15.63	187.56	206.32	2211.08	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	12.24								
	Plancher	88.98								
5eme étage	pp	10.98	117.43	239	23.44	39.07	381.26	419.39	2211.08	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	12.24								
	Plancher	84.84								
4eme étage	pp	10.98	117.43	356.43	23.44	60.17	571.44	628.58	2211.08	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	12.24								
	Plancher	84.84								
3eme étage	pp	10.98	120.68	477.11	23.44	78.92	762.48	838.73	2830.55	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	15.49								
	Plancher	84.84								
2eme étage	pp	10.98	120.68	597.79	23.44	95.33	950.01	1045	2830.55	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	15.49								
	Plancher	84.84								
1er étage	pp	10.98	120.68	718.47	39.08	121.9	1152.8	1268.4	2830.55	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	15.49								
	Plancher	84.84								
RDC	pp	10.98	124.31	842.78	39.08	144.6	1354.6	1490.1	3569.97	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	19.12								
	Plancher	84.84								
S/Sol	pp	10.98	127.5	970.28	39.08	166.3	1559.4	1715.3	3526.43	Vérifiée
	ps	9.37								
	Poteau	22.31								
	Plancher	84.84								

II.6.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.6-5 : Vérification conditions RPA99v2003.

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{he}{20} = 15.3$	$1/4 < \frac{b1}{h1} < 4$	Vérification
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II.7 Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b\,max \leq 1{,}5h1 + b1$

$d \leq \text{Max}\left(\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}\right)$

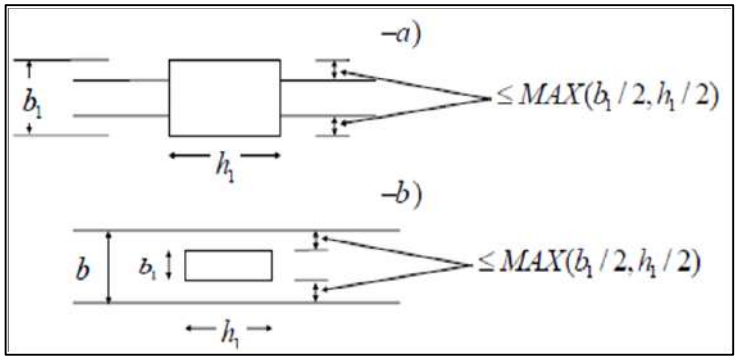


Figure II.7-1 : Zones nodales

Tableau II.7-1 : Vérification aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max(b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme} ,5^{eme} et 6^{eme}	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
$1^{er,}$ 2^{eme} et 3^{eme}	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée
S/Sol et RDC	30	50	50	Vérifiée	10	25	Vérifiée

II.8 LES VOILES :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]** :

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow \quad e \geq 10.84\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow \quad e \geq 12.31\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \quad e \geq 13.55\text{cm}$$

On prend : e= 15cm

CHAPITRE III

CALCULE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1 ACROTERE

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

- **Principe de calcul :**

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

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

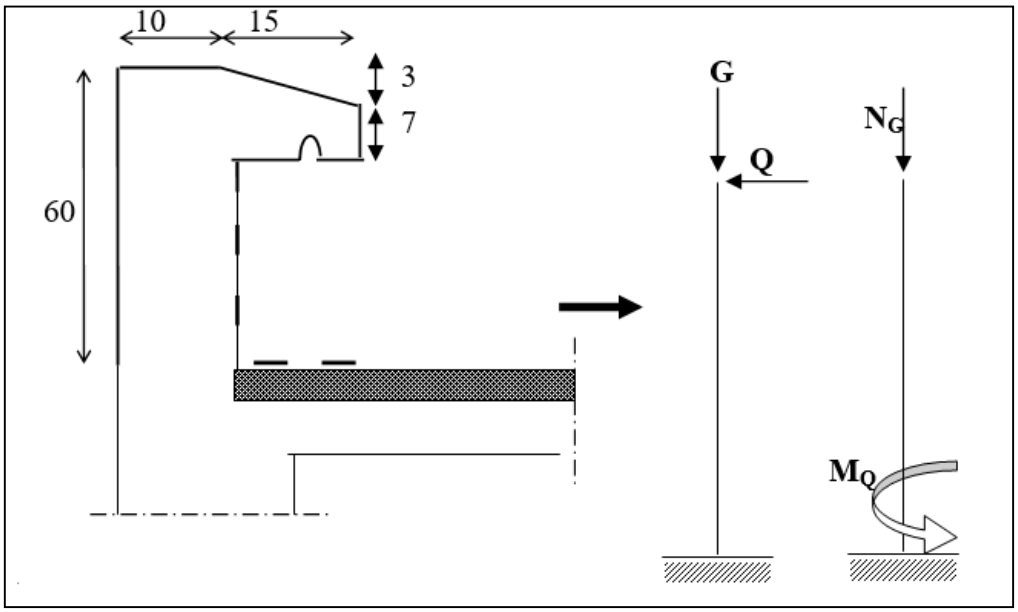


Figure III.1-1 : L'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

III.1.2.1 Charge permanente :

$$G = 25x(0.10x0.60 + \left(\frac{0.15x0.03}{2} + 0.07x0.15\right) \times 1ml) = 1.82\ KN/ml$$

III.1.2.2 Surcharge d'exploitation :

Q= 1x1ml=1KN/ml

III.1.2.3 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

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

Etat limite ultime :	
Effort normal :	Nu =1.35xG=1.35x1.82=2.46 KN
Effort tranchant :	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
Etat limite de service :	
Effort normal :	N_{ser} = G=1.82 KN
Effort tranchant :	V_{ser} =Q= 1 KN.m
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m

III.1.3 Ferraillage :

III.1.3.1 À l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :

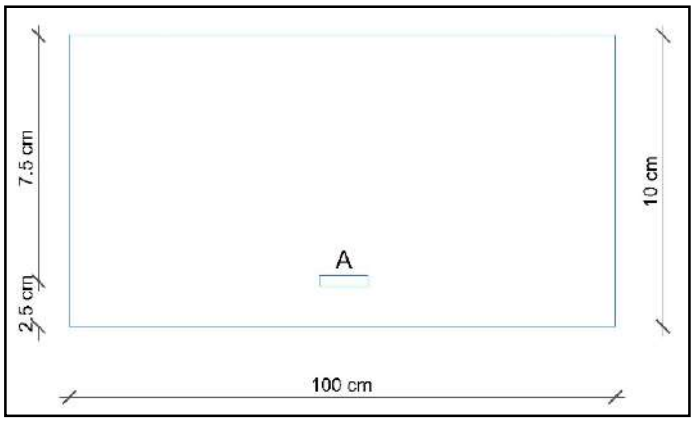


Figure III.1-2 : Section de calcul.

Tableau III.1-2 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c’	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	7.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

- **Calcul de l’excentricité :**

$$e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e > 2{,}5.$

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

- **Calcul au Flexion simple:**

Le moment fictief:

$$e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 36.6 + 2.5 = 39.1 \text{ cm} = 0.39 \text{ m}$$

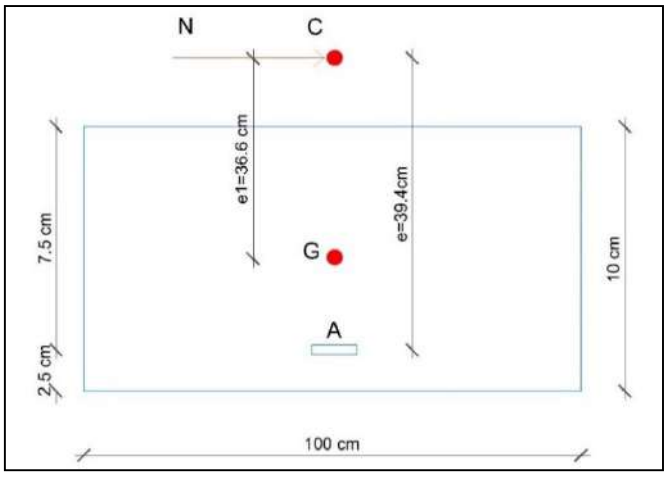


Figure III.1-3 : Position de centre de pression

$M1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96\ KN.m$

Calcule des armatures (flexion simple) :

Le calcule se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M1}{b.d^2.\sigma b} = \frac{0.96.10^6}{1000.75^2.14.17} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé $A'1 = 0$

Du tableau en a : $\beta = 0.994$

$$A1 = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.96.10^6}{0.994.75.348} = 37mm^2 = 0.37cm^2$$

- **Calcule flexion composée**

N: effort de compression

$$A = A1 - \frac{N}{\sigma s} = 37 - \frac{2.46.10^3}{348} = 29.93\ mm^2 = 0.29cm^2$$

ET $A' = A'_1 = 0$

Donc

$A = 0.29\ cm^2$

$A' = 0$

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1\ cm^2$$

Donc : $A_{min} > A_{calculé} \Rightarrow A = A_{min}$

On adoptera :

$As = 5HA10 = 3.93cm^2$

Avec espacement de 20 cm

- **Armatures de répartition :**

$Ar = \frac{As}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA8 = 2.51cm^2$

Avec espacement de 20 cm

III.1.3.2 À l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97\ cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e0 = 32.97\ cm$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

- **Vérification section partiellement comprimes**

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$$

On a:

$$Bo = b.h + 15\,(A + A') = 100x10 + 15x\,(3.93) = 1058.95\ cm^2.$$

$$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1.c_1 + A_2.d\right) = \frac{1}{1058.95}\left(\frac{100.10^2}{2} + 15(3.93.7.5\right) = 5.14\ cm$$

$$\upsilon 2 = h - \upsilon 1 = 10 - 5.14 = 4.86\ cm$$

$$IG = \frac{b}{3}\,(\upsilon 13 + \upsilon 23) + 15\,[A2\,(\upsilon 2 - c)\,2 + A1(\upsilon 1 - c')\,2] = 8681.25\ cm^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} = 1.68\ cm.$

$MG' = Nser.\,G'c$

$G'c = G'G + Gc$

$G'G = \upsilon 1 - \frac{h}{2} = 5.14 - \frac{10}{2} = 0.14 cm$

$Gc = 32.97 cm$

$G'c = 0.14 + 32.97 = 33.11\ cm$

$MG = 1.82\,(0.3311) = 0.602\ KN.m$

$$\frac{M_G}{N_{ser}} = \frac{0.602}{1.82} = 0.33m = 33cm$$

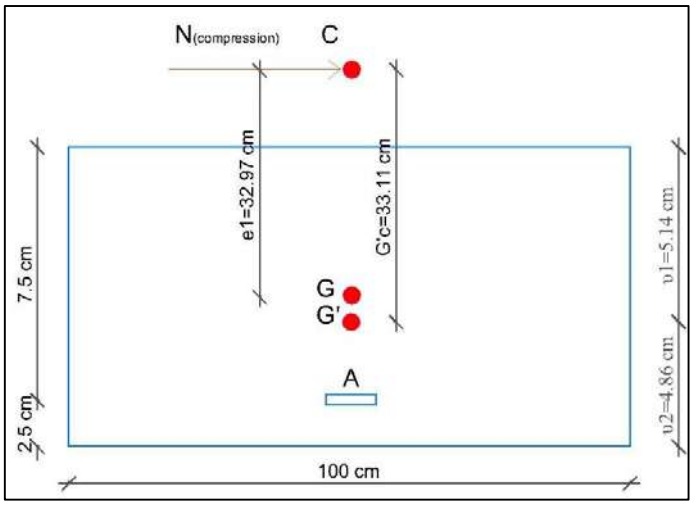


Figure III.1-4 : Position de centre de pression

Donc la condition $\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ et vérifier alors, on a une section partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$$\sigma b = k.y_1 \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$\sigma s = 15.k.(d - y_1) \leq \overline{\sigma s}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n.f_{tj}}\right]$$

Détermination de y1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$$

y_2: distance entre le centre de pression C′et l′axe neutre

Tel que :

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

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

Avec :

C : distance entre le centre de pression c' et la fibre la plus comprimée

C<0 (à l'extérieure)

$$C = \frac{h}{2} - e = (5 - 32.97) = -27.97\text{cm}$$

$$p = -3 \times 27.97^2 + \frac{90 \times 3.93}{100}(7.5 + 27.97) = -2221.50$$

$$q = -2.(-27.97)^3 - \frac{90x3.93}{100}(7.5 + 27.97)^2 = 39313.06$$

Donc

$$y_2{}^3 - 2221.50y_2 + 39313.06 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} = (39313.06)^2 + \frac{4.(-2221.50)^3}{27} = -78.6x10^6$$

$\Delta < 0$ Trois solutions réelles

On calcule $\cos\varphi = \frac{3.q}{2p}\sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.9754 \implies \cos^{-1}\varphi = 167.28°$

$a = 2.\sqrt{-\frac{p}{3}} = 54.42$

Les trois solutions réelles :

$y1 = a\cos\frac{\varphi}{3} = 30.61 \text{ cm}$

$y2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right) = -54.27 \text{ cm}$

$y3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^0\right) = 23.65 \text{ cm}$

Vérification :

$$0 < (y1 = y2 + c) < d \begin{cases} d = 7.5 > (30.61 - 27.97 = 2.64) > 0 \ldots\ldots\ldots \text{vérifier} \\ (-54.27 - 27.97) = -82.24 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \\ (23.65 - 27.97) = -4.32 < 0 \ldots\ldots\ldots \text{non vérifier} \end{cases}$$

Y1=2.64 cm

$K = \frac{Nser}{S_G} \Rightarrow S_G = \frac{b.y1^2}{3} + 15.A'(y1 - c') \quad - 15.A.(d - y1)$

$S_G = \frac{100x2.64^2}{2} - 15x3.93x(7.5 - 2.64) \quad = 61.98\ cm^3$

$K = \frac{Nser}{S_G} = \frac{1.82x10^3}{61.98x10^3} = 29.3x10^{-3}\ N/mm^3$

$\sigma b = K.y1 = 29.3x10^{-3}x26.4 = 0.77 \text{ MPA}$

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

$\sigma s = 15.k.(d - y_1) = 21.3 \text{ MPA}$

$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.67; 110\sqrt{n.f_{tj} = 201.63}\right] = 201.63 \text{ MPA}$

$\sigma s \leq \overline{\sigma s} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

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

III.1.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5x10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

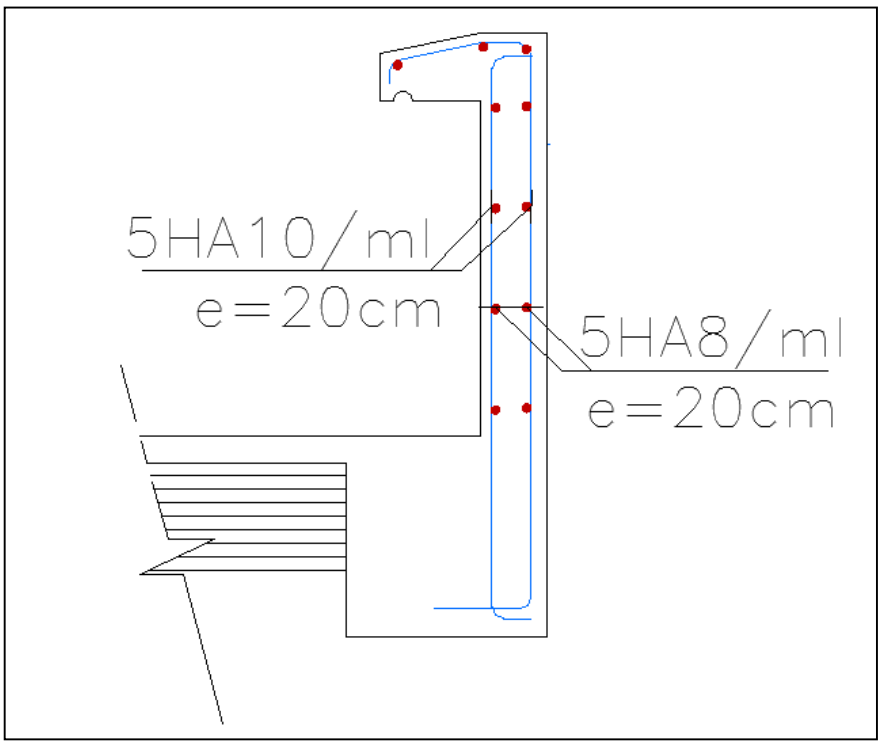


Figure III.1-5 : ferraillage de l'acrotère

III.2 ESCALIERS :

III.2.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

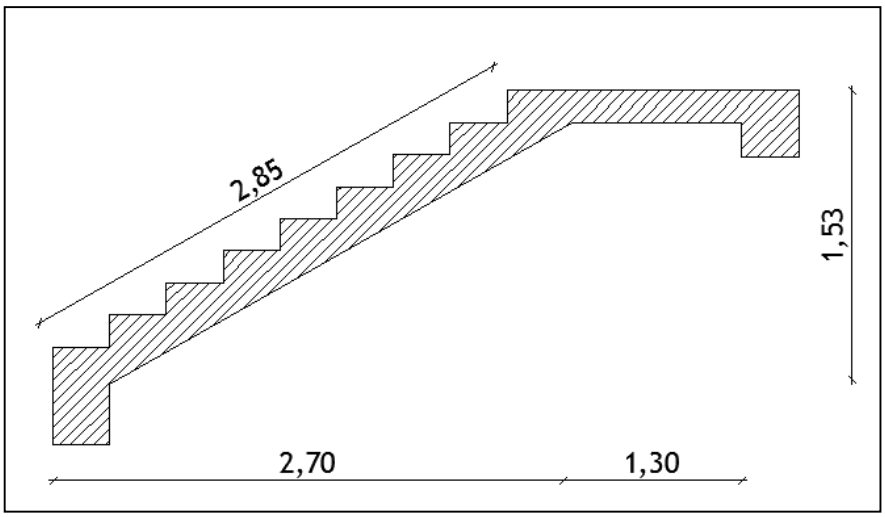


Figure III.2-1 : Dimensions de l'escalier

III.2.2.1 Dimensionement :

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.5°$$

- **La longueur de la paillasse et du palier :**

$$L_{paillasse} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm} = 2.85 \text{ m}$$

$$L_{total} = \sqrt{153^2 + 240^2} + 1.30 = 415 \text{ cm} = 4.15 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{415}{35} < ep < \frac{415}{30}$

D'où : $11.86 < e\,p < 13.83$

On adopte : $\mathbf{e_{palier} = e_{paillasse} = 17cm}$

III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

1- Paillasse :

Tableau III.2-1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	4.88
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de ciment	0.02/cosα	10	0.23
	G (charges permanentes)	8.68 KN/m^2		
	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m^2		

2- Palier :

Tableau III.2-2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5	Enduits de ciment	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	5.79 KN/m^2		
	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m^2		

III.2.2.3 Détermination des efforts :

À, E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

À, E.L.S : P_{ser}=G+Q

Tableau III.2-3 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_U (KN/m²)	P_{SER} (KN/m²)
Palier	5.79	2.5	11.57	8.29
Paillasse	8.68	2.5	15.47	11.18

III.2.2.4 Calcul des sollicitations à ELU :

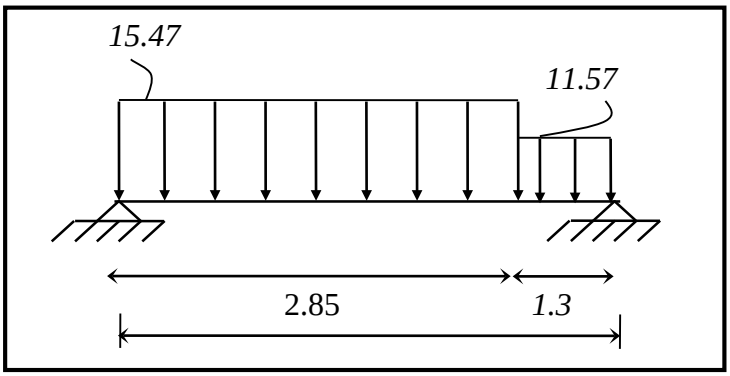


Figure III.2-2 : Distribution des charges à l'ELU.

- **Réactions des appuis**

$$\sum F\,v = 0 \ldots\ldots Ra + Rb = 15.47x2.85 + 11.57x1.3$$

$$Ra + Rb = 59.13\ KN$$

$$\sum M/a = 0 \ldots\ldots Rb = \frac{15.47x\frac{2.85^2}{2} + 11.57x1.3x\left(\frac{1.3}{2} + 2.85\right)}{4.15} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 31.30\ KN \\ Rb = 27.82\ KN \end{cases}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$$\mathbf{0 \leq x \leq 2.85}$$

$$T(x) = 31.30 - 15.47x \quad \begin{cases} T(0) = 31.30\ KN \\ T(2.85) = -12.79\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 31.30x - 15.47\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(2.85) = 26.38\ KN.m \end{cases}$$

$\mathbf{0 \leq x \leq 1.30}$

$$T(x) = -27.82 + 11.57x \quad \begin{cases} T(0) = -27.82 \text{ KN} \\ T(1.3) = -12.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 27.82x - 11.57\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.85) = 26.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{31.30}{x} = \frac{12.79}{2.85 - x} \quad \Rightarrow x = 2.02 \text{ m}$$

$$M(2.02) = 31.66 \text{ KN.m}$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85M_{max}

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 15.83 \text{ KN.m} \\ Mt = 0.85Mmax = 26.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

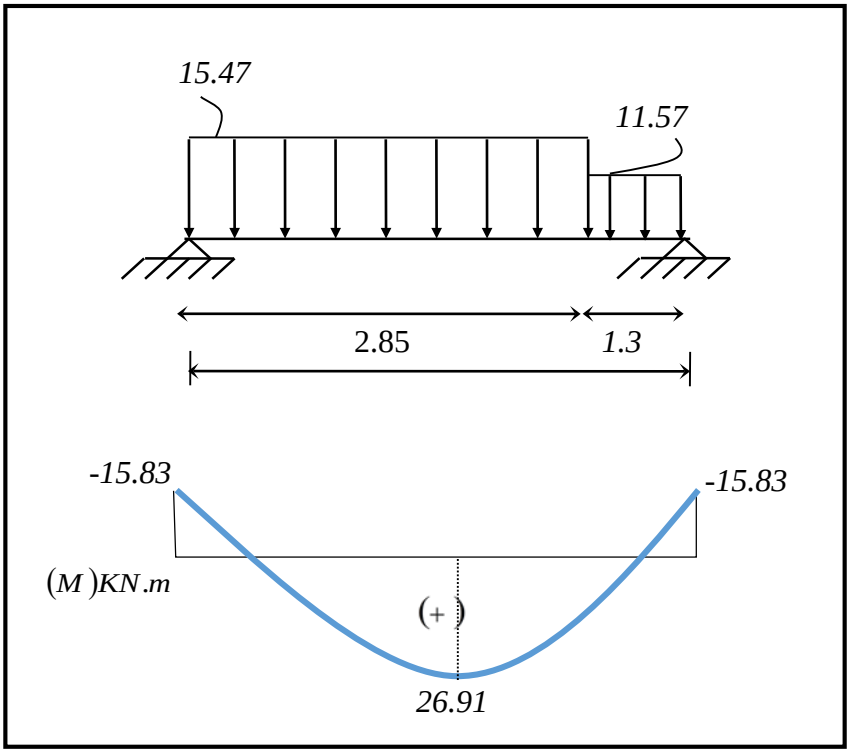


Figure III.2-3 : Diagramme des moments retenus.

III.2.2.5 Calcul des sollicitations à ELS :

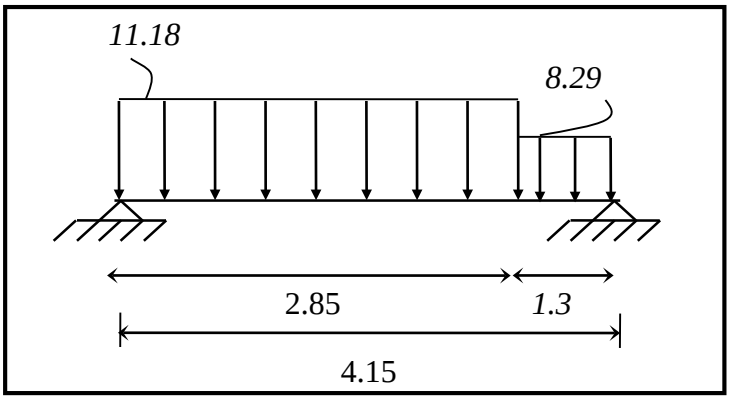


Figure III.2-4 : distribution des charges à l'ELS

- **Réactions des appuis**

$$\sum \mathrm{F\,v} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 11.18\mathrm{x}2.85 + 8.29\mathrm{x}1.3$$

$$\mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 42.64\ \mathrm{KN}$$

$$\sum \mathrm{M/a} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Rb} = \frac{11.18\mathrm{x}\frac{2.85^2}{2} + 8.29\mathrm{x}1.3\mathrm{x}\left(\frac{1.3}{2} + 2.85\right)}{4.15} \Rightarrow \begin{cases} \mathrm{Ra} = 22.61\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{Rb} = 20.03\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$\mathbf{0 \le x \le 2.85}$

$$\mathrm{T(x)} = 22.61 - 11.18\mathrm{x} \quad \begin{cases} \mathrm{T(0)} = 22.61\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{T(2.85)} = -9.25\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

$$\mathrm{M(x)} = 22.61\mathrm{x} - 11.18\frac{\mathrm{x}^2}{2} \quad \begin{cases} \mathrm{M(0)} = 0\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{M(2.85)} = 19.03\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

$\mathbf{0 \le x \le 1.30}$

$$\mathrm{T(x)} = -20.03 + 8.29\mathrm{x} \quad \begin{cases} \mathrm{T(0)} = -20.03\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{T(1.3)} = -9.25\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

$$\mathrm{M(x)} = 20.03\mathrm{x} - 8.29\frac{\mathrm{x}^2}{2} \quad \begin{cases} \mathrm{M(0)} = 0\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{M(1.30)} = 19.03\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{22.61}{\mathrm{x}} = \frac{9.25}{2.85 - \mathrm{x}} \Rightarrow \mathrm{x} = 2.02\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{M(2.02)} = 22.86\ \mathrm{KN.m}$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85M_{max}

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 11.43KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = 19.43KN.m \end{cases}$$

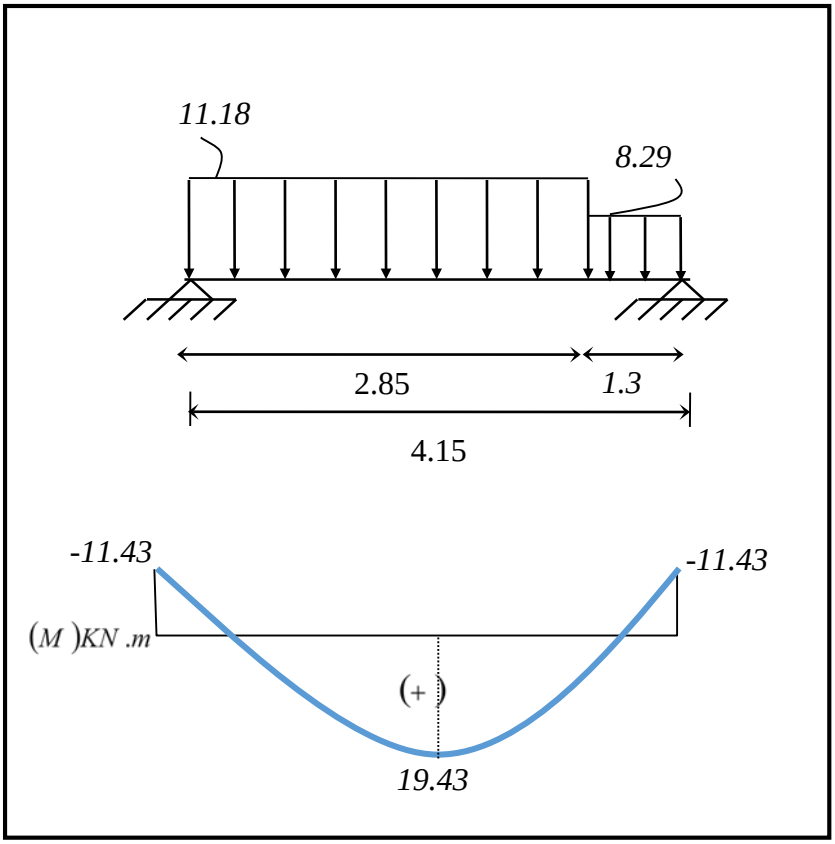


Figure III.2-5 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS

III.2.2.6 Conclusion :

Tableau III.2-4 : Les résultats

	E.L.U	E.L.S
Mt max (KN.m)	26.91	19.43
Ma max (KN.m)	15.83	11.43
T max (KN)	31.30	22.61

III.2.2.7 Calcul de ferraillage

III.2.2.7.1 E.L.U

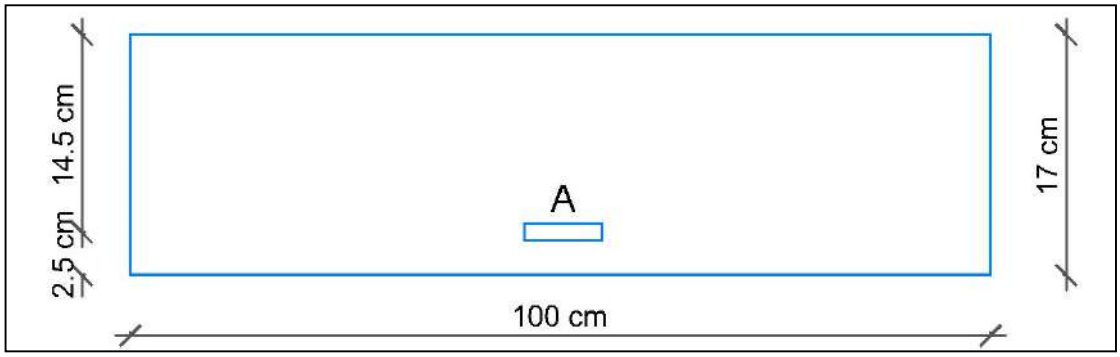


Figure III.2-6 : Section de calcul

Tableau III.2-5 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c’	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	14.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

Le moment en travée : Mt=26.91 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a=15.83 KN.m

1- En travée

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{26.91\ .\ 10^6}{1000\ .145^2.14.17} = 0.090$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A’=0

$\beta = 0.953$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{26.91\ .\ 10^6}{0.953\ .145.348} = 5.59\ cm^2$$

2- En appuis

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{15.83\ .\ 10^6}{1000\ .145^2.14.17} = 0.053$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.972$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{15.83\ .\ 10^6}{0.972\ .145.348} = 3.22\ cm^2$$

Tableau III.2-6 : les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_l$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	26.91	14.5	0.090	0. 953	5.59	5HA12=5.65
Eux appuis	15.83	14.5	0.053	0.972	3.22	5HA10=3.93

3- Armatures de répartition

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA10 = 3.93cm^2$$

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA10 = 3.93cm^2$$

4- Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

5- Condition d'espacement :

Tableau III.2-7 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t =25cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm
En appuis	S_t =25cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm

III.2.2.7.2 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

1- En travée

A= 5.65 cm²

M_{ser}=19.43 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30x5.65xy - 30x5.65x14.5$$

$$100y^2 + 169.5y - 2457.75 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 4.18\ cm$$

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

$$I = \frac{100}{3}4.18^3 + 15x\ 5.65(14.5 - 4.18)^2 \ldots\ldots\ldots I = 11460.56cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{19.43x10^6}{11460.56x10^4}x41.8 = 7.08\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

2- Aux appuis

A=3.93 cm²

M_{ser}=11.43 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30x3.93xy - 30x3.93x14.5$$

$$100y^2 + 117.9y - 1709.55 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 3.58\ cm$$

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

$$I = \frac{100}{3}3.58^3 + 15x3.93(14.5-3.58)^2 \ldots\ldots\ldots I = 8558.99\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{11.43x10^6}{8558.99x10^4}x35.8 = 4.78\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.2.2.7.3 Vérification de l'effort tranchant

T=31.30 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{31.30x10^3}{1000x145} = 0.215\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5}25 = 1.17MPA$$

$$\tau = 0.237\ MPA \leq \bar{\tau} = 1.17\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

III.2.2.7.4 Conclusion

Le choix : En travée : A_t= **5HA12=5.65 cm²**

Eux appuis : Aa=**5HA10=3.93 cm²**

<u>Armatures de répartition</u> :

A_r=**5HA10=3.93 cm²**

Avec espacement de 25cm

III.2.2.8 Condition de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{4.15} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.17}{4.15} = 0.04 < \frac{1}{10} \times \frac{19.43}{24.06} = 0.081 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 14.5} = 0.0038 > \frac{4.2}{400} = 0.001 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

Avec :

h : hauteur total de la section droit

l : la portée entre nus d'appuis

M0 : moment isostatique

Mt : le moment maximum en travée

A : section de l'armature tendue correspondante

Fe : la limite d'élasticité de l'acier

- **Evaluation des flèches :**

Inertie fictive

L'inertie fictive If de la section est définie par les relations suivant :

$$I_{fi} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_i . \mu} \dots\dots\dots\dots \text{pour les deformation instantané}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_v . \mu} \dots\dots\dots\dots \text{pour les deformation de longue durée}$$

Avec :

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

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} \ldots\ldots \text{ si } \mu < 0 \quad \Rightarrow \mu = 0$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} \ldots\ldots \text{pourcentage minimal des armatures}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_{xx}} (d - y) \quad \text{avec} \begin{cases} b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2 \end{cases}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (y1^3 + (h - y1)^3) + 15.A.(y1 - d)^2 \ldots\ldots \text{section rectangulaire}$$

$$y1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$$

Calcule des flèches :

Dans le cas des poutres ou des dalles dirigées dans le sens de la petite portée, simplement appuyées ou continues on peut admettre que la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M_t . l^2}{10. E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M_t . l^2}{10. E_v I_{fv}}$$

Dans le cas des dalles ou des poutres en console, la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M . l^2}{4. E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M . l^2}{4. E_v I_{fv}}$$

Valeur limite de flèche

$$\frac{l}{500} \quad \text{si} \quad l < 5m$$

$$\frac{l}{1000} + 0.5 \quad \text{si} \quad l > 5m$$

A.N :

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} = \frac{5.65}{100x14.5} = 0.00389$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b_0}\right).\rho} = \frac{0.05x2.1}{(2+3).0.00389} = 5.40$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} = 1 - \frac{1.75x2.1}{(4x0.00389x262.4 + 2.1)} = 0.41$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_{xx}} (d - y) = 15 \frac{19.43x10^6}{11460.56x10^4} (145 - 41.8) = 262.4$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$y1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A} = \frac{\frac{100.17^2}{2} + 15x5.65x14.5}{100x17 + 15x5.65} = 8.78cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y1^3 + (h - y1)^3) + 15.A.(y1 - d)^2$$

$$= \frac{100}{3}(8.78^3 + (17 - 8.78)^3) + 15x5.65(8.78 - 14.5)^2 = 43847.83 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 43847.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i . \mu} = \frac{1.1 x(43847.83)}{1 + 5.4x0.41} = 15007.03 \text{ cm}^4$$

Calcule des flèches :

$$f_i = \frac{M_t . l^2}{10. E_i I_{fi}} = \frac{(19.43x10^6).(4.15x10^3)^2}{10x32164.2x15007.03x10^4} = 6.93mm$$

Valeur limite de flèche

$$\frac{4150}{500} = 8.3mm$$

Donc la condition est vérifiée

III.2.3 Etudes des escaliers tournant :

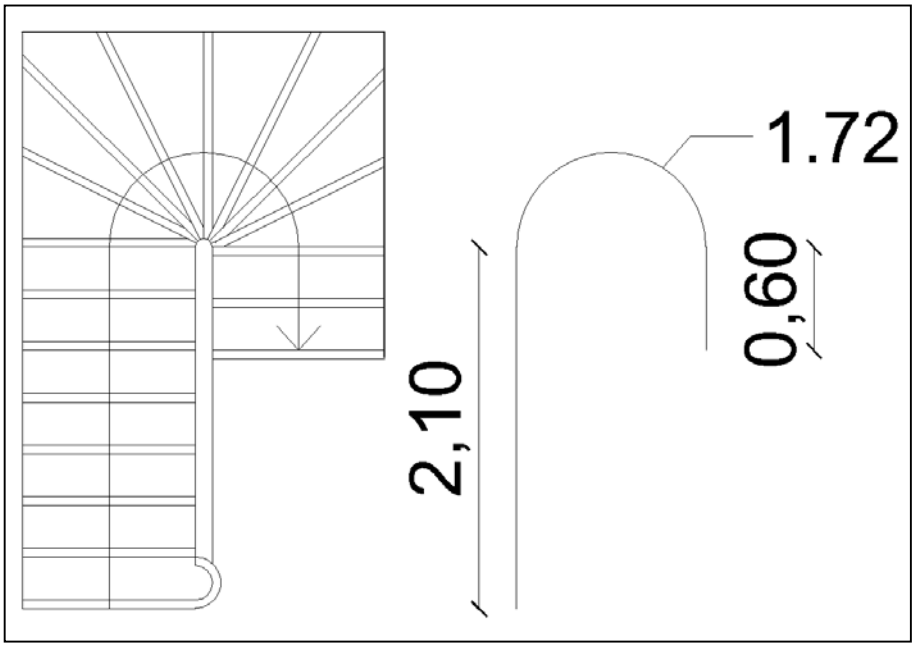


Figure III.2-7 : Dimensions de l'escalier

III.2.3.1 Dimensionement :

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{210} = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.5°$$

- **La longueur de l'escalier :**

$$L_{total} = \sqrt{2.1^2 + 1.19^2} + \sqrt{0.6^2 + 0.34^2} + 1.72 = 482\ cm = 4.82\ m$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{482}{35} < ep < \frac{482}{30}$

D'où : $13.77 < e\,p < 16.06$

On adopte : $\mathbf{e_{palier} = e_{paillasse} = 20\ cm}$

III.2.3.2 Charges et surcharge de l'escalier :

Tableau III.2-8 : Charges et surcharge de paillasse de l'escalier.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de l'escalier	0.20/cosα	25	5.74
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de ciment	0.02/cosα	10	0.23
	G (charges permanentes)	9.54 KN/m^2		
	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m^2		

III.2.3.3 Détermination des efforts :

À, E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

À, E.L.S : P_{ser}=G+Q

Tableau III.2-9 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{SER} (KN/m^2)
Escalier	9.54	2.5	16.63	12.04

III.2.3.4 Calcul des sollicitations à ELU :

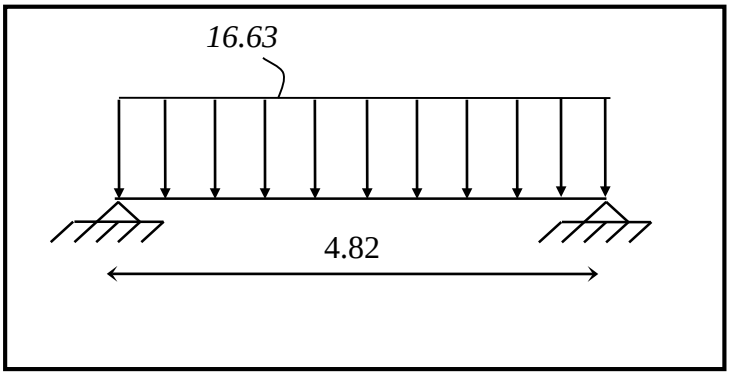


Figure III.2-8 : Distribution des charges à l'ELU.

- **Réactions des appuis**

$$\sum \mathrm{F\,v} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 16.63\mathrm{x}4.82$$

$$\mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 80.14\ \mathrm{KN}$$

$$\sum \mathrm{M/a} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Rb} = \frac{16.63\mathrm{x}\frac{4.82^2}{2}}{4.82} \quad \Longrightarrow \begin{cases} \mathrm{Ra} = 40.07\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{Rb} = 40.07\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$$\mathbf{0 \leq x \leq 4.82}$$

$$\mathrm{T(x)} = 40.07 - 16.63\mathrm{x} \quad \begin{cases} \mathrm{T(0)} = 40.07\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{T(4.82)} = -40.07\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

$$\mathrm{M(x)} = 40.07\mathrm{x} - 16.63\frac{\mathrm{x}^2}{2} \quad \begin{cases} \mathrm{M(0)} = 0\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{M(4.82)} = 0\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{40.07}{\mathrm{x}} = \frac{40.07}{4.82 - \mathrm{x}} \quad \Rightarrow \mathrm{x} = 2.41\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{M}(2.41) = 48.27\ \mathrm{KN.m}$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma=0.5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $Mt=0.85M_{max}$

$$\begin{cases} \mathrm{Ma} = 0.5\mathrm{Mmax} = 24.14\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{Mt} = 0.85\mathrm{Mmax} = 41.03\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

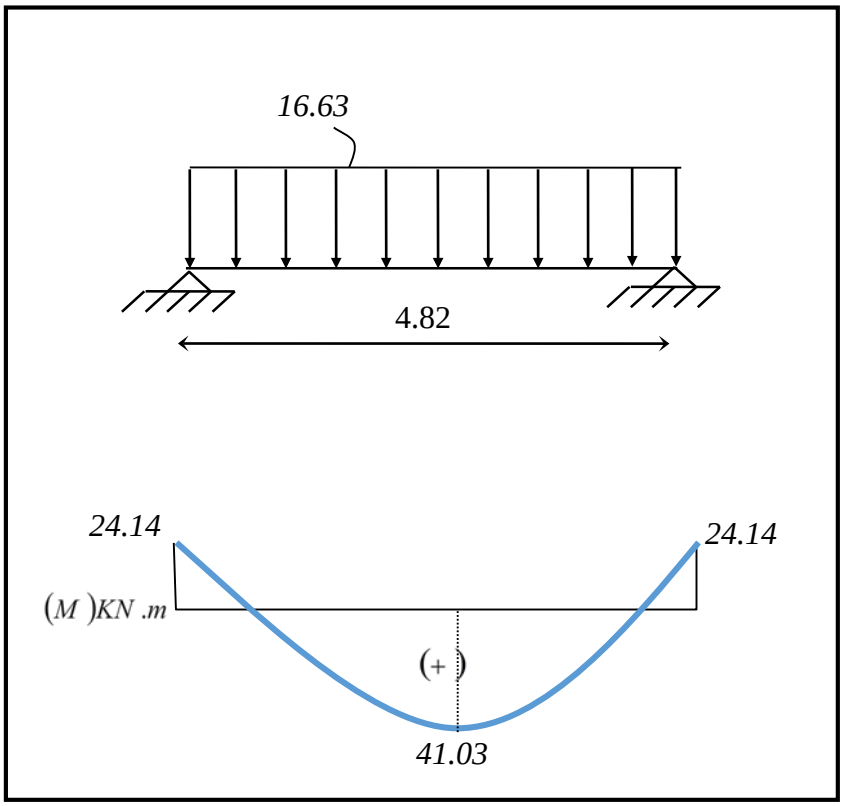


Figure III.2-9 : Diagramme des moments retenus

III.2.3.5 Calcul des sollicitations à ELS:

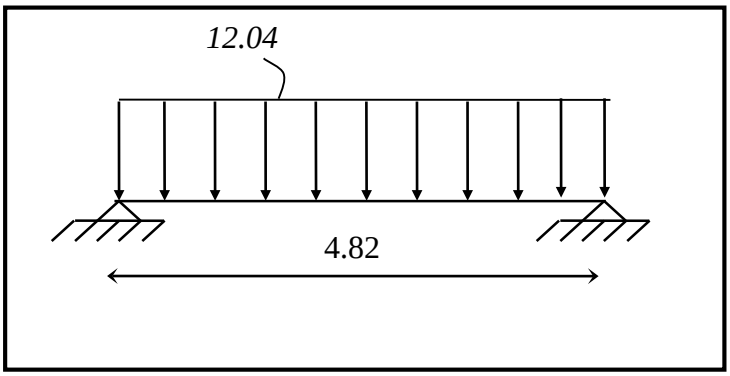


Figure III.2-10 : Distribution des charges à l'ELS.

- **Réactions des appuis**

$$\sum \mathrm{F\,v} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 12.04\mathrm{x}4.82$$

$$\mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 58.03\ \mathrm{KN}$$

$$\sum \mathrm{M/a} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Rb} = \frac{12.04\mathrm{x}\frac{4.82^2}{2}}{4.82} \Rightarrow \begin{cases} \mathrm{Ra} = 29.02\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{Rb} = 29.02\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$\mathbf{0 \leq x \leq 4.82}$

$$T(x) = 29.02 - 12.04x \quad \begin{cases} T(0) = 29.02\ KN \\ T(4.82) = -29.02\ KN \end{cases}$$

$$M(x) = 29.02x - 12.04\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0\ KN.m \\ M(4.82) = 0\ KN.m \end{cases}$$

Calcule moment max :

$$\frac{29.02}{x} = \frac{29.02}{4.82 - x} \quad \Rightarrow x = 2.41\ m$$

$$M(2.41) = 34.97\ KN.m$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85M_{max}

$$\begin{cases} Ma = 0.5Mmax = 17.49\ KN.m \\ Mt = 0.85Mmax = 29.72\ KN.m \end{cases}$$

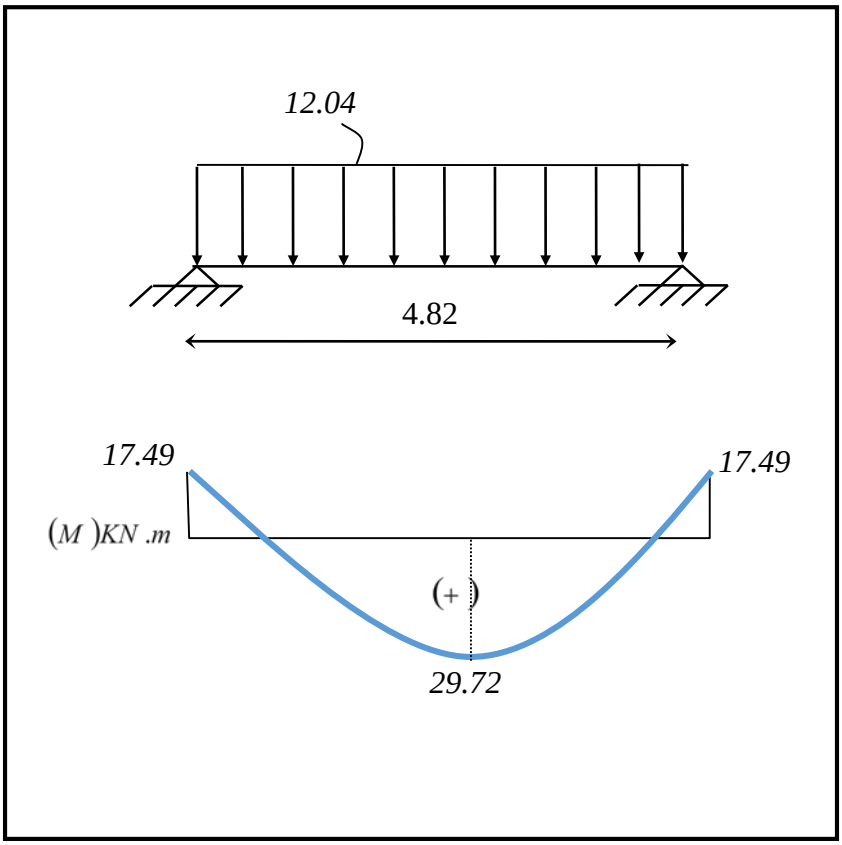


Figure III.2-11 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS

III.2.3.6 Conclusion :

Tableau III.2-10 : Les résultats

	E.L.U	E.L.S
Mt max	41.03	29.72
Ma max	24.14	17.49
T max	40.07	29.02

III.2.3.7 Calcul de ferraillage

III.2.3.7.1 E.L.U

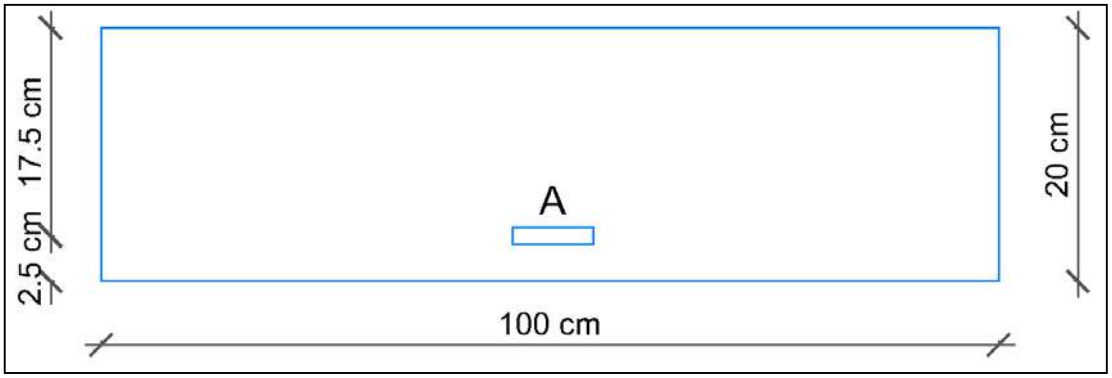


Figure III.2-12 : Section de calcul

Béton : f_{t28}=25MPA γ_b=1.5 $\sigma b = \frac{fc28x0.85}{\gamma b}$ =14.17 MPA

Acier : FeE400 γs =1.15 $\sigma s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPA

b=100cm h=17cm d=17.5 c=2.5

Le moment en travée : Mt=41.03 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a=24.14 KN.m

1- En travée

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{41.03\ .\ 10^6}{1000\ .175^2.14.17} = 0.095$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.950$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{41.03\ .\ 10^6}{0.950\ .175.348} = 7.09\ cm^2$$

2- En appuis

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{24.14\ .\ 10^6}{1000\ .175^2.14.17} = 0.056$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.971$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{24.14\ .\ 10^6}{0.971\ .175.348} = 4.08\ cm^2$$

Tableau III.2-11 : Les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	41.03	17.5	0.095	0. 950	7.09	5T14=7.70
Eux appuis	24.14	17.5	0.056	0.971	4.08	5T12=5.65

3- Armatures de répartition

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA10 = 3.93cm^2$$

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2 \Rightarrow Achoisir = 5HA10 = 3.93cm^2$$

4- Condition de non fragilité [ART A4.2.1 CBA93] :

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc $A_{choisir} > A_{min}$

5- Condition d'espacement :

Tableau III.2-12 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t =25cm ≤ Min [3h=60 ; 33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm]=45cm
En appuis	S_t =25cm ≤ Min [3h=601 ; 33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min [4h=80 ; 45cm]=45cm

III.2.3.7.2 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

1- En travée

A= 7.70 cm²

M_{ser}=29.72 KN.m

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$

$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$100y^2 + 30 \times 7.70 \times y - 30 \times 7.70 \times 17.5$

$100y^2 + 231y - 4042.5 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 5.31\ cm$

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

$I = \frac{100}{3} 5.31^3 + 15x7.70(17.5 - 5.31)^2 \ldots\ldots\ldots I = 22153.56\ cm^4$

$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{29.72x10^6}{22153.56x10^4} x53.1 = 7.12\ MPA$

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

2- Aux appuis

A=5.65 cm²

M_{ser}=17.49 KN.m

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$

$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$100y^2 + 30x5.65xy - 30x5.65x17.5$

$100y^2 + 169.5y - 2966.25 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 4.66\ cm$

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

$$I = \frac{100}{3}4.66^3 + 15x\,5.65(17.5 - 4.66)^2 \ldots\ldots\ldots I = 17345.52\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{17.49x10^6}{17345.52x10^4}x46.6 = 4.69\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.2.3.7.3 Vérification de l'effort tranchant

T=40.07 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{40.07x10^3}{1000x175} = 0.23\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5}25 = 1.17MPA$$

$$\tau = 0.237\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

III.2.3.7.4 Conclusion

Le choix : En travée : **5T14=7.70 cm²**

Eux appuis : **5T12=5.65 cm²**

Armatures de répartition :

$$\mathbf{Ar = 5T10 = 3.93cm^2}$$

III.2.3.8 Condition de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.82} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots c.n.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{7.70}{100x17.5} = 0.0044$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right).\rho} = \frac{0.05x2.1}{(2+3).0.0044} = 4.77$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} = 1 - \frac{1.75x2.1}{(4x0.0044x262.4+2.1)} = 0.43$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y) = 15\frac{29.72x10^6}{22153.56x10^4}(175-53.1) = 245.3 \text{ MPA}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$y1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A} = \frac{\frac{100.20^2}{2} + 15x7.70x17.5}{100x20 + 15x7.70} = 10.41cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y1^3 + (h-y1)^3) + 15.A.(y1-d)^2$$

$$= \frac{100}{3}(10.41^3 + (20-10.41)^3) + 15x7.70(10.41-17.5)^2$$

$$= 72808.83 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 72808.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1\,I_0}{1+\lambda_i.\mu} = \frac{1.1\,x(72808.83)}{1+4.77x0.43} = 26249.45 \text{ cm}^4$$

Calcule des flèches :

$$f_i = \frac{M_t.l^2}{10.E_iI_{fi}} = \frac{(29.72x10^6).(4.82x10^3)^2}{10x32164.2x26249.45x10^4} = 8.17 \text{ mm}$$

Valeur limite de flèche

$$\frac{4820}{500} = 9.64 \text{ mm}$$

Donc la condition est vérifiée

III.2.4 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h) avec longueur de 1.50 m.

III.2.4.1 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : Pp=0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 27.82\ KN \\ R(ELS) = 20.03\ KN \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} Pu = 1.35(Pp + R) = 40.59\ KN/ml \\ Pser = 22.28\ \ KN/ml \end{cases}$$

III.2.4.2 Calcul des efforts:

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

III.2.4.2.1 A l'E.L.U :

$$R_a = R_{b=} \frac{P_{U\times}L}{2} = \frac{40.59x1.5}{2} = 30.44\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times}L^{\,2}}{12} = \frac{40.59x1.5^{\,2}}{12} = 7.61\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times}L^{\,2}}{24} = \frac{40.59x1.5^{\,2}}{24} = 3.81\ KN.m$$

III.2.4.2.2 A l'E.L.S :

$$R_a = R_{b=} \frac{P_{U\times}L}{2} = \frac{22.28x1.5}{2} = 16.71\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times}L^{\,2}}{12} = \frac{22.28x1.5^{\,2}}{12} = 4.18\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times}L^{\,2}}{24} = \frac{22.28x1.5^{\,2}}{24} = 2.09\ KN.m$$

Tableau III.2-13 : Les résultats

	Ra (KN)	Ma(KN.m)	Mt (KN.m)
ELU	30.44	7.61	3.81
ELS	16.71	4.18	2.09

III.2.4.3 Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.2-14 : paramètres de calcul

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =30 cm	h= 30 cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

III.2.4.3.1 E.L.U :

1- En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{3.81x10^6}{300\,.275^2.14.17} = 0.012$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.994$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{3.81\ x\ 10^6}{0.994\,.275.348} = 0.4\ cm^2$$

2- En appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{7.61x10^6}{300\,.275^2.14.17} = 0.024$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.988$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{7.61\ x\ 10^6}{0.988\,.275.348} = 0.8\ cm^2$$

Tableau III.2-15 : Les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_l$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	3.81	27.5	0.012	0. 994	0.40	3T12=3.39
Eux appuis	7.61	27.5	0.024	0.988	0.80	3T12=3.39

III.2.4.3.2 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

1- En travée :

A= 3.39 cm²

M_{ser}=2.09 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$30y^2 + 30 \times 3.39 \times y - 30 \times 3.39 \times 27.5$$

$$30y^2 + 101.7xy - 2796.75 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 8.11 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30}{3}8.11^3 + 15x\,3.39(27.5 - 8.11)^2 \ldots\ldots\ldots I = 24452.29\text{cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{2.09x10^6}{24452.29x10^4}x81.10 = 0.69 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

2- Aux appuis

A=3.39 cm²

M_{ser}=4.18 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$30y^2 + 30 \times 3.39 \times y - 30 \times 3.39 \times 27.5$$

$$30y^2 + 148.8y - 4092 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 8.11 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30}{3}8.11^3 + 15x\,3.39(27.5-8.11)^2 \ldots\ldots\ldots I = 24452.29\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{4.18x10^6}{24452.29x10^4}x81.1 = 1.38\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.3 CALCUL DES POUTRELLES :

III.3.1 Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et surcharge d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux séismes, et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie

III.3.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.).

III.3.3 Dimensionnement des poutrelles :

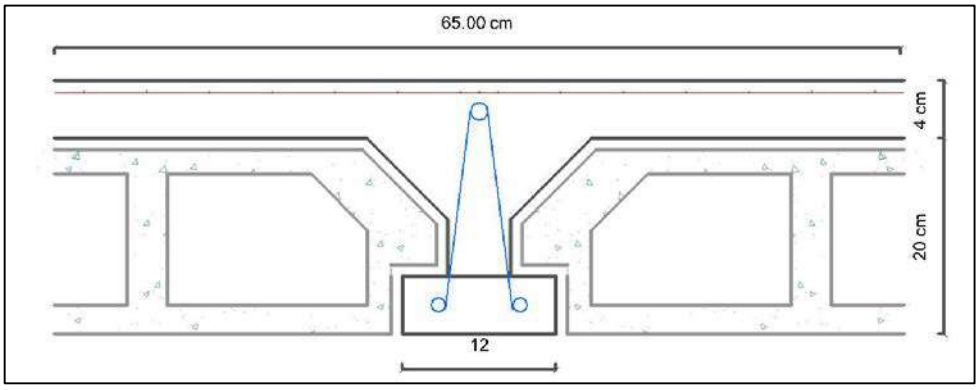


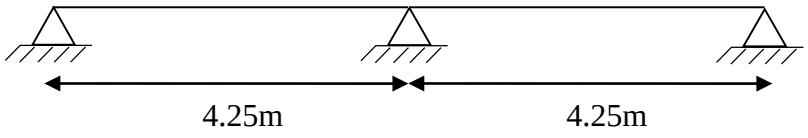
Figure III.3-1 : Dimensionnement de la poutrelle

III.3.4 Type des poutrelles :

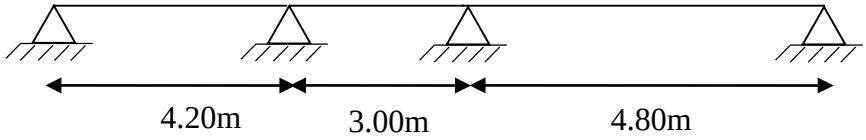
III.3.4.1 Usage bureau :

On a 2 types des poutrelles à étudier :

- **Poutrelles à deux travées :**



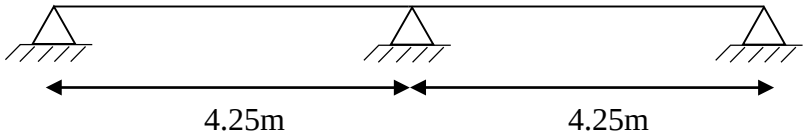
- **Poutrelles à trois travées :**



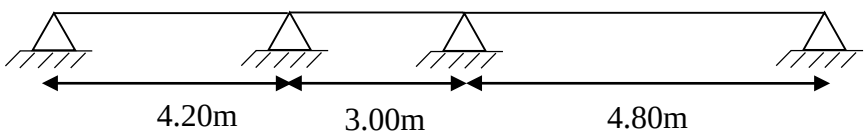
III.3.4.2 Usage habitation :

On a 2 types des poutrelles à étudier :

- **Poutrelles à deux travées :**



- **Poutrelles à trois travées :**



Le calcul se fait en deux étapes :

III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$Q = Max\begin{cases} 1kN \\ 500N/m \end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

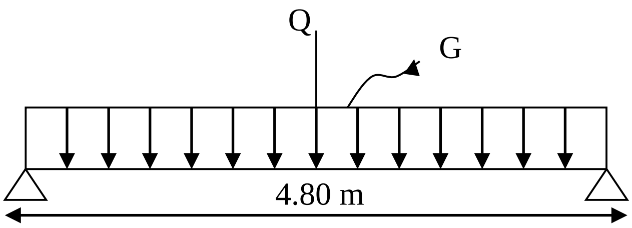


Figure III.3-2 : Poutrelle avant coulage.

- **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

G = 0.65 + 0.12 = 0.77 KN/ml.

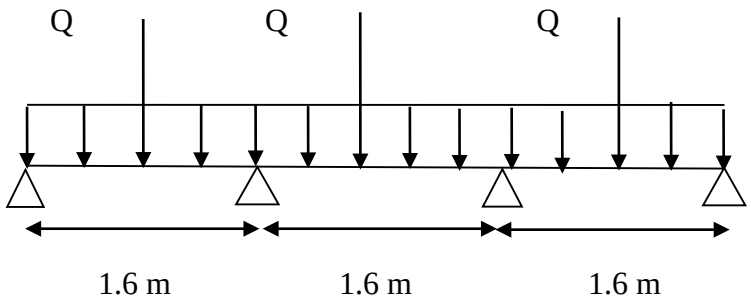
-Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases} 1kN \\ 500 \times 4.80 = 2.4kN \end{cases}$

$\Rightarrow Q = 2.4$ KN

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4800^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{2400 \times 4800^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000}$$
$$= 80.74 \text{ mm}$$

$$f = 84.74 \text{ mm} > [f] = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots C.N.V$$

- **Pour deux étais :**



G= 0.77 kN/ml

$$Q = Max\begin{cases}1\ KN \\ 500x1.6 = 0.8\ KN\end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q = 1 KN

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1600^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1000 \times 1600^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 640000}$$

$$= 1.12 \text{ mm}$$

$f = 1.12mm < [f] = 3.2\ mm$ ……. C. V

Resultats :

2 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.6.1 Méthodes de calcul

1- La méthode forfaitaire

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

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

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

- 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**

On désigne chaque travée par :

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

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

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

3) Pour les appuis :

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

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.

2- Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

- **Exposé de la méthode :**

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.

- **portée fictive *:***

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

- **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.

Où : $\gamma = \dfrac{k_w}{k_e}$ et $k_e = \dfrac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \dfrac{I_w}{l'_w}$

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}=0,2M0……Appuis de rives

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

- **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 :

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

III.3.7 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Apres le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

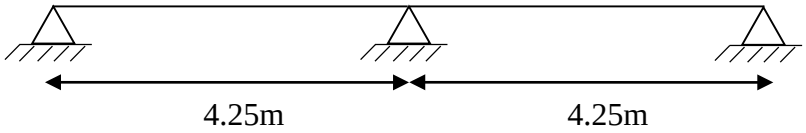
III.3.7.1 Usage bureau :

III.3.7.1.1 Calcul des sollicitations :

Tableau III.3-1 : Calcul des sollicitations

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse	6.67	1	0.65	4.34	0.65	6.83	4.99
Habitation	6.36	1.5	0.65	4.13	0.98	7.05	5.11
Bureaux	6.36	2.5	0.65	4.13	1.63	8.02	5.76

III.3.7.1.2 Poutrelles à deux travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.3-2 : Vérification méthode de calcul

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$1.63 \leq \text{Min}\,[8.26 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.25}{4.25} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

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

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN.m²)	Te(KN.m²)
A-B	4.25	18.10	**12.2**	4	**11**	15.39	**-18.69**
B-C	4.25	18.10	**12.2**	**11**	4	**18.69**	-15.39

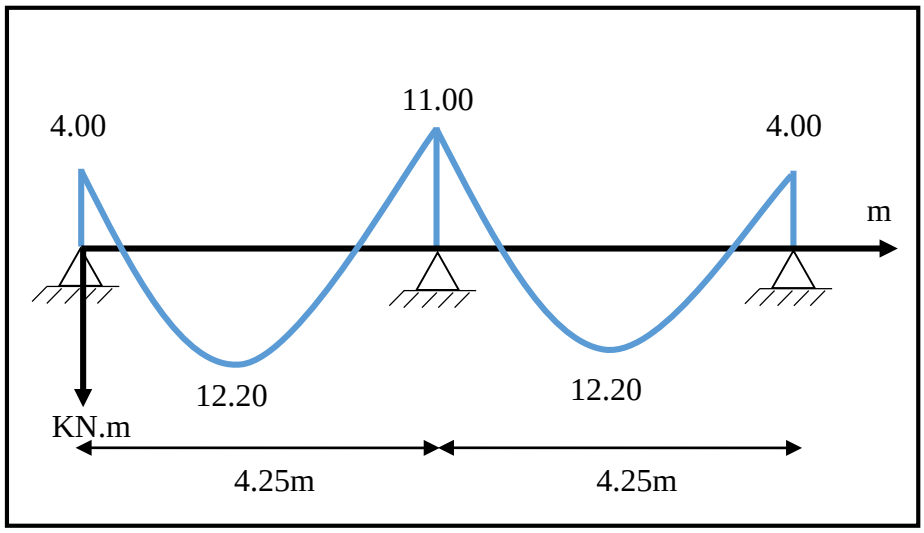


Figure III.3-3 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

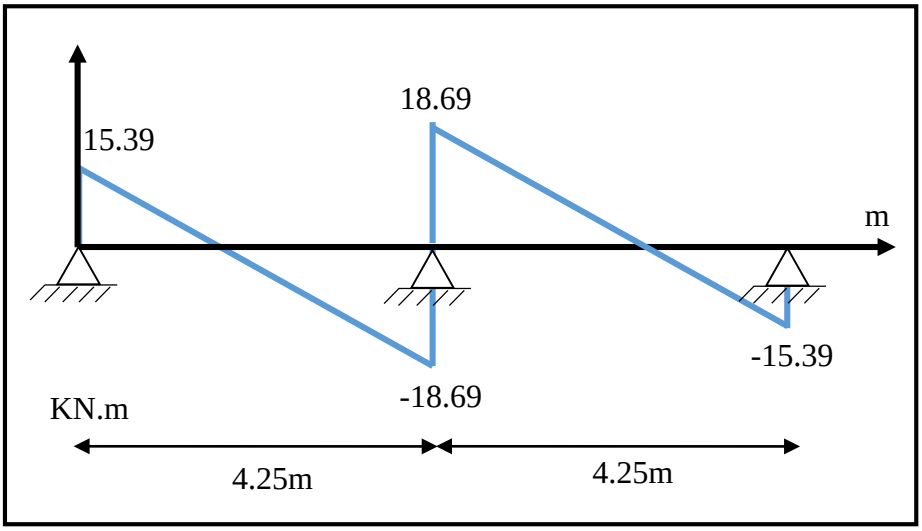


Figure III.3-4 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U.

Tableau III.3-4 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	4.25	13.00	**8.7**	3	**8**
B-C	4.25	13.00	**8.7**	**8**	3

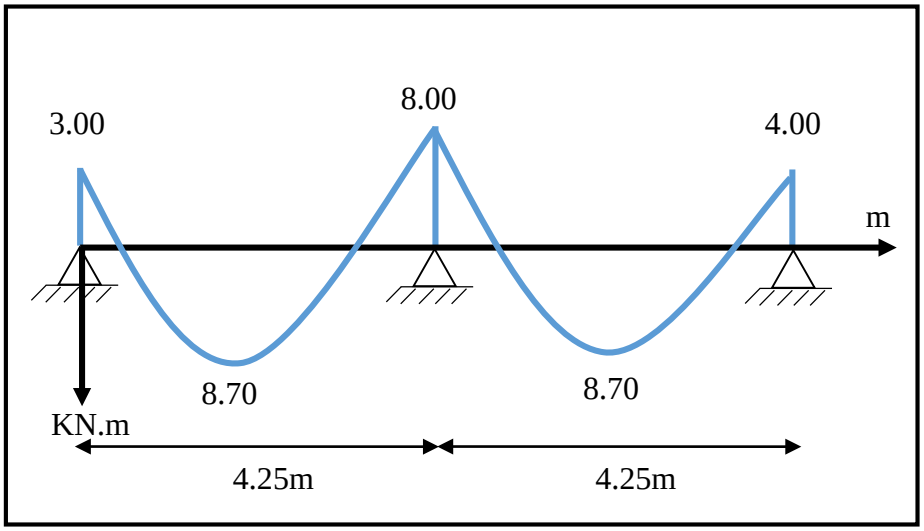
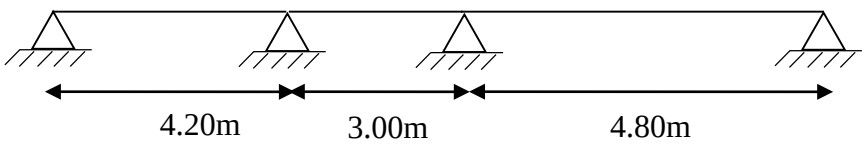


Figure III.3-5 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

III.3.7.1.3 Poutrelles à trois travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Tableau III.3-5 : Vérification methode de calcul

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$1.63 \leq \text{Min}\,[8.26 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 < \frac{4.20}{3.00} = 1.4 > 1.25$	Non Vérifiée
	$0.8 \leq \frac{3.00}{4.80} = 0.62 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

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

Tableau III.3-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	l' (m)	M0(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Tw(KN.m²)	Te(KN.m²)
A-B	4.2	17.69	3.54	12.57	9.63	14.69	-18.99
B-C	2.4	9.02	12.57	**16.31**	-5.41	10.79	-13.28
C-D	4.8	23.10	**16.31**	4.62	**12.64**	**21.68**	-16.81

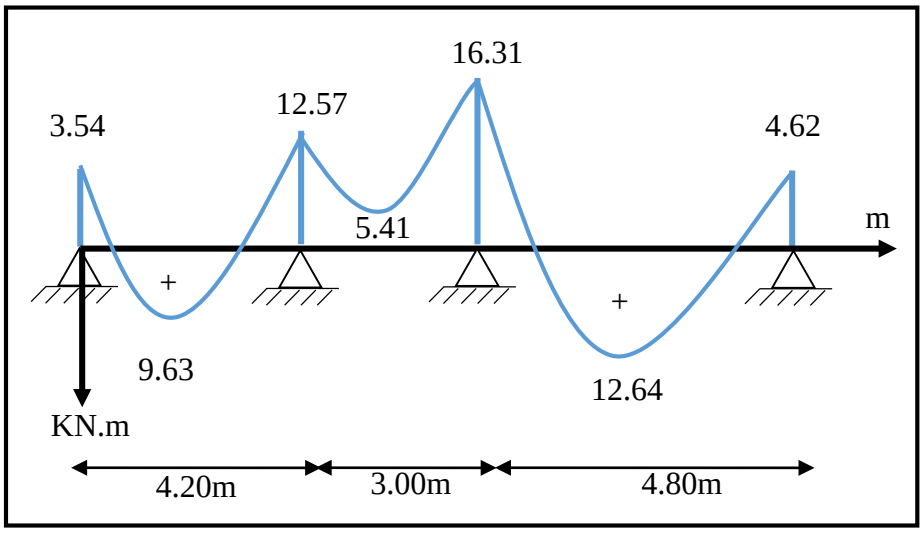


Figure III.3-6 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

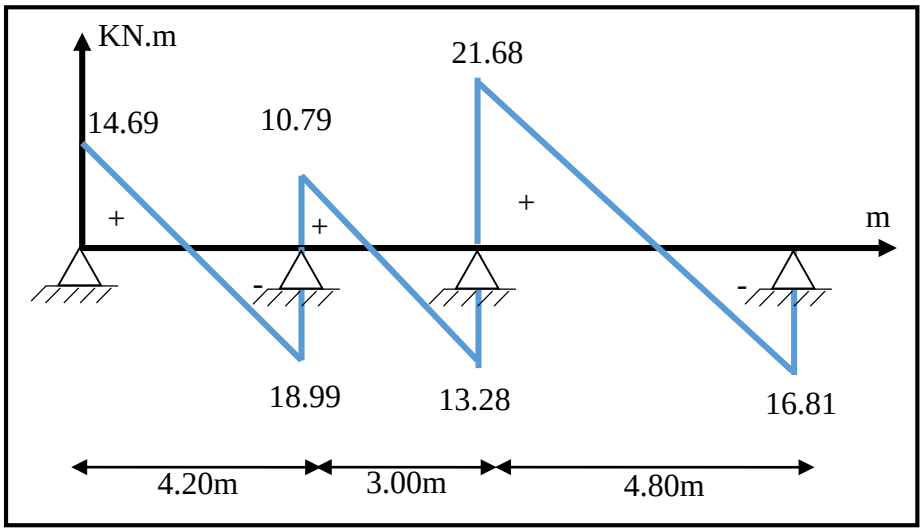


Figure III.3-7 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	l' (m)	M0(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Mt(KN.m²)
A-B	4.2	12.70	2.54	9.03	6.92
B-C	2.4	6.48	9.03	**11.71**	-3.89
C-D	4.8	16.59	**11.71**	3.32	**9.08**

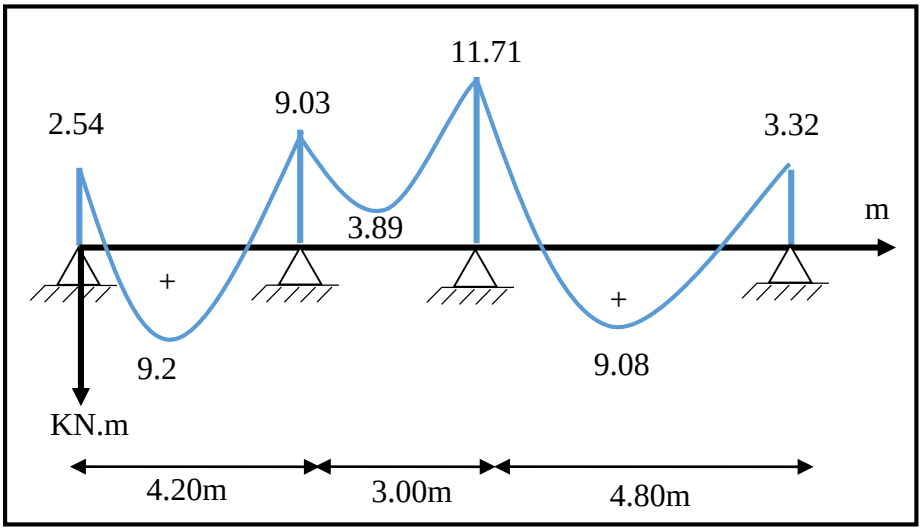
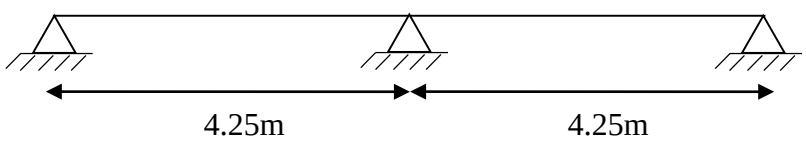


Figure III.3-8 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

III.3.7.2 Usage habitation

III.3.7.2.1 Poutrelles à deux travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.3-8 : Vérification methode de calcul

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$0.98 \leq \text{Min}\,[8.26 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.25}{4.25} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

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

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN.m²)	Te(KN.m²)
A-B	4.25	15.92	**10.4**	3.3	**9.7**	13.48	**-16.49**
B-C	4.25	15.92	**10.4**	**9.7**	3.3	**16.49**	-13.48

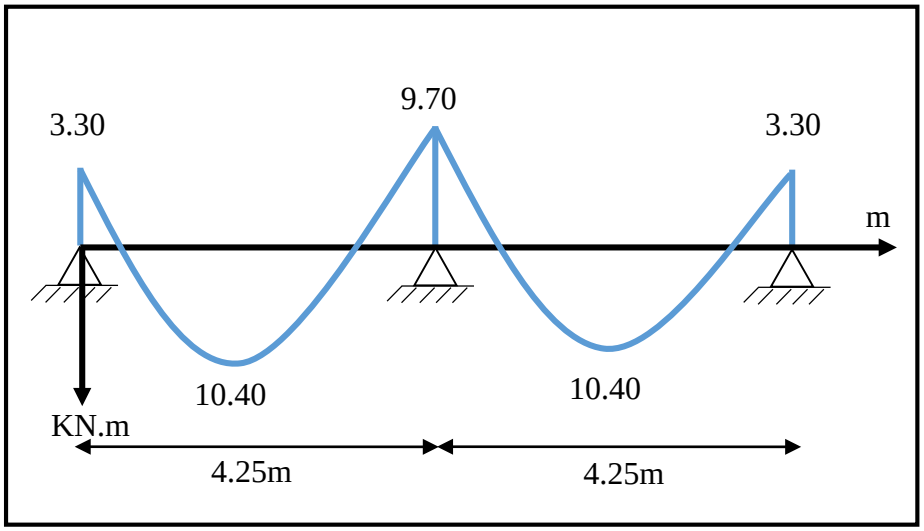


Figure III.3-9 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

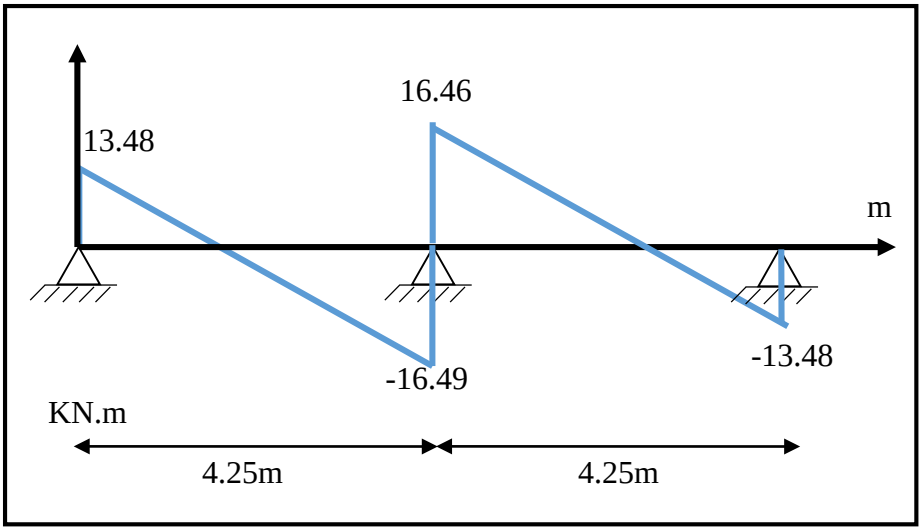


Figure III.3-10 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

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

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	4.25	11.55	**7.5**	2.5	**7.2**
B-C	4.25	11.55	**7.5**	**7.2**	2.5

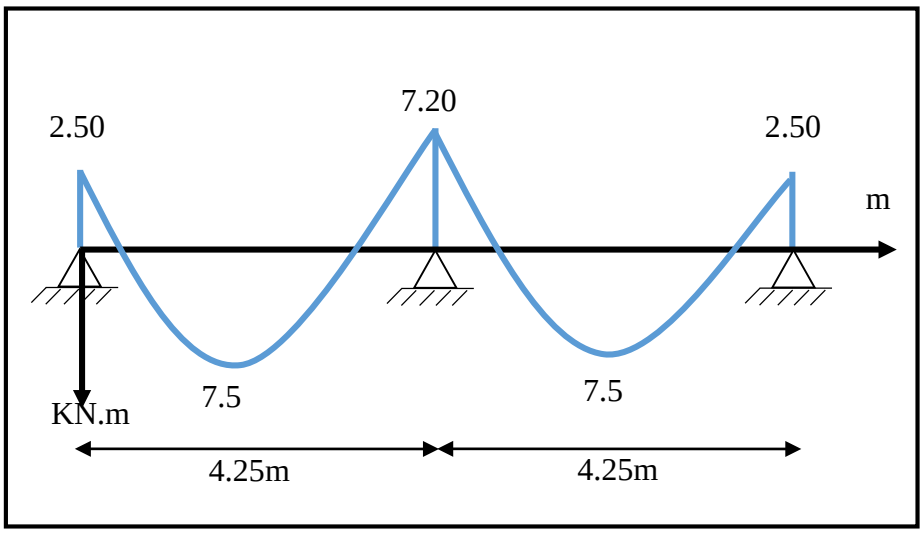
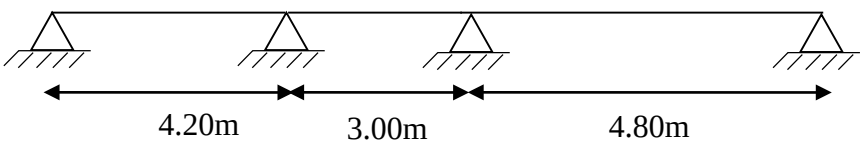


Figure III.3-11 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

III.3.7.2.2 Poutrelles à trois travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Tableau III.3-11 : Vérification méthode de calcul

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq Min\ [2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$1.96 \leq Min\ [8.26 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 < \frac{4.20}{3.00} = 1.4 > 1.25$	Non Vérifiée
	$0.8 \leq \frac{3.00}{4.80} = 0.62 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

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

Tableau III.3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	l' (m)	M0(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Tw(KN.m²)	Te(KN.m²)
A-B	4.2	15.54	3.11	11.04	8.46	12.91	-16.68
B-C	2.4	7.93	11.04	**14.32**	-4.76	9.47	-11.66
C-D	4.8	20.29	**14.32**	4.06	**11.10**	**19.05**	-14.77

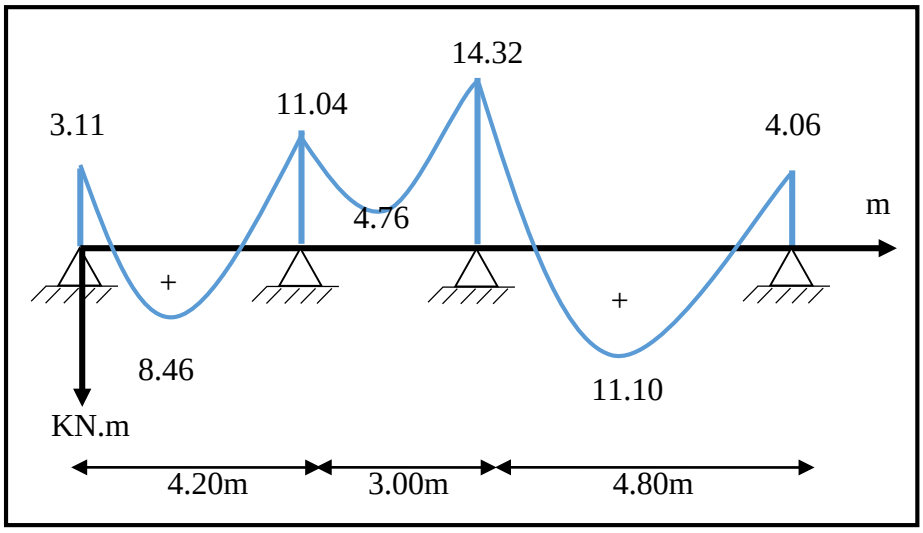


Figure III.3-12 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

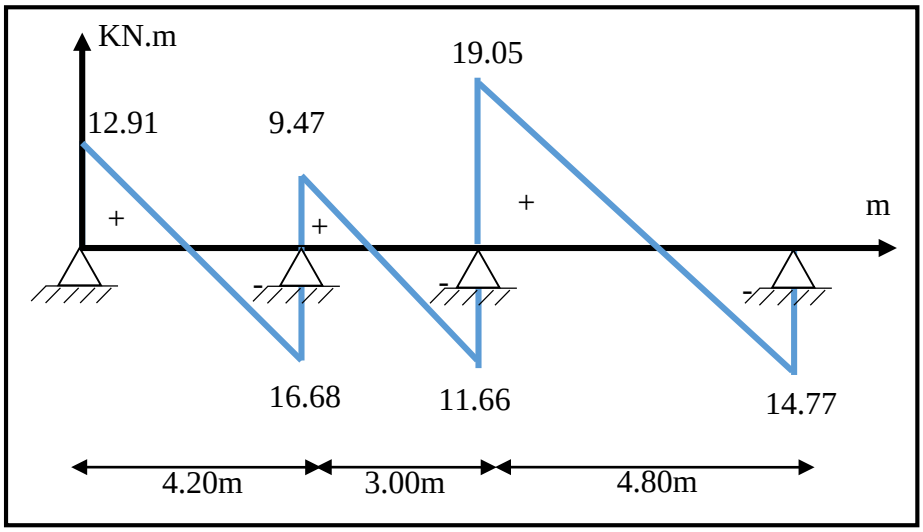


Figure III.3-13 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

Tableau III.3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	l' (m)	M0(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Mt(KN.m²)
A-B	4.2	11.27	2.25	8.01	6.14
B-C	2.4	5.75	8.01	**10.39**	-3.45
C-D	4.8	14.72	**10.39**	2.94	**8.05**

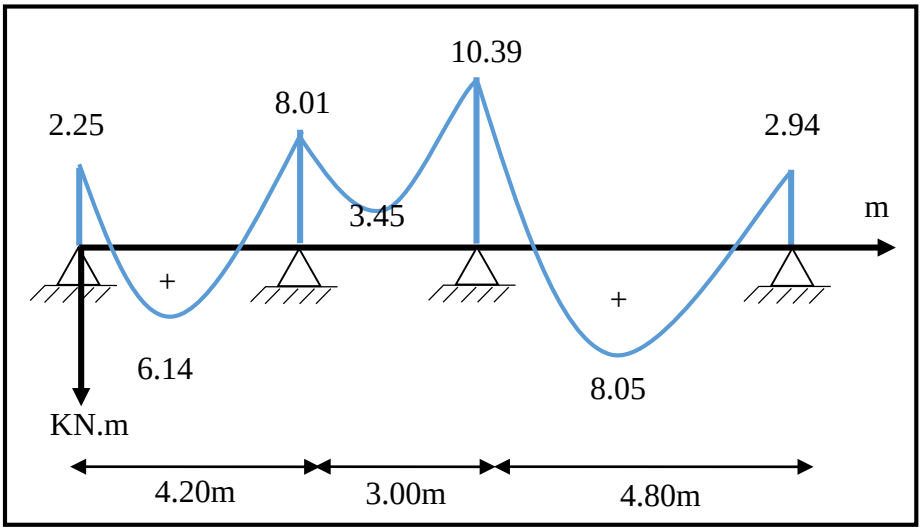


Figure III.3-14 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

III.3.8 Résultat final :

Tableau III.3-14 : Les resultats du calcul

	ELU			ELS	
Usage bureau					
Travée	Ma (max)	Mt (max)	T max	Ma (max)	Mt (max)
3 travées	16.31	12.64	21.68	11.71	9.08
2 travées	11	12.2	18.69	8	8.7
Usage habitation					
3 travées	14.32	11.10	19.05	10.39	8.05
2 travées	9.70	10.40	16.49	7.2	7.5

III.3.9 Ferraillage des poutrelles :

III.3.9.1 Usage bureau :

M_{tmax}= 12.64 kN.m

M_{amax}= 16.31 kN.m

T_{max}= 21.68 kN

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec:

b=65 cm ; h_0=4 cm ;h=24cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=22 cm ; σ_s=348 MPa ;F_eE400 MPa ; b_0=12 cm ; c= 2 cm;

$M_0 = b.h_0.\overline{\sigma}_{bc}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3$=73.68 KN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×24) cm² en flexion simple.

III.3.9.1.1 A L'ELU :

1- En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{12.64 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.17} = 0.028$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.986$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{12.64 \times 10^6}{0.986 \times 220 \times 348} = 1.67\ cm^2$$

$A_{choisir}$ =3HA10=2.36 cm²

2- Aux appuis :

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur :

M_{app}=16.31 KN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{16.31 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.17} = 0.036$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.982$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{16.31 \times 10^6}{0.982 \times 220 \times 348} = 2.16\ cm^2$$

On adopte : A_{choisi} =2HA12=2.26 cm²

III.3.9.1.2 À l'ELS :

1- En travée :

M_{ser}=9.08 KN.m

$A_{choisir}$ =3HA10=2.36 cm²

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = (b \times h_0)\frac{h_0}{2} - 15A(d - h_0)$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=22 cm; h_0=4 cm; A=2.36 cm². A'=0

$$S_{xx} = (65 \times 4)\frac{4}{2} - 15 \times 2.36(22 - 4) = -117.2 < 0$$

Donc

L'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$$12y^2 + 491.8y - 2339.6 \ldots\ldots\ldots y = 4.31 \text{ cm}$$

$$I = 12342.098 \text{ cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{9.08 \times 10^6}{12342.098 \times 10^4} \times 43.1 = 3.17 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

2- Aux appuis :

M_{ser}=11.71 KN.m

A=2.26 cm²

$$12y^2 + 491.8y - 2339.6 \ldots y = 4.31 \text{ cm}$$

$$I = 12342.098 \text{ cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{11.71 \times 10^6}{12342.098 \times 10^4} \times 43.1 = 4.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

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

III.3.9.1.3 Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

T=21.68 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{21.68 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.82 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$……fissuraration peu nuisible [ART A.5.1.2.1.1 CBA93]

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau = 0.82 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

III.3.9.1.4 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\Phi_t \leq (6.85; 12; 12)mm$

Armatures ronds lisses $\emptyset_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

III.3.9.1.5 Espacement des armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93]

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (19.8; 40 \text{ cm})$

Donc: S_t=15 cm

III.3.9.1.6 Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0.4\ MPA \ldots\ldots [ART\ A.5.1.2.2\ CBA93]$$

$$\frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\ MPA \geq 0.4\ MPA \ldots\ldots c.v$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right. \ldots\ldots [ART\ A.5.1.2.3\ CBA93]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right. \Rightarrow 0.003 > 1.15\left(\frac{0.82 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times 400[\cos 90 + \sin 90]}\right. = 0.0006$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérification Appui de rive :**

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] :

$$\frac{2.V_u}{b_0.a} \leq \frac{0.8\ f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots [ART\ A.5.1.3.1.3\ CBA93]$$

Avec

$$\begin{cases} a = Min[c - enrobage - 2cm\ ;\ 0.9d] \\ V_u \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = Min[31\ ;\ 19.8] = 19.8cm \\ 21.68 < 0.4 \times 198 \times 120 \times \dfrac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 158.4\ KN \ldots\ldots C.V \end{cases}$$

$$\frac{2 \times 21.68 \times 10^3}{120 \times 198} = 1.82\ MPA \leq \frac{0.8\ f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\ MPA \ldots\ldots C.V$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

- **Appui intermédiaire [ART A.5.1.3.2 CBA93]**

Vérification section d'armature longitudinale [ART A.5.1.3.2.1 CBA93] :

$$V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} = 21.68 + \frac{-16.32 \times 10^3}{0.9 \times 220} = -60.47 \text{ KN} < 0 \ldots \text{pas vérification a faire}$$

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] :

$$\sigma_b = \frac{R_u}{a.b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{AVEC } R_u = |v_{ug}| + |v_{ud}| = \ 21.68 + 13.28 = 34.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{34.96 \times 10^3}{310.120} = 0.93\text{MPA} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21.66\text{MPA}$$

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

III.3.9.2 Usage habitation

M_{tmax}= 11.10 kN.m

M_{amax}= 14.32 kN.m

T_{max}= 19.05 kN

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ;h=24cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=22 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa ; b_0=12 cm ; c= 2 cm;

$$M_0 = b.h_0.\overline{\sigma}_{bc}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 73.68 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×24) cm² en flexion simple.

III.3.9.2.1 A L'ELU :

1- En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{11.10 \times 10^6}{650 \times \ 220^2 \times 14.17} = 0.024$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.988$

$$A = \frac{Mu}{\beta . d . \sigma s} = \frac{11.10 \times 10^6}{0.988 \times 220 \times 348} = 1.47\ cm^2$$

$A_{choisir}$ =3HA10=2.36 cm²

2- Aux appuis :

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur :

M_{app}=14.32 KN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Mu}{b . d^2 . \sigma b} = \frac{14.32 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.17} = 0.032$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.984$

$$A = \frac{Mu}{\beta . d . \sigma s} = \frac{14.32 \times 10^6}{0.984 \times 220 \times 348} = 1.90\ cm^2$$

On adopte : A_{choisi} =2HA12=2.26 cm²

III.3.9.2.2 À l'ELS :

1- En travée :

M_{ser}=8.05 KN.m

A_{choisi} =3HA10=2.36 cm²

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = (b \times h_0)\frac{h_0}{2} - 15A(d - h_0)$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=22 cm; h_0=4 cm; A=2.36 cm². A'=0

$$S_{xx} = (65 \times 4)\frac{4}{2} - 15 \times 2.36(22 - 4) = -117.2 < 0$$

Donc

L'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$$12y^2 + 491.8y - 2339.6 \dots \dots \dots y = 4.31 \text{ cm}$$

$$I = 12342.098 \text{ cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{8.05 \times 10^6}{12342.098 \times 10^4} \times 43.1 = 2.81 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \dots \dots c.v$$

2- Aux appuis :

M_{ser}=10.39 KN.m

A=2.26 cm²

$$12y^2 + 491.8y - 2339.6 \dots \dots \dots y = 4.31 \text{ cm}$$

$$I = 12342.098 \text{ cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{10.39 \times 10^6}{12342.098 \times 10^4} \times 43.1 = 3.62 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \dots \dots c.v$$

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

III.3.9.2.3 Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

T=19.05 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{19.05 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.72 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5\text{MPA}\right) \dots \dots \dots \text{fissuraration peu nuisible [ART A. 5.1.2.1.1 CBA93]}$$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.72 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \dots c.v$$

III.3.9.2.4 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\Phi_t \leq (6.85; 12; 12)mm$

Armatures ronds lisses $\phi_t = 6\ mm$ avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $2\phi6 \longrightarrow A_t = 0{,}56\ cm^2$

III.3.9.2.5 Espacement des armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93]

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ = (19.8; 40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

III.3.9.2.6 Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t . f_e}{b_0 . S_t} \geq 0.4$ MPA … … [ART A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24$ MPA ≥ 0.4 MPA … … c. v

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ … … [ART A. 5.1.2.3 CBA93]

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \Rightarrow 0.003 > 1.15\left(\frac{0.72 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9 \times 400[\cos 90 + \sin 90]} = 0.0002\right.\right.$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérification Appui de rive :**

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] **:**

$$\frac{2.V_u}{b_0.a} \leq \frac{0.8\, f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots\ldots [\text{ART A. 5.1.3.1.3 CBA93}]$$

Avec

$$\begin{cases} a = \text{Min}[c - \text{enrobage} - 2\text{cm} \,;\, 0.9d] \\ V_u \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = \text{Min}[31 \,;\, 19.8] = 19.8\text{cm} \\ 19.05 < 0.4 \times 198 \times 120 \times \dfrac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 158.4\ \text{KN} \ldots\ldots\ldots \text{C. V} \end{cases}$$

$$\frac{2.V_u}{b_0.a} = \frac{2 \times 19.05 \times 10^3}{120 \times 198} = 1.60\ \text{MPA} \leq \frac{0.8\, f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\ \text{MPA} \ldots\ldots\ldots \text{C. V}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

- **Appui intermédiaire [ART A.5.1.3.2 CBA93]**

Vérification section d'armature longitudinale [ART A.5.1.3.2.1 CBA93] :

$$V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} = 19.05 + \frac{-14.32 \times 10^3}{0.9 \times 220} = -53.27\ \text{KN} < 0 \ldots \text{pas vérification a faire}$$

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] :

$$\sigma_b = \frac{R_u}{a.b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{AVEC } R_u = |v_{ug}| + |v_{ud}| = \ 19.05 + 11.66 = 30.71\ \text{KN}$$

$$\sigma_b = \frac{30.71 \times 10^3}{310.120} = 0.82\text{MPA} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21.66\text{MPA}$$

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

III.3.9.3 Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.15} = 0.036 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$$

$$\frac{A}{b_0 . d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec :

h : hauteur total de la section droit

l : la portée entre nus d'appuis

M0 : moment isostatique

Mt : le moment maximum en travée

A : section de l'armature tendue correspondante

Fe : la limite d'élasticité de l'acier

- **Evaluation des flèches :**

Inertie fictive

L'inertie fictive If de la section est définie par les relations suivant :

$$I_{fi} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_i . \mu} \dots\dots\dots\dots \text{pour les deformation instantané}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_v . \mu} \dots\dots\dots\dots \text{pour les deformation de longue durée}$$

Avec :

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

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b_0}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} \ldots\ldots \text{ si } \mu < 0 \quad \Rightarrow \mu = 0$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} \ldots\ldots \text{pourcentage minimal des armatures}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d - y) \quad \text{avec} \begin{cases} b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2 \end{cases}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(y1^3 + (h - y1)^3) + \frac{(b - b_0).{h_0}^3}{12} + h_0.(b - b_0).\left(y1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15.A.(y1 - d)^2$$

$$y1 = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).{h_0}^2}{2} + 15.A.d}{b_0.h + (b - b_0).{h_0}^2 + 15.A}$$

Calcule des flèches :

Dans le cas des poutres ou des dalles dirigées dans le sens de la petite portée, simplement appuyées ou continues on peut admettre que la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M_t.l^2}{10.E_v I_{fv}}$$

Dans le cas des dalles ou des poutres en console, la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M.l^2}{4.E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M.l^2}{4.E_v I_{fv}}$$

Valeur limite de flèche

$$\frac{l}{500} \quad \text{si} \quad l < 5m$$

$$\frac{l}{1000} + 0.5 \quad \text{si} \quad l > 5m$$

A.N :

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.26}{12x22} = 0.00856$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0.05x2.1}{\left(2 + 3(\frac{12}{65})\right).0.00856} = 4.80$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} = 1 - \frac{1.75x2.1}{(4x0.00856x195.2 + 2.1)} = 0.58$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d - y) = 15\frac{9.08x10^6}{12342.098x10^4}(220 - 43.1) = 195.2 \text{ MPA}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$y1 = 8.66cm$$

$$I_0 = 32773.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1\ I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = \frac{1.1\ x(32773.37)}{1 + 4.8x0.58} = 9527.14 \text{ cm}^4$$

Calcule des flèches :

$$f_i = \frac{M_t.l^2}{10.E_iI_{fi}} = \frac{(9.08x10^6).(4.80x10^3)^2}{10x32164.2x9527.14x10^4} = 6.83m$$

Valeur limite de flèche

$$\frac{4800}{500} = 9.6mm$$

Donc la condition est vérifiée

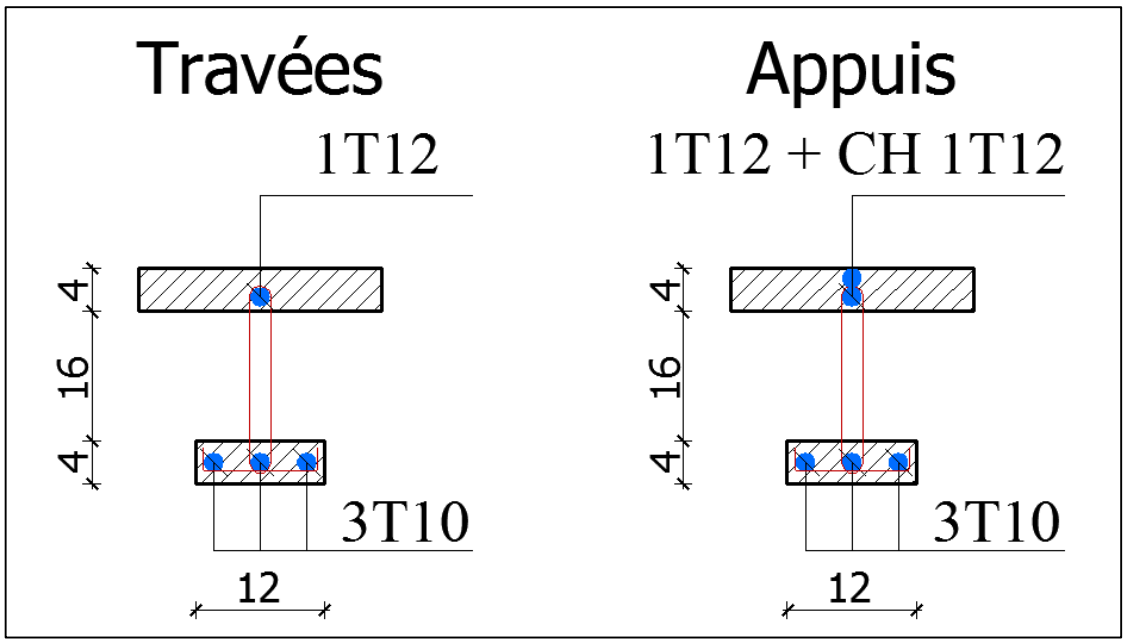


Figure III.3-15 : Ferraillages des poutrelles

III.3.10 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

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

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50cm \Rightarrow A_\perp \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_\perp \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_\perp}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

1- Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; ϕ=5mm.

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98cm²

(T5 ⟶ e = 15cm).

2- Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 cm^2$

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98cm²

(T5 ⟶ e = 15cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : **TS ∅5 (150x150x5)**

III.4 LES DALLES PLEINES :

III.4.1 Methode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.4.2 Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

1- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
2- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
5- La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
6- Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

Un côté libre par un trait sans hachures

Un appui simple par une hachure

Un encastrement par une double hachure

III.4.3 Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes } - \Sigma \text{ des Travaux Internes } = 0$$

1- Travail externe

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$\mathbf{T_{ext}} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

$\mathbf{T_{ext}}$ = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

2- Travail interne

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\mathbf{T_{int} = M.l.}\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.4.4 Calcul des dalles triangulaires :

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

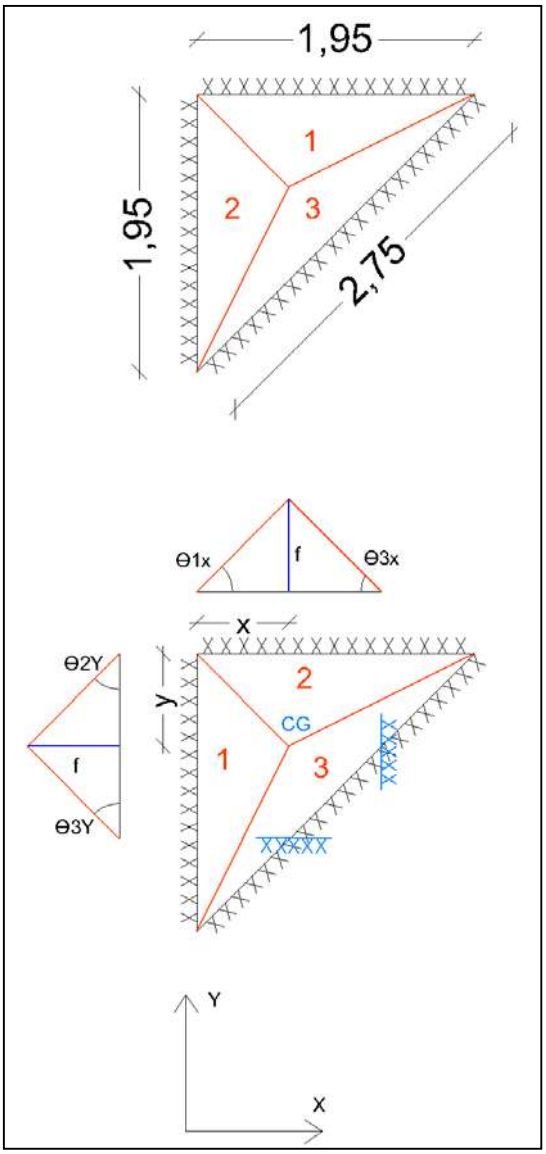


Figure III.4-1 : Les ligne de rupture de dalle triangulaire

1- Calcul de la charge totale :

- **Plancher terrasse :**

$G = 7.22 KN/m^2$ $\quad P_u = 11.25\ KN/m^2.$

$Q = 1\ KN/m^2$ $\quad P_{ser} = 8.22\ KN/m^2.$

- **Plancher habitation :**

$G = 6.91\ KN/m^2$ $\quad P_u = 11.58\ KN/m^2$

$Q = 1.5\ KN/m^2$ $\quad P_{ser} = 8.41\ KN/m^2$

- **Plancher bureau :**

$G = 6.91\ KN/m^2$ $\quad P_u = 13.08\ KN/m^2$

$Q = 2.5\ KN/m^2$ $\quad P_{ser} = 9.41\ KN/m^2$

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

$P_u = 13.08\ KN/m^2$

$P_{ser} = 9.41\ KN/m^2$

2- Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \qquad \text{avec} \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

3- Travaille externe :

$$Text(1) = Pu \times (S1) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(2) = Pu \times (S2) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(3) = Pu \times (S3) \times \frac{f}{3}$$

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = Pu \times (S1 + S2 + S3) \times \frac{f}{3} = Pu \times (\frac{L_x \times L_y}{2}) \times \frac{f}{3}$$

D'où :

$$\text{Text} = Pu \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{1.95 \times 1.95}{2}\right) \times \frac{f}{3} = 0.65 \times Pu \times f$$

$$\text{Text} = 0.65 \times Pu \times f$$

4- Travail interne :

$$\text{Tint}(1) = M \times Ly \times \theta 1x + M \times Ly \times \theta 1x = 2M \times Ly \times \theta 1x \quad \text{avec} \quad \theta 1x = \frac{f}{x}$$

$$\text{Tint}(1) = 2M \times Ly \times \frac{f}{x}$$

$$\text{Tint}(2) = M \times Lx \times \theta 2y + 0.5M \times Lx \times \theta 2y = 1.5M \times Lx \times \theta 2y \quad \text{avec} \quad \theta 2y = \frac{f}{y}$$

$$\text{Tint}(2) = 1.5 \times M \times Lx \times \frac{f}{y}$$

$$\text{Tint}(3) = M \times Ly \times \theta 3x + M \times Lx \times \theta 3y + M \times Ly \times \theta 3x + M \times Lx \times \theta 3x$$

$$\text{avec} \begin{cases} \theta 3x = \dfrac{f}{lx - 2x} \\ \theta 3y = \dfrac{f}{ly - 2y} \end{cases}$$

$$\text{Tint}(3) = M \times Ly \times \frac{f}{lx - 2x} + M \times Lx \times \frac{f}{ly - 2y} + M \times Ly \times \frac{f}{lx - 2x} + M \times Lx \times \frac{f}{ly - 2y}$$

$$\text{Tint}(3) = 2 \times M \times f \times (\frac{Ly}{lx - 2x} + \frac{Lx}{ly - 2y})$$

D'où :

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = M \times f \times (1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y})$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \text{Tint} = \sum \text{Text}$

$$M \times (1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y}) = 0.65 \times Pu$$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times (1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y})}{0.65}$$

$$P_u = f(x,y)\,dx \begin{cases} \frac{dp}{dx} \rightarrow \frac{-3.9}{x^2} + \frac{7.8}{(1.95-2x)^2} \\ \frac{dp}{dy} \rightarrow \frac{-2.93}{y^2} + \frac{7.80}{(1.95-2y)^2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} x = 0.57\ m \\ y = 0.53\ m \end{cases}$$

Donc :

$$Pu = 22.96 \times Mu \implies Mu = \frac{P_u}{22.96} = \frac{13.08}{22.96} = 0.56\ KN.m$$

$$Pser = 22.96 \times Mser \implies Mser = \frac{P_{ser}}{22.96} = \frac{9.41}{22.96} = 0.41\ KN.m$$

alors : $\begin{cases} Mu = 0.56\ KN.m \\ Mser = 0.41\ KN.m \end{cases}$

III.4.4.1 Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 0.42\ KN.m$ ..... Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mu = -0.28\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

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

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

1- En travée

$$A = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{0.42\ .\ 10^6}{1000\ \times\ 125^2 \times\ 14.17} = 0.002\ cm^2$$

$\mu < \mu l(0.392)$ .... A'=0

$\beta = 0.999$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.42\ .\ 10^6}{0.999\ .125.348} = 0.0096\ cm^2$$

$$Amin = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

$$A = Amin = 1.5\ cm^2$$

2- En appuis

$$A = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{0.28\ .\ 10^6}{1000\ \times\ 125^2\ \times\ 14.17} = 0.001\ cm^2$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.999$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{0.28\ .\ 10^6}{0.999\ .125.348} = 0.0064\ cm^2$$

$$Amin = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

$$A = Amin = 1.5\ cm^2$$

Tableau III.4-1 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	0.42	12.5	0.002	0. 999	1.5	5T10=3.93
Eux appuis	0.28	12.5	0.001	0.999	1.5	5T10=3.93

3- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15\ .\ldots\ldots c.v$$

4- Condition d'espacement :

$$St\ = \frac{100-5}{4} \approx 25cm\ \leq\ Min\left[3h = 45\ ;\ 33cm\right] = 33cm\ \ldots\ldots\ C.V$$

III.4.4.2 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = \ Mty = \ 0.75 \times Mser = 0.31\ KN.m$ …… Le moment en travée

$Max = \ May = -0.5 \times Mser = -0.21\ KN.m$ …… Le moment aux appuis

1- En travée

A= 3.93 cm²

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$

$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$100y^2 + 30 \times 3.93 \times y - 30 \times 3.93 \times 12.5$

$100y^2 + 117.9 \times y - 1473.75 = 0 \ldots\ldots\ldots\ y = 3.29$

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

$$I = \frac{100}{3}3.29^3 + 15x\ 3.93(12.5 - 3.29)^2 \ldots\ldots\ldots I = 6187.42\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.31x10^6}{6187.42x10^4}x32.9 = 0.16\ MPA$$

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

2- Aux appuis

A=3.93 cm²

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28$

$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$

$100y^2 + 30x3.93xy - 30x3.93x12.5$

$100y^2 + 117.9y - 1473.75 = 0 \ldots\ldots\ldots\ y = 3.29$

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

$$I = \frac{100}{3}3.29^3 + 15x3.93(12.5 - 3.29)^2 \ldots\ldots\ldots I = 6187.42\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.21x10^6}{6187.42x10^4}x32.9 = 0.11\ MPA$$

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.\,fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4.4.3 Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{13.08 \times 1.95 \times 1.95}{2 \times 1.95 + 1.95} = 8.5 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{13.08 \times 1.95 \times 1.95}{3 \times 1.95} = 8.5 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{8.5 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.068 \text{ MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{MPA} \dots\dots\dots C.V$$

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

III.4.4.4 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.95} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.95} = 0.076 > \frac{1}{10} \times \frac{0.42}{6.21} = 0.007 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots c.v$$

III.4.5 Calcul des dalles rectangulaire :

1- Calcul de la charge totale

$G = 6.91\ KN/m^2$ } $P_u = 13.08\ KN/m^2$

$Q = 2.5\ KN/m^2$ } $P_{ser} = 9.41\ KN/m^2$

2- Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \quad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

3- Travaille externe :

$$Text(1) = Pu \times \left(\frac{4 \times x}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(2) = Pu \times \left(\frac{2 \times x}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(3) = Pu \times ((4.80 - 2x) \times 2) \times \frac{f}{2}$$

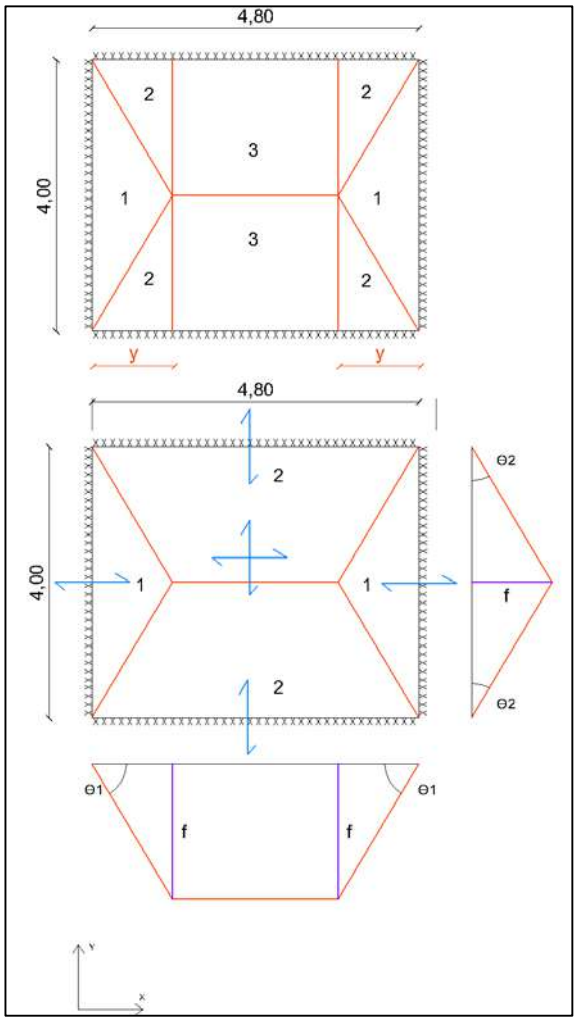


Figure III.4-2 : Les ligne de rupture de dalle rectangulaire

Donc :

$$Text = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = 2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$$

D'où :

$$Text = Pu \times f \times \left(\frac{4}{3}x + \frac{4}{3}x + 9.6 - 4x\right) = Pu \times f \times \left(9.6 - \frac{4}{3}x\right)$$

$$Text = Pu \times f \times (9.6 - 1.33x)$$

4- Travail interne :

$$Tint\ (1) = M \times Ly \times \theta 1 + M \times Ly \times \theta 1 = 2\,M \times Ly \times \theta 1 \quad avec \quad \theta 1 = \frac{f}{x}$$

$$Tint\ (1) = 2\,M \times Ly \times \frac{f}{x}$$

$$\text{Tint}\,(2) = \text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2 \; + \; 0.5\text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2 \; = 1.5\,\text{M} \times \text{Lx} \times \theta 2 \qquad \text{avec} \quad \theta 2 = \frac{\text{f}}{2}$$

$$\text{Tint}\,(2) \; = 1.5\,\text{M} \times \text{Lx} \times \frac{\text{f}}{2}$$

D'où :

$$\text{Tint} = \sum_{\text{i}=1}^{3} \text{T}_{\text{int}}\,(\text{i}) \quad = \text{M} \times \text{f} \times (7.2 + \frac{16}{\text{x}})$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum\text{Tint} = \sum\text{Text}$

$$\text{M} \times (7.2 + \frac{16}{\text{x}}) \; = \text{Pu} \times (9.6 - 1.33\text{x})$$

On obtient :

$$\text{Pu} = \frac{\text{M} \times (7.2 + \frac{16}{\text{x}})}{(9.6 - 1.33\text{x})}$$

$$\text{Pu} \; = \; \text{f}\,(\text{x})\text{dx} \quad \Longrightarrow \quad \frac{\text{dp}}{\text{dx}} \quad \rightarrow \quad \text{x} = 2.35$$

Donc :

$$\text{Pu} = 2.16 \times \; \text{Mu} \; \Longrightarrow \; \text{Mu} \; = \frac{\text{P}_{\text{u}}}{2.16} = \frac{13.08}{2.16} = 6.05\ \text{KN.m}$$

$$\text{Pser} = 2.16 \times \; \text{Mser} \; \Longrightarrow \; \text{Mser} \; = \frac{\text{P}_{\text{ser}}}{2.16} = \frac{9.41}{2.16} = 4.36\ \text{KN.m}$$

alors : $\begin{cases} \text{Mu} \; = \; 6.05\ \text{KN.m} \\ \text{Mser} \; = \; 4.36\ \text{KN.m} \end{cases}$

III.4.5.1 Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$\text{Mtx} = \; \text{Mty} = \; 0.75 \times \text{Mu} = 4.54\ \text{KN.m}$ ... ... Le moment en travée

$\text{Max} = \; \text{May} = -0.5 \times \text{Mu} = -3\ \text{KN.m}$ ... ... Le moment aux appuis

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

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

1- En travée

$$A = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{4.54\ .\ 10^6}{1000\ \times\ 125^2\ \times\ 14.17} = 0.021\ cm^2$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.989$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{4.54\ .\ 10^6}{0.989\ .125.348} = 1.06\ cm^2$$

$$Amin = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

$A = Amin = 1.5\ cm^2$

2- En appuis

$$A = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{3\ \times\ 10^6}{1000\ \times\ 125^2\ \times\ 14.17} = 0.013\ cm^2$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.994$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{3\ .\ 10^6}{0.994\ .125.348} = 0.69\ cm^2$$

$$Amin = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

$A = Amin = 1.5\ cm^2$

Tableau III.4-2 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	4.54	12.5	0.021	0.989	1.5	5T10=3.93
Eux appuis	2.00	12.5	0.009	0.994	1.5	5T10=3.93

3- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15\ .\ldots\ldots c.v$$

4- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \leq Min\left[3h = 45\ ;\ 33cm\right] = 33cm \ \ldots\ldots\ldots\ C.V$$

III.4.5.2 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 3.27\ KN.m \ \ldots\ldots\ldots \text{ Le moment en travée}$$

$$Max = May = -0.5 \times Mser = -2.18\ KN.m \ \ldots\ldots\ldots \text{ Le moment aux appuis}$$

1- En travée

A= 3.93 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 3.93 \times y - 30 \times 3.93 \times 12.5$$

$$100y^2 + 117.9 \times y - 1473.75 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 3.29cm$$

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

$$I = \frac{100}{3}3.29^3 + 15x\ 3.93(12.5-3.29)^2 \ldots\ldots\ldots I = 6187.42cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{3.27x10^6}{6187.42x10^4}x32.9 = 1.73\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

2- Aux appuis

A=3.93 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$100y^2 + 30x3.93xy - 30x3.93x12.5$

$100y^2 + 117.9y - 1473.75 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 3.29\ \text{cm}$

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

$$I = \frac{100}{3}3.29^3 + 15x3.93(12.5-3.29)^2 \ldots\ldots\ldots I = 6187.42\ \text{cm}^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{2.18x10^6}{6187.42x10^4}x32.9 = 1.15\ \text{MPA}$$

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15\text{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4.5.3 Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28}$$

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{13.08 \times 4.80 \times 4.00}{2 \times 4.80 + 4.00} = 18.46\ \text{KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{13.08 \times 4.80 \times 4.00}{3 \times 4.80} = 17.44\text{KN}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{18.46 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.148\ \text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28} = \frac{0.07}{1.5}25 = 1.17\text{MPA} \ldots\ldots\ldots C.V$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.139\text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b}f_{c28} = \frac{0.07}{1.5}25 = 1.17\text{MPA} \ldots\ldots\ldots C.V$$

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

III.4.5.4 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{4.8} = 0.72 \; > \; \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{4.8} = 0.72 \; > \; \frac{1}{10} \times \frac{3}{27.10} = 0.001 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.003 \; < \; \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$$

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2 DEPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.
- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

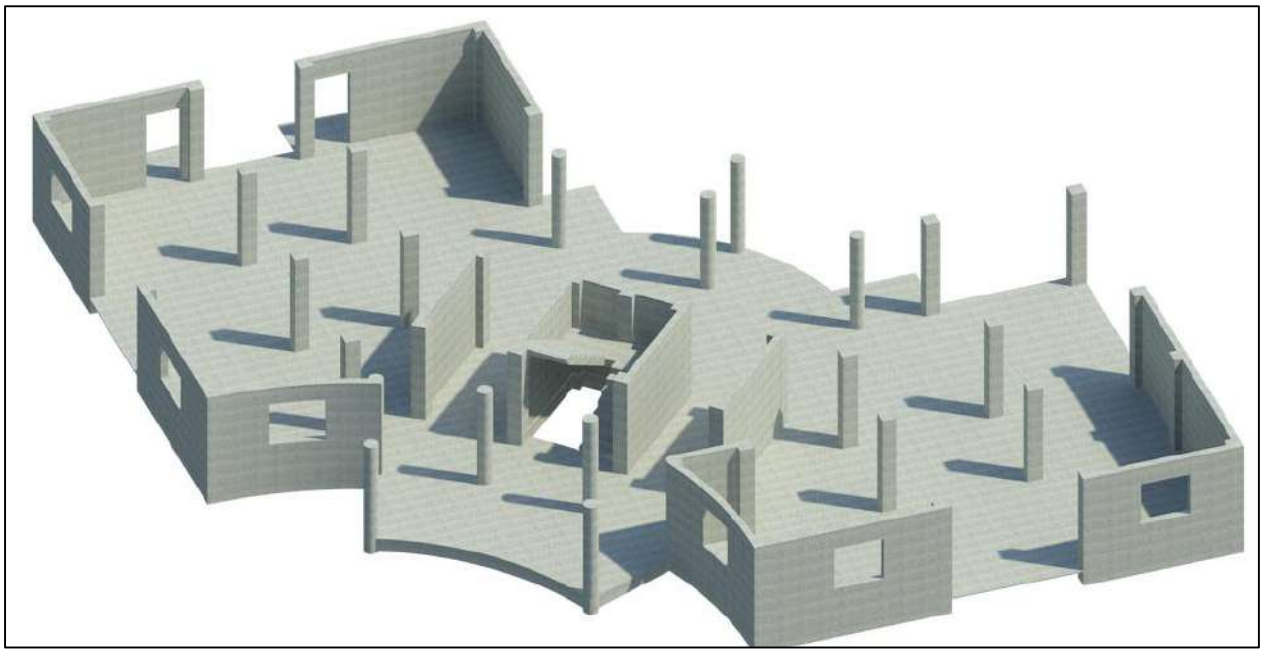


Figure IV.2-1 : Déposition des voiles (vue 3D)

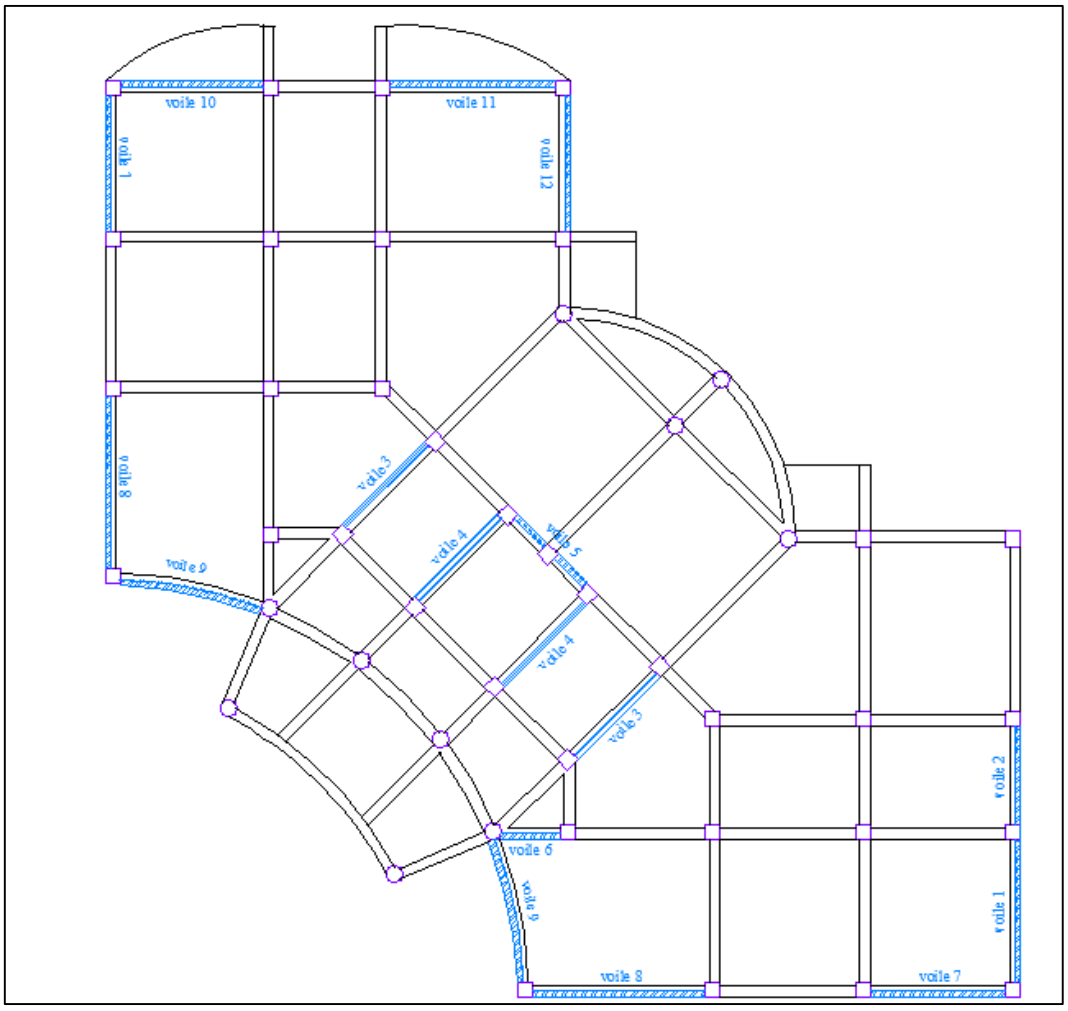


Figure IV.2-2: IV.2 Déposition des voiles (vue en plan)

IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.3.1 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

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

IV.3.2 Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

Tableau IV.3-1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	Rigidités et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)
24.99	4.694E+04	3.623E+06	10.876	12.238	4073.071	11.492	11.683
21.93	9.911E+04	7.459E+06	10.888	11.760	4511.315	11.807	11.385
18.87	1.742E+05	1.289E+07	10.881	11.535	4622.654	11.777	11.434
15.81	2.780E+05	1.420E+07	10.896	11.513	4645.472	11.802	11.392
12.75	4.568E+05	1.787E+07	10.869	12.254	4813.470	11.673	11.499
9.69	7.665E+05	2.346E+07	10.845	12.080	4836.973	11.644	11.230
6.63	1.500E+06	5.179E+07	10.720	11.939	4896.912	11.645	11.231
3.57	3.946E+06	4.050E+07	10.615	11.116	6211.582	13.112	12.815

On remarque que le sens y plus rigide que le sens x à la raison le nombre des voiles dans le sens y plus que le sens x.

IV.3.4 Excentricité :

IV.3.4.1 Excentricité théorique :

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 IV.3-2 : calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
24.99	0.616	0.555
21.93	0.919	0.375
18.87	0.896	0.101
15.81	0.906	0.121
12.75	0.804	0.755
9.69	0.799	0.850
6.63	0.925	0.708
3.57	2.497	1.699

IV.3.4.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] :

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

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

$$Ex = 0{,}05.\,Lx$$

$$Ey = 0{,}05.\,Ly$$

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

Tableau IV.3-3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
24.99	24	24	1.2	1.2
21.93	24	24	1.2	1.2
18.87	24	24	1.2	1.2
15.81	24	24	1.2	1.2
12.75	24	24	1.2	1.2
9.69	24	24	1.2	1.2
6.63	24	24	1.2	1.2
3.57	24	24	1.2	1.2

IV.3.4.3 Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 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.

IV.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV.5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.5.1 PRINCIPE :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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

IV.5.2 MODELISATION :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17"

IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

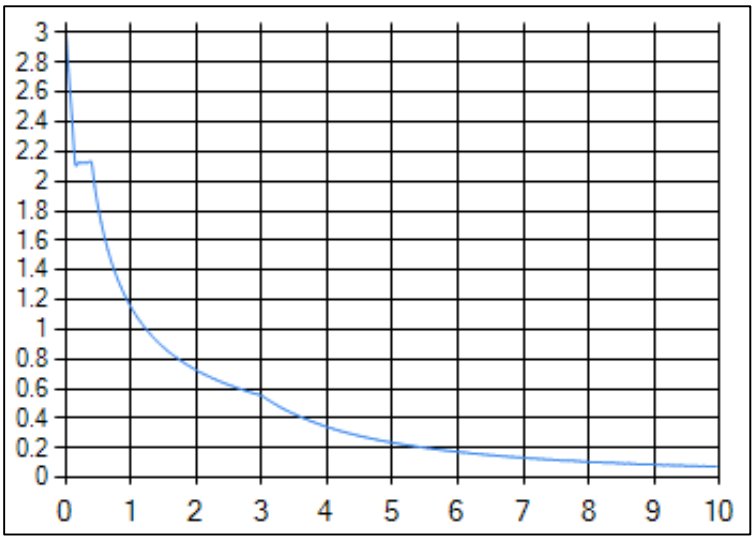


Figure IV.5-1 : Le spectre de réponse suivant x,y.

IV.5.4 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : A=0,25

IV.5.5 Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.5.6 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.5.7 Justification du coefficient de comportement R :

Suivant X :

Tableau IV.5-1 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.99	4119.067	3048.695	1070.372	1685.579	737.153	948.426
21.93	8440.995	6062.993	2378.002	2457.867	609.350	1848.517
18.87	12922.572	9223.973	3698.599	3313.534	666.129	2647.405
15.81	17337.072	12344.424	4992.648	3937.438	625.706	3311.732
12.75	22639.720	16309.110	6330.610	4729.672	647.660	4082.012
9.69	27495.565	19906.783	7588.782	5190.638	533.374	4657.264
6.63	32855.712	24669.786	8185.926	5637.343	632.024	5005.319
3.57	39004.353	30016.748	8987.605	5658.038	640.752	5017.286

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.5-2 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.99	100 %	74.014 %	25.986 %	100 %	43.733 %	56.267 %
21.93	100 %	71.828 %	28.172 %	100 %	24.792 %	75.208 %
18.87	100 %	71.379 %	28.621 %	100 %	20.103 %	79.897 %
15.81	100 %	71.202 %	28.798 %	100 %	15.891 %	84.109 %
12.75	100 %	72.038 %	27.962 %	100 %	13.694 %	86.306 %
9.69	100 %	72.400 %	27.600 %	100 %	10.276 %	89.724 %
6.63	100 %	75.085 %	24.915 %	100 %	11.211 %	88.789 %
3.57	100 %	76.957 %	23.043 %	100 %	11.325 %	88.675 %

Suivant Y :

Tableau IV.5-3 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
24.99	4178.964	3048.695	1130.269	1433.191	510.005	923.186
21.93	8526.620	6062.993	2463.627	2373.192	525.743	1847.449
18.87	13033.631	9223.973	3809.658	3263.580	520.445	2743.135
15.81	17469.046	12344.424	5124.622	3922.572	561.952	3360.620
12.75	22463.226	16309.110	6154.116	4630.195	589.331	4040.864
9.69	27294.432	19906.783	7387.649	5070.940	459.175	4611.765
6.63	32681.995	24669.786	8012.209	5441.415	546.102	4895.313
3.57	39111.466	30016.748	9094.718	5438.466	558.209	4880.257

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.5-4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
24.99	100 %	72.953 %	27.047 %	100 %	35.585 %	64.415 %
21.93	100 %	71.107 %	28.893 %	100 %	22.153 %	77.847 %
18.87	100 %	70.771 %	29.229 %	100 %	15.947 %	84.053 %
15.81	100 %	70.665 %	29.335 %	100 %	14.326 %	85.674 %
12.75	100 %	72.604 %	27.396 %	100 %	12.728 %	87.272 %
9.69	100 %	72.933 %	27.067 %	100 %	9.055 %	90.945 %
6.63	100 %	75.484 %	24.516 %	100 %	10.036 %	89.964 %
3.57	100 %	76.747 %	23.253 %	100 %	10.264 %	89.736 %

IV.5.8 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :

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

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5-5 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.15	**1.15**

IV.5.9 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 [Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S3 $\Longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

IV.6 **Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :**

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

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

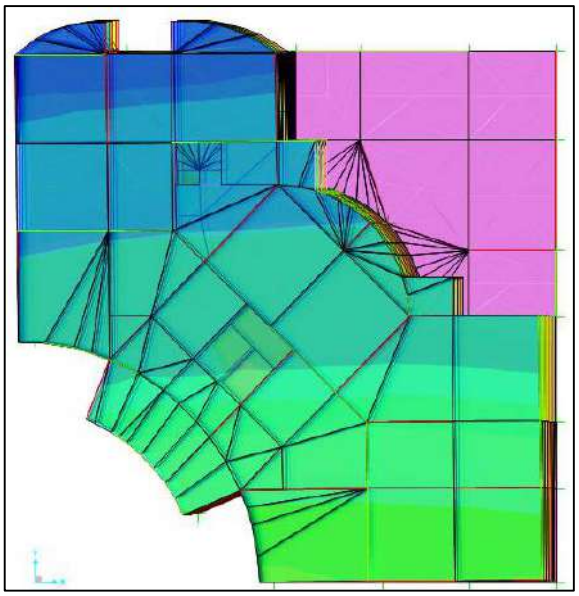
- **Résistance des éléments :**

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

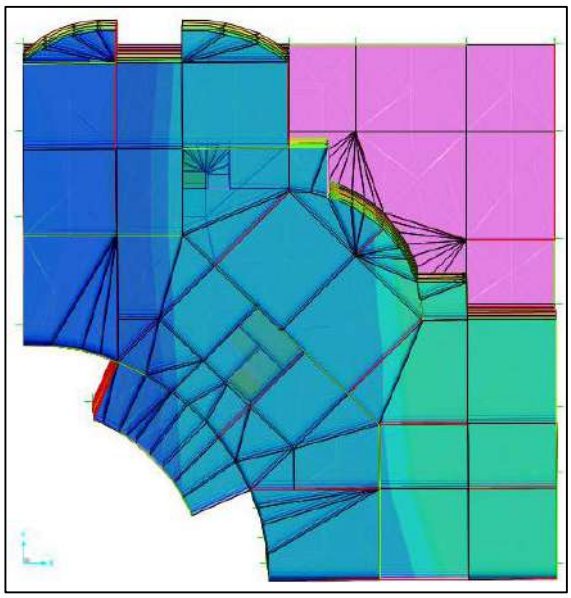
IV.6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.6-1 : Vérification de comportement des trois premiers modes

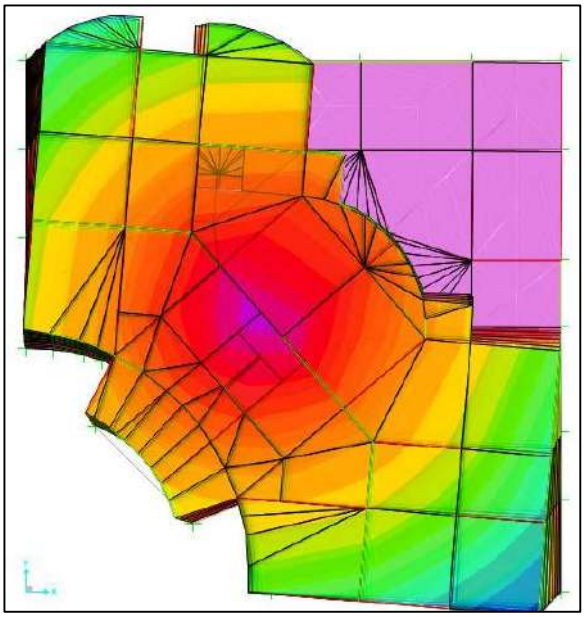
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.425	65.381 %	0.04 %	0.619 %	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.385	0.128 %	66.399 %	0.657 %	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.270	0.854 %	0.469 %	65.03 %	Rotation autour l'axe Z



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure IV.6-1: Vérification de comportement des trois premiers modes

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe X car le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.6-2 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.425	65.381	0.04	0.619	65.381	0.04	0.619
Mode 2	0.385	0.128	66.399	0.657	65.509	66.439	1.276
Mode 3	0.27	0.854	0.469	65.03	66.363	66.908	66.306
Mode 4	0.107	19.387	1.447	0.124	85.751	68.354	66.43
Mode 5	0.107	0.011	0.004	0	85.762	68.359	66.43
Mode 6	0.099	1.283	19.323	0.169	87.045	87.681	66.599
Mode 7	0.094	0.033	0.105	0.002	87.078	87.787	66.601
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 47	0.052	3.888	0.553	0.022	**92.936**	89.264	88.518
Mode 48	0.051	0.011	0.144	0.026	92.947	89.408	88.544
Mode 49	0.051	0.002	0.039	0	92.948	89.447	88.544
Mode 50	0.051	0.018	0.029	0.001	92.966	89.476	88.545
Mode 51	0.05	0.11	0.043	0.009	93.076	89.518	88.554
Mode 52	0.049	0.059	0.004	0.004	93.135	89.523	88.558
Mode 53	0.048	0.006	0.002	0.001	93.141	89.525	88.559
Mode 54	0.048	0	0	0	93.141	89.525	88.559
Mode 55	0.047	1.255	5.223	0.1	94.397	**94.748**	88.658
$\sum T$	**4.59 s**						

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 47eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 55eme mode

Le mode retenu = 55 mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 55 : T=4.59 s

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$ (plus souple que l'autre sens)

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique statique [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases} \ldots\ldots\ldots [\text{Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003}]$$

T2 = 0,5 s, (site S3) …….[Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{ [Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 24.99 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 24 \text{ m} \\ Dy = 24 \text{ m} \\ h_n = 24.99 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.559 \text{ s}$$

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.459s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.459s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc :

T=0.459 s

$D = 2.5\eta = 2.205 \ldots\ldots\ldots 0 \leq 0.459 \leq 0.50$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.15 ; Q_y=1.15

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]}$$

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 42230.63 KN

$$V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 42230.63 = 7649.024 \text{ KN}$$

Tableau IV.6-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	force statique (KN)	force dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	7649.024	5895.268	0.771	Non Vérifiée
Suivant y	7649.024	5982.312	0.782	Non Vérifiée

Pour les deux directions (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.04$

$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.025$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 6131.079 \text{ KN} \\ E_{dy} = 6131.870 \text{ KN} \end{cases}$

Vérification :

Tableau IV.6-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	force statique (KN)	force dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	7649.024	6131.079	0.802	Vérifiée
Suivant y	7649.024	6131.87	0.802	Vérifiée

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

IV.6.4.1 Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

IV.6.4.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : F_t = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de V soit (V – F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(v - F_t)w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

Tableau IV.6-5 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (KN)	Wihi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
24.99	4069.624	101699.911	1219.644	1219.801
21.93	4392.75	96333.015	1155.281	1155.43
18.87	4468.166	84314.29	1011.145	1011.276
15.81	4492.145	71020.811	851.722	851.832
12.75	4658.984	59402.05	712.383	712.475
9.69	4677.843	45328.302	543.603	543.673
6.63	4737.784	31411.508	376.705	376.753
3.57	6086.761	21729.738	260.595	260.629
		511239.624		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.6-6 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
24.99	1219.644	1219.801	30482.827	30478.904
21.93	1155.281	1155.43	25338.58	25335.312
18.87	1011.145	1011.276	19082.778	19080.306
15.81	851.722	851.832	13467.464	13465.725
12.75	712.383	712.475	9084.056	9082.883
9.69	543.603	543.673	5268.191	5267.513
6.63	376.705	376.753	2497.872	2497.554
3.57	260.595	260.629	930.446	930.324
		$\sum M_R$	**106152.214**	**106138.521**

IV.6.4.3 Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

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

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.6-7 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
24.99	4069.624	11.492	11.683	47545.4172	46768.119
21.93	4392.75	11.807	11.385	50011.4588	51865.1993
18.87	4468.166	11.777	11.434	51089.01	52621.591
15.81	4492.145	11.802	11.392	51174.5158	53016.2953
12.75	4658.984	11.673	11.499	53573.657	54384.3202
9.69	4677.843	11.644	11.230	52532.1769	54468.8039
6.63	4737.784	11.645	11.231	53210.0521	55171.4947
3.57	6086.761	13.112	12.815	78001.8422	79809.6102
			$\sum M_R$	**437138.13**	**448105.434**

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.6-8 : Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
106152.214	106138.521	437138.13	448105.434	**4.12**	**4.22**	Vérifiée

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Suivant X :

Tableau IV.6-9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
24.99	1.61	3.5	5.64	0.88	3.06	Vérifiée	2.88	3.5
21.93	1.36	3.5	4.76	0.88	3.06	Vérifiée	2.88	3.5
18.87	1.11	3.5	3.88	0.9	3.06	Vérifiée	2.94	3.5
15.81	0.85	3.5	2.98	0.85	3.06	Vérifiée	2.78	3.5
12.75	0.61	3.5	2.13	0.77	3.06	Vérifiée	2.52	3.5
9.69	0.39	3.5	1.36	0.62	3.06	Vérifiée	2.03	3.5
6.63	0.21	3.5	0.74	0.74	3.06	Vérifiée	2.40	3.5
3.57	0	3.5	0	0	3.57	Vérifiée	0	3.5

Suivant Y :

Tableau IV.6-10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
24.99	1.23	3.5	4.30	0.62	3.06	Vérifiée	2.03	3.5
21.93	1.05	3.5	3.68	0.67	3.06	Vérifiée	2.19	3.5
18.87	0.86	3.5	3.01	0.66	3.06	Vérifiée	2.16	3.5
15.81	0.67	3.5	2.35	0.67	3.06	Vérifiée	2.19	3.5
12.75	0.48	3.5	1.68	0.60	3.06	Vérifiée	1.96	3.5
9.69	0.31	3.5	1.08	0.48	3.06	Vérifiée	1.57	3.5
6.63	0.17	3.5	0.60	0.60	3.06	Vérifiée	1.96	3.5
3.57	0	3.5	0	0	3.57	Vérifiée	0	3.5

- **Vérification des déplacements en tête :**

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

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.6-11 : Vérification des déplacements en tête

	δek (cm)	R	δk (cm)	δ adm (cm)	Vérification
δx	1.611	3.5	5.64	10	Vérifiée
δy	1.229	3.5	4.3	10	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles.

IV.6.6 Vérification de cisaillement des éléments :

IV.6.6.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ ..... fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x fc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ ..... fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

Tableau IV.6-12 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x40	30	37.5	139.06	ELU	1.236	3.33	Vérifiée
PS 30x35	30	32.5	93.035	G+Q+EdX	0.954	3.33	Vérifiée
PPL 30x30	30	27.5	63.818	G+Q+EdY	0.774	3.33	Vérifiée
CH 30x30	30	27.5	13.671	ELU	0.166	3.33	Vérifiée
Longrine	30	32.5	23.487	G+Q+EdX	0.241	3.33	Vérifiée

IV.6.6.2 Les poteaux [Art 7.4.3.2 RPA99v2003] :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton ƫbu sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau} = Pd\ fc28$$

Avec:

$$Pd = \begin{cases} 0.075 \longrightarrow \lambda = 5 \\ 0.04 \longrightarrow \lambda \neq 5 \end{cases} \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L}{b/\sqrt{12}}$$

1- Poteaux carrées

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
POT 55X55	55	55	36.938	G+Q+ EdX	0.128	1	Vérifiée
POT 55X55	55	55	145.074	G+Q +EdY	0.502	1	Vérifiée
POT 50X50	50	50	73.399	G+Q+ EdX	0.309	1	Vérifiée
POT 50X50	50	50	66.177	G+Q+ EdY	0.279	1	Vérifiée
POT 45X45	45	45	68.882	G+Q+ EdX	0.36	1	Vérifiée
POT 45X45	45	45	75.087	G+Q+ EdY	0.393	1	Vérifiée
POT 40X40	40	40	74.78	G+Q+ EdX	0.499	1	Vérifiée
POT 40X40	40	40	88.302	G+Q+ EdY	0.589	1	Vérifiée

2- Poteaux circulaires :

Elément	b (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
POT C 55	55	54.653	G+Q+EdX	0.189	1	Vérifiée
POT C 55	55	51.593	G+Q+EdY	0.179	1	Vérifiée
POT C 50	50	38.495	G+Q+EdX	0.162	1	Vérifiée
POT C 50	50	37.756	G+Q+EdY	0.159	1	Vérifiée
POT C 45	45	39.924	G+Q+EdX	0.209	1	Vérifiée
POT C 45	45	47.636	G+Q+EdY	0.249	1	Vérifiée
POT C 40	40	77.16	G+Q+EdX	0.514	1	Vérifiée
POT C 40	40	54.54	G+Q+EdY	0.364	1	Vérifiée

IV.6.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV.6-13 : les nouvelles sections choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
6eme étage	40	40
5eme étage	40	40
4eme étage	40	40
3eme étage	40	40
2eme étage	45	45
1er étage	45	45
RDC	50	50
S/Sol	55	55

Vérification :

Tableau IV.6-14 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

	N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	υ ≤ 0.3	
POT 55X55	Suivant x	1946.272	280900	G+Q+EdX	0.277	Vérifiée
	Suivant y	1997.685	280900	G+Q+EdY	0.284	Vérifiée

IV.6.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

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 du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X :

Tableau IV.6-15 : Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
24.99	306	4069.624	0.88	1426.927	8.20E-03	Vérifiée
21.93	306	4392.75	0.88	2314.373	5.46E-03	Vérifiée
18.87	306	4468.166	0.9	3123.357	4.21E-03	Vérifiée
15.81	306	4492.145	0.85	3733.374	3.34E-03	Vérifiée
12.75	306	4658.984	0.77	4634.565	2.53E-03	Vérifiée
9.69	306	4677.843	0.62	5137.136	1.84E-03	Vérifiée
6.63	306	4737.784	0.46	5555.911	1.28E-03	Vérifiée
3.57	357	6086.761	0	5661.998	0	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.6-16 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
24.99	306	4069.624	0.62	1063.986	7.75E-03	Vérifiée
21.93	306	4392.75	0.67	1905.662	5.05E-03	Vérifiée
18.87	306	4468.166	0.66	2689.35	3.58E-03	Vérifiée
15.81	306	4492.145	0.67	3290.325	2.99E-03	Vérifiée
12.75	306	4658.984	0.6	4546.917	2.01E-03	Vérifiée
9.69	306	4677.843	0.48	4995.625	1.47E-03	Vérifiée
6.63	306	4737.784	0.39	5337.542	1.13E-03	Vérifiée
3.57	357	6086.761	0	5412.679	0	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ.

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

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 :

  1- E.L.U : 1,35G +1,5Q
  2- E.L.S : G + Q

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

  1- G + Q ± E
  2- 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation

E : charges sismique.

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 V.2-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14,2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

V.2.2 Recommandation des règlements :

V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003 :

1- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de :
   - 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0,003.St.b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

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

$$St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right] \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{ [Zone nodale]}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{ [Zone courant]}$$

V.2.2.2 Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \ldots\ldots\ldots [A.7.1.2.1\ CBA93]$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right] \ldots\ldots\ldots [A.6.4.2\ CBA93]$$

Calcule et vérification de l'espacement :

$$St = \min[0.9d;\ 40cm] \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.2\ CBA93]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \ldots\ldots\ldots [art\ A.5.1.2.3\ CBA93]\right.$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

V.2.3.1 Poutres principales (30x40)

Tableau V.2-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Usage		Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calculé (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Intermédiaire	30x40	Travée	85.51	G+Q+Edx	7.11	3HA14+3HA12	8.01
			Appui	-109.33	G+Q+Edx	7.89	3HA14+3HA12	8.01
	Rive	30x40	Travée	59.52	0.8G+Edx	4.13	5HA12	5.65
			Appui	-89.59	G+Q+EdY	6.36	6HA12	6.79
Habitation	Intermédiaire	30x40	Travée	93.43	0.8G+Edx	6.65	3HA14+3HA12	8.01
			Appui	-110.51	G+Q+Edx	7.98	6HA14	9.24
	Rive	30x40	Travée	68.78	0.8G+Edx	4.81	5HA12	5.65
			Appui	-106.31	G+Q+EdY	7.65	3HA14+3HA12	8.01
Bureau	Intermédiaire	30x40	Travée	99.85	0.8G+Edx	7.15	3HA14+3HA12	8.01
			Appui	-115.75	G+Q+Edx	8.39	6HA14	9.24
	Rive	30x40	Travée	72.50	0.8G+Edx	5.08	5HA12	5.65
			Appui	-110.32	G+Q+Edx	7.97	3HA14+3HA12	8.01

Le choix :

Tableau V.2-3 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calculé (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x40	Travée	85.51	G+Q+Edx	7.11	3HA14+3HA12	8.01
		Appui	-109.33	G+Q+Edx	7.89	3HA14+3HA12	8.01
Habitation	30x40	Travée	93.43	0.8G+Edx	6.65	3HA14+3HA12	8.01
		Appui	-110.51	G+Q+Edx	7.98	6HA14	9.24
Bureau	30x40	Travée	99.85	0.8G+Edx	7.15	3HA14+3HA12	8.01
		Appui	-115.75	G+Q+Edx	8.39	6HA14	9.24

V.2.3.2 Poutres secondaires (30x35)

Tableau V.2-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)

Usage	Position	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	A calculé (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Intermédiaire	30x35	-55.95	G+Q+Edx	4.53	5HA12	5.65
	Rive	30x35	-32.37	G+Q+Edy	2.56	3HA12	3.39
Habitation	Intermédiaire	30x35	-60.33	G+Q+Edx	4.91	5HA12	5.65
	Rive	30x35	-42.60	G+Q+Edy	3.41	4HA12	4.52
Bureau	Intermédiaire	30x35	-65.40	G+Q+Edx	5.35	5HA12	5.65
	Rive	30x35	-45.52	G+Q+Edy	3.65	4HA12	4.52

Le choix :

Tableau V.2-5 : choix du Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)

Usage	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x35	-55.95	G+Q+Edx	4.53	5HA12	5.65
Habitation	30x35	-60.33	G+Q+Edx	4.91	5HA12	5.65
Bureau	30x35	-65.40	G+Q+Edx	5.35	5HA12	5.65

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}.$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.2.4.1 Poutres principales :

Tableau V.2-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40)

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	30x40	Travée	52.54	8.01	4.62	6.44	194.47	77.15	15	201.63
		Appui	-60.60	4.62	8.01	7.42	201.63	88.99	15	201.63
Habitation	30x40	Travée	54.22	8.01	4.62	6.64	200.68	79.62	15	201.63
		Appui	-71.17	4.62	9.24	8.34	201.63	101.49	15	201.63
Bureau	30x40	Travée	62.42	8.01	4.62	7.65	201.63	91.66	15	201.63
		Appui	-80.61	4.62	9.24	9.45	201.63	114.95	15	201.63

V.2.4.2 Poutres secondaires

Tableau V.2-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35)

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \overline{\sigma_s}'$ Mpa
Terrasse	30x35	Travée	33.28	3.39	3.39	7.18	201.63	74.09	15	201.63
		Appui	-21.31	5.65	5.65	3.52	127.7	38.90	15	201.63
Habitation	30x35	Travée	36.51	3.39	3.39	7.87	201.63	81.28	15	201.63
		Appui	-28.11	5.65	5.65	4.64	168.45	51.31	15	201.63
Bureau	30x35	Travée	36.67	3.39	3.39	7.91	201.63	81.63	15	201.63
		Appui	-28.41	5.65	5.65	4.69	170.25	51.86	15	201.63

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie 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

V.2.5.1 Poutres principales

Tableau V.2-8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	30x40	Travée	3HA14+3HA12=8.01	12.63	6	1.2	Vérifiée
		Appui	3HA14+3HA12=8.01	12.63			
Habitation	30x40	Travée	3HA14+3HA12=8.01	12.63	6	1.2	Vérifiée
		Appui	6HA14=9.24	13.86			
Bureau	30x40	Travée	3HA14+3HA12=8.01	12.63	6	1.2	Vérifiée
		Appui	6HA14=9.24	13.86			

V.2.5.2 Poutres secondaires

Tableau V.2-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Usage	Section	$A_{adoptée}$ (cm²)	A total (cm²)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	30x35	5HA12=5.65	6.78	5.25	1.05	Vérifiée
		5HA12=5.65	11.3			
Habitation	30x35	5HA12=5.65	6.78	5.25	1.05	Vérifiée
		5HA12=5.65	11.3			
Bureau	30x35	5HA12=5.65	6.78	5.25	1.05	Vérifiée
		5HA12=5.65	11.3			

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.2-10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP 30x40	1.236	33.75	1.96	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS 30x35	0.954	29.25	0.91	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

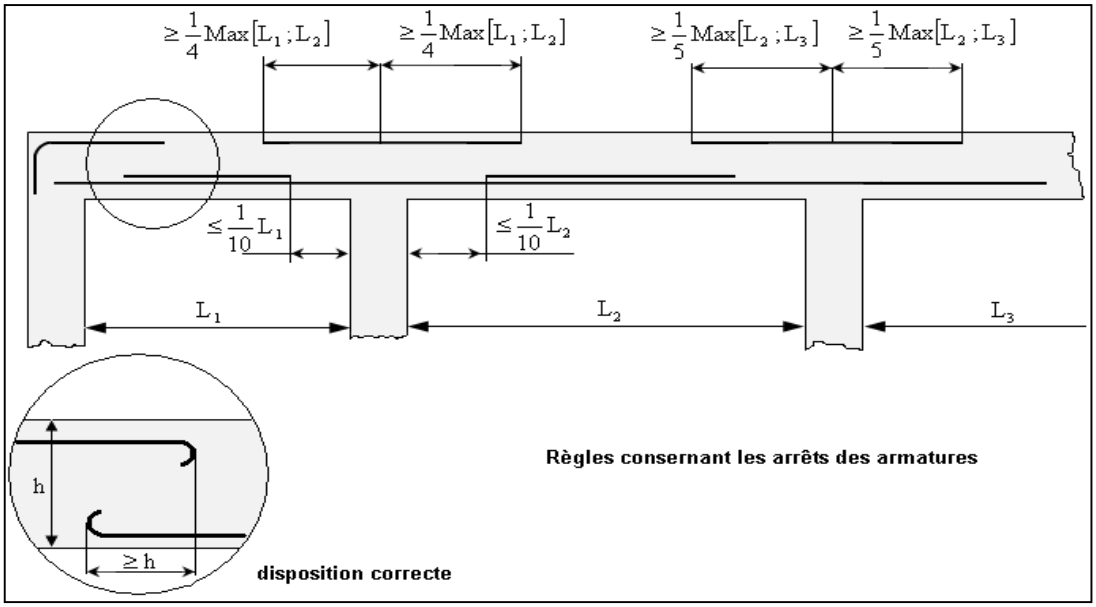


Figure V.2-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.7 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Tableau V.2-11 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres

		1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30x40	4.80	0.083	0.0625	Vérifiée	0.083	0.064	Vérifiée	0.011	0.0105	**C.N.V**
PS30x35	4.80	0.072	0.0625	Vérifiée	0.072	0.100	**C.N.V**	0.007	0.0105	Vérifiée

V.2.7.1 Poutres principales

Tableau V.2-12 : Vérification de la flèche des poutres principales

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (KN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
8.01	4.62	62.42	5.00	1.12	201.63	0.53	2.95	217449.14	5.4	10	Vérifiée

V.2.7.2 Poutres secondaires :

Tableau V.2-13 : Vérification de la flèche des poutres secondaires

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
3.39	3.39	36.67	4.80	0.70	201.63	0.25	6.04	130070.00	4.8	9.6	Vérifiée

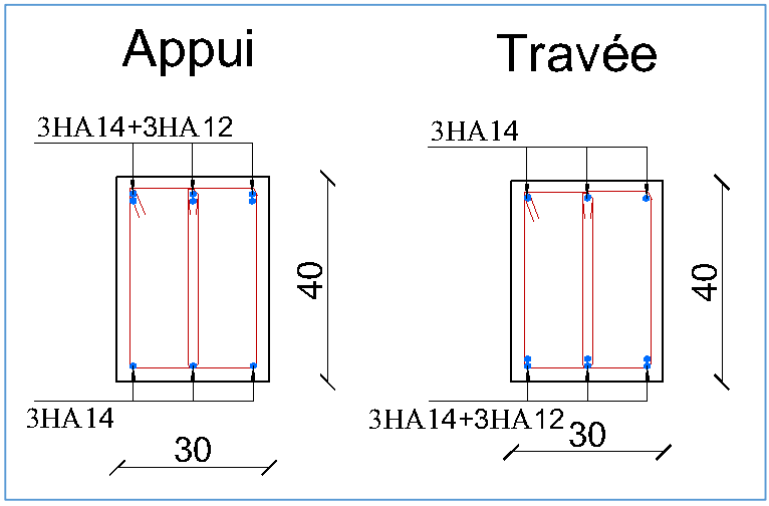


Figure V.2-2 : Ferraillage des poutres principales (terrasse)

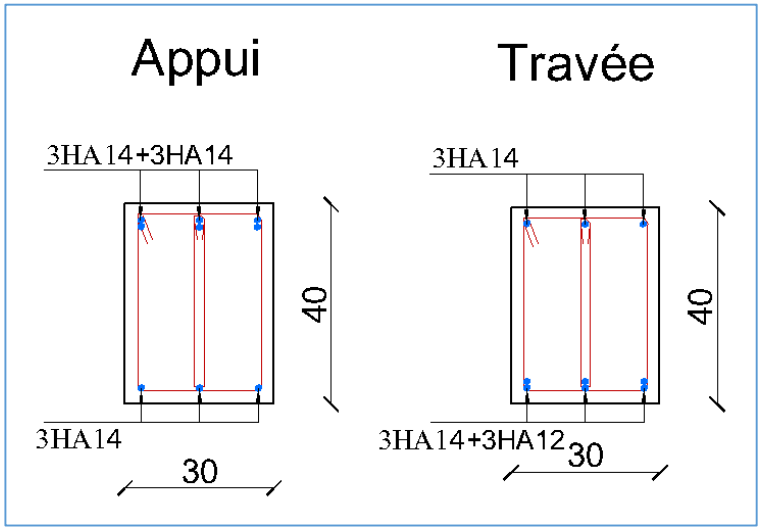


Figure V.2-3 : Ferraillage des poutres principales (habitation, bureau)

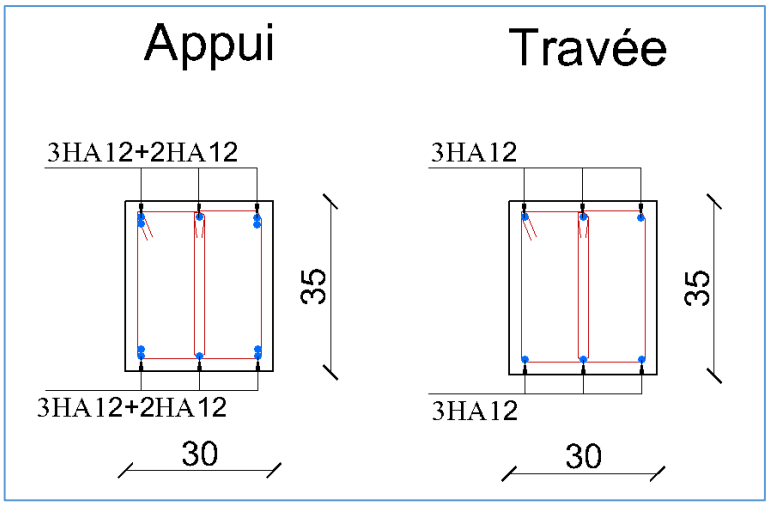


Figure V.2-4 : Ferraillage des poutres secondaire

V.3 FERRAILLAGES DES POTEAUX :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14,2$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

1- Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,9% en zone III

2. Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

3. Leur diamètre minimal et de 12 mm.
4. La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 Φ en zone I, IIa.
- 50 Φ en zone IIb, III.

5. La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
   - 25 cm en zone I, IIa.
   - 20 cm en zone IIb, III.
6. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

2- Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \dots\dots\dots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda g = (\frac{lf}{a} ou \frac{lf}{b})$

a,b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend $f_e = 235$ MPa

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $Ø_t$ minimum.

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

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés :

V.3.2.1 A l'ELU :

Tableau V.3-1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés

Section	Niveau	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix
55x55	3.57	Nmax→Mcor	1932.90	41.85	1.35G+1.5Q	8.8	27.23	4HA20+8HA16=28.65 cm²
		Nmin →Mcor	-980.12	10.13	0.8G+Edx	25.52		
		Mmax→Ncor	703.59	90.63	G+Q+Edx	8.8		
50x50	6.63	Nmax→Mcor	1640.65	10.61	1.35G+1.5Q	8.0	22.50	12HA16=24.13 cm²
		Nmin →Mcor	-820.66	12.16	0.8G+Edx	21.88		
		Mmax→Ncor	-306.59	57.74	G+Q+Edx	14.00		
45x45	9.69	Nmax→Mcor	1365.43	8.40	1.35G+1.5Q	7.2	18.23	12HA16=24.13 cm²
		Nmin →Mcor	-648.48	3.08	0.8G+Edy	16.40		
		Mmax→Ncor	842.15	51.14	G+Q+Edx	7.2		
45x45	12.75	Nmax→Mcor	1100.16	11.4	1.35G+1.5Q	7.2	18.23	
		Nmin →Mcor	-446.91	2.56	0.8G+Edy	11.50		
		Mmax→Ncor	589.52	84.38	G+Q+Edy	7.2		
40x40	15.81	Nmax→Mcor	865.10	25.57	1.35G+1.5Q	6.4	14.40	8HA16=16.08 cm²
		Nmin →Mcor	-266.60	2.67	0.8G+Edy	7.06		
		Mmax→Ncor	506.29	66.21	G+Q+Edy	6.4		
40x40	18.87	Nmax→Mcor	633.78	13.32	1.35G+1.5Q	6.4	14.40	
		Nmin →Mcor	-140.46	2.13	0.8G+Edy	6.4		
		Mmax→Ncor	320.71	74.79	G+Q+Edy	6.4		
40x40	21.93	Nmax→Mcor	407.71	14.35	1.35G+1.5Q	6.4	14.40	
		Nmin →Mcor	-75.43	0.76	0.8G+Edy	6.4		
		Mmax→Ncor	253.52	74.29	G+Q+Edy	6.4		
40x40	24.99	Nmax→Mcor	246.74	25.04	G+Q+Edx	6.4	14.40	
		Nmin →Mcor	-130.25	36.08	0.8G+Edy	6.4		
		Mmax→Ncor	74.64	79.24	G+Q+Edx	6.4		

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.3-2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_b Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s'}$ Mpa	Vérification
55x55	1408.25	2.98	28.65	4.16	62.23	15	201.63	Vérifiée
50x50	1196.2	7.87	24.13	4.29	64.12	15	201.63	Vérifiée
45x45	996.51	6.24	24.13	4.31	64.46	15	201.63	Vérifiée
40x40	631.92	18.66	16.08	4.73	68.54	15	201.63	Vérifiée

V.3.3 Ferraillages des poteaux circulaires

V.3.3.1 A l'ELU :

Tableau V.3-3 : Ferraillage longitudinal des poteaux circulaire

Section	Niveau	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Le choix
55	3.57	Nmax→Mcor	1418.41	9.1	1.35G+1.5Q	6.91	21.38	12HA16=24.13
		Nmin →Mcor	-682.86	13.91	0.8G+Edx	18.53		
		Mmax→Ncor	289.51	40.04	G+Q+Edx	6.91		
50	6.63	Nmax→Mcor	1187.07	22.62	1.35G+1.5Q	6.28	17.67	12HA16=24.13
		Nmin →Mcor	-410.38	27.27	0.8G+Edx	13.42		
		Mmax→Ncor	205.23	68.94	G+Q+Edy	6.28		
45	9.69	Nmax→Mcor	998.98	17.19	1.35G+1.5Q	5.65	14.31	8HA16=16.08
		Nmin →Mcor	-212.32	27.52	0.8G+Edx	8.86		
		Mmax→Ncor	790.29	52.33	G+Q+Edy	5.65		
45	12.75	Nmax→Mcor	821.3	20.10	1.35G+1.5Q	5.65		
		Nmin →Mcor	-91.45	7.9	0.8G+Edx	5.65		
		Mmax→Ncor	633.16	76.82	G+Q+Edy	5.65		
40	15.81	Nmax→Mcor	649.76	13.42	1.35G+1.5Q	5.03	11.31	8HA14=12.32
		Nmin →Mcor	-82.61	6.29	0.8G+Edx	5.03		
		Mmax→Ncor	497.74	59.03	G+Q+Edy	5.03		
40	18.87	Nmax→Mcor	484.87	15.22	1.35G+1.5Q	5.03		
		Nmin →Mcor	-35.3	44.23	0.8G+Edx	5.03		
		Mmax→Ncor	350.07	65.03	G+Q+Edy	5.03		
40	21.93	Nmax→Mcor	324.68	15.08	1.35G+1.5Q	5.03		
		Nmin →Mcor	-74.06	42.95	0.8G+Edx	5.03		
		Mmax→Ncor	133.41	64.3	G+Q+Edy	5.03		
40	24.99	Nmax→Mcor	182.71	31.67	1.35G+1.5Q	5.03		
		Nmin →Mcor	-85.85	49.14	0.8G+Edx	5.03		
		Mmax→Ncor	115.23	73.29	G+Q+Edy	5.03		

V.3.3.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.3-4 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_b Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s'}$ Mpa	Vérification
55	1032.51	6.56	24.13	4.09	60.92	15	201.63	Vérifiée
50	864.59	16.31	24.13	4.74	69.52	15	201.63	Vérifiée
45	728.46	12.39	16.08	5.09	74.48	15	201.63	Vérifiée
40	474.69	9.74	12.32	4.56	65.92	15	201.63	Vérifiée

V.3.3.3 Déterminations des armatures transversales :

Tableau V.3-5 : Déterminations des armatures transversales

Section	T_u(kN)	λ_g	ρ_a	St_{finale}	$A_t(cm^2)$	Zone	choix
55x55	145.07	4.54	3.75	15	0.66	courante	2HA8
				10		nodale	
50x50	73.39	4.28	3.75	15	0.66	courante	2HA8
				10		nodale	
45x45	69.89	4.76	3.75	15	0.66	courante	2HA8
				10		nodale	
40x40	74.87	5.35	2.5	10	0.66	courante	2HA8
				10		nodale	

V.3.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales ::

Tableau V.3-6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
40x40	Courante	0.168	5.35	Oui	-	-
	Nodale	0.252		Oui	-	-
45x45	Courante	0.150	4.76	-	Oui	-
	Nodale	0.224		-	Oui	-
50x50	Courante	0.135	4.28	-	Oui	-
	Nodale	0.202		-	Oui	-
55x55	Courante	0.122	4.54	-	Oui	-
	Nodale	0.184		-	Oui	-

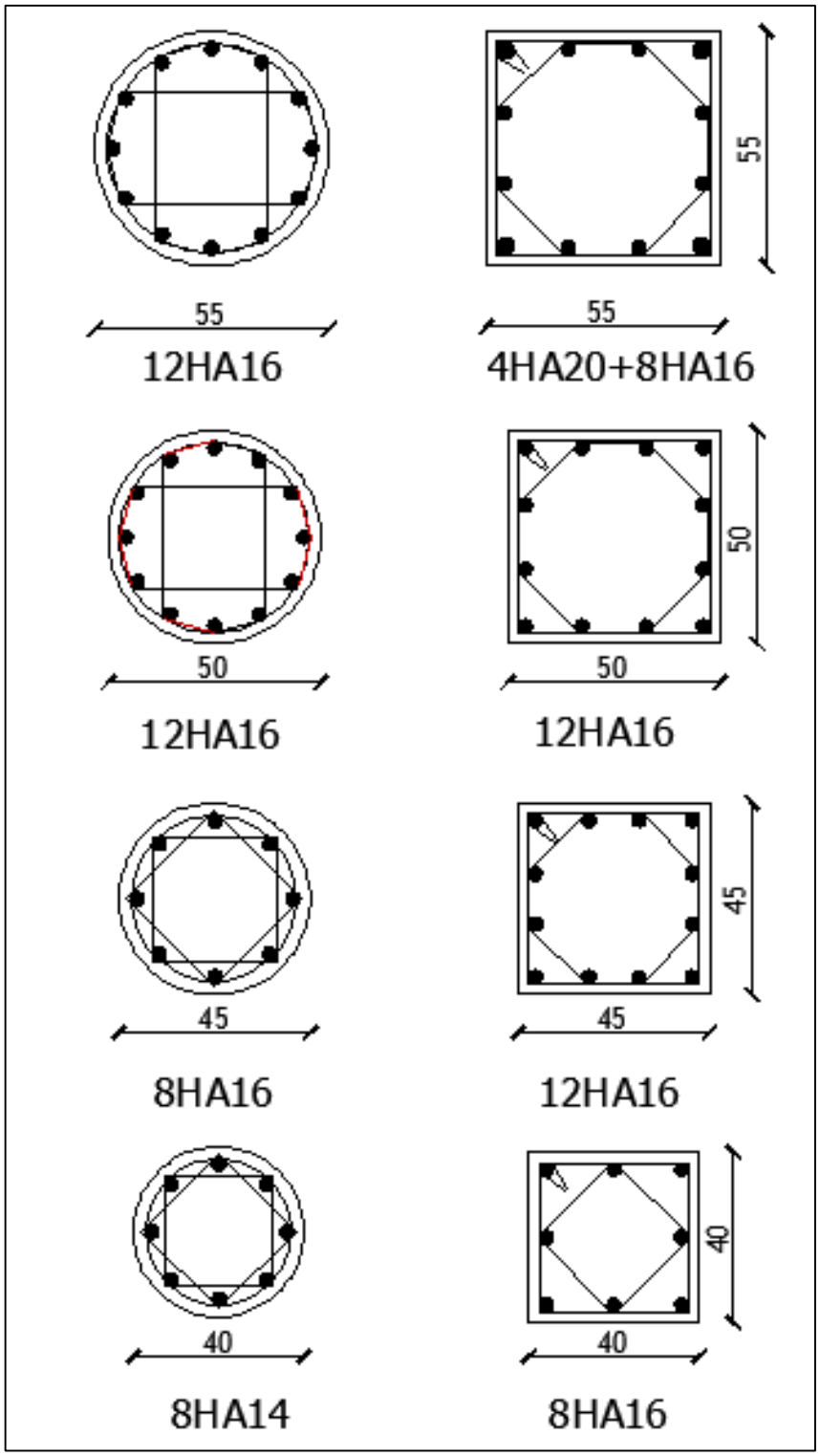


Figure V.3-1 : Ferraillage des poteaux carrés et circulaires

V.4 **FERRAILLAGES DES VOILES :**

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.1 Voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2 Voiles avec files d’ouvertures :

V.4.2.1 Trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d’armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2 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).
- Des aciers diagonaux Ad

Tableau V.4-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ = 14,2Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ = 18.48Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

V.4.3 Recommandations des règlements :

V.4.3.1 Recommandation du RPA99v2003

1- Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Av =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

2- 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 "

3- Calcule et vérification de l'espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sh \leq \min [1.5a;\ 30cm]$$

4- Armatures transversales :

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.2 Recommandations du CBA93 :

1- Armatures verticales

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

2- Calcule et vérification de l'espacement :

$$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm] \ldots\ldots\ldots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \ldots\ldots\ldots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \ldots\ldots\ldots [\text{art A. 5.1.2.3 CBA93}]$$

3- Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$$\bar{\tau} = 0.2fc28$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

V.4.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

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.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser :

$$\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10}.a$$

a : largeur de voile

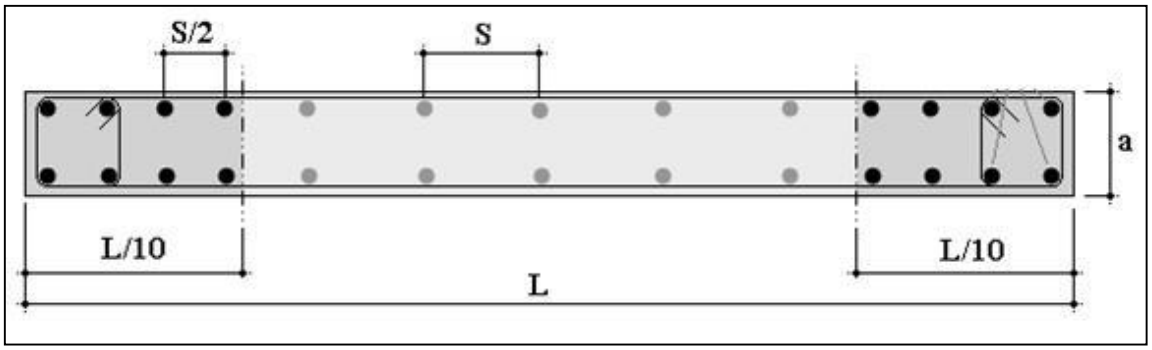


Figure V.4-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4 Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1 Armatures verticales :

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

Tableau V.4-2 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_1	365x15	1590.53	2622.24	ACC	15.2	15.2	15	2x(24HA10=18.85)
	V_2	245x15	2373.13	1413.96	ACC	10.4	10.4	15	2x(16HA10=12.57)
	V_3	295x15	926.53	859.24	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_4	295x15	1979.04	1072.54	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_5	95x15	545.03	357.15	ACC	4.4	4.4	15	2x(6HA10=4.71)
	V_6	145x15	636.89	538.22	ACC	6.40	6.40	15	2x(10HA10=7.58)
RDC	V_1	370x15	1451.10	2346.49	ACC	15.2	15.2	15	2x(24HA10=18.85)
	V_2	250x15	2170.52	1227.61	ACC	10.4	10.4	15	2x(16HA10=12.57)
	V_3	300x15	898.92	824.06	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_4	300x15	1874.2	982.30	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_5	95x15	488.32	301.2	ACC	4.4	4.4	15	2x(6HA10=4.71)
	V_6	145x15	592.50	496.71	ACC	6.40	6.40	15	2x(10HA10=7.58)
1^{er}-$2^{ème}$ étage	V_1	375x15	1229.54	2069.71	ACC	15.2	15.2	15	2x(24HA10=18.85)
	V_2	255x15	1912.55	1084.40	ACC	10.4	10.4	15	2x(16HA10=12.57)
	V_3	305x15	854.16	688.75	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_4	305x15	1701.3	850.12	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_5	95x15	452.89	277.2	ACC	4.4	4.4	15	2x(6HA10=4.71)
	V_6	145x15	540.61	440.0	ACC	6.40	6.40	15	2x(10HA10=7.58)
$3^{ème}$-$6^{ème}$ étage	V_1	380x15	745.82	1406.76	ACC	15.2	15.2	15	2x(24HA10=18.85)
	V_2	260x15	1149.94	730.61	ACC	10.4	10.4	15	2x(16HA10=12.57)
	V_3	310x15	449.13	626.51	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_4	310x15	1512.3	748.21	ACC	12.4	12.4	15	2x(20HA10=15.71)
	V_5	95x15	408.89	245.32	ACC	4.4	4.4	15	2x(6HA10=4.71)
	V_6	145x15	490.54	402.86	ACC	6.40	6.40	15	2x(10HA10=7.58)

Tableau V.4-3 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	A_{Min} CBA(cm^2)	Vérification
s-sol	V_1	365x15	2x(24HA10=18.85)	8.21	5.47	Vérifiée
	V_2	245x15	2x(16HA10=12.57)	5.51	3.67	
	V_3	295x15	2x(20HA10=15.71)	6.63	4.42	
	V_4	295x15	2x(20HA10=15.71)	6.63	4.42	
	V_5	95x15	2x(6HA10=4.71)	2.13	1.42	
	V_6	145x15	2x(10HA10=7.58)	3.26	2.17	
RDC	V_1	370x15	2x(24HA10=18.85)	8.32	5.55	Vérifiée
	V_2	250x15	2x(16HA10=12.57)	5.62	3.75	
	V_3	300x15	2x(20HA10=15.71)	6.74	4.50	
	V_4	300x15	2x(20HA10=15.71)	6.74	4.50	
	V_5	100x15	2x(6HA10=4.71)	2.24	1.50	
	V_6	150x15	2x(10HA10=7.58)	3.37	2.25	
1^{er} et $2^{ème}$ étage	V_1	375x15	2x(24HA10=18.85)	8.43	5.62	Vérifiée
	V_2	255x15	2x(16HA10=12.57)	5.73	3.82	
	V_3	305x15	2x(20HA10=15.71)	6.85	4.57	
	V_4	305x15	2x(20HA10=15.71)	6.85	4.57	
	V_5	105x15	2x(6HA10=4.71)	2.35	1.57	
	V_6	155x15	2x(10HA10=7.58)	3.48	2.32	
$3^{ème}$ et $6^{ème}$ étage	V_1	380x15	2x(24HA10=18.85)	8.54	6.69	Vérifiée
	V_2	260x15	2x(16HA10=12.57)	5.84	3.89	
	V_3	310x15	2x(20HA10=15.71)	6.96	4.64	
	V_4	310x15	2x(20HA10=15.71)	6.96	4.64	
	V_5	110x15	2x(6HA10=4.71)	2.46	1.64	
	V_6	160x15	2x(10HA10=7.58)	3.59	2.39	

V.4.4.2 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4-4 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s'}$ Mpa	vérification
V_1	365x15	885.75	3.88	18.85	18.85	1.48	22.13	15	201.63	Vérifiée
V_2	245x15	722.65	7.77	12.57	12.57	1.82	27.34	15	201.63	Vérifiée
V_3	295x15	1010.9	13.48	15.71	15.71	2.11	31.67	15	201.63	Vérifiée
V_4	295x15	962.02	56.28	15.71	15.71	2.16	32.41	15	201.63	Vérifiée
V_5	95x15	392.97	25.74	4.71	4.71	3.41	50.43	15	201.63	Vérifiée
V_6	145x15	418.93	5.70	7.58	7.58	1.83	27.37	15	201.63	Vérifiée

V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.4-5 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins.

Niveau	voile	S (cm^2)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_1	365x15	322	15	815.14	2.32	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_2	245x15	322	15	530.72	2.25	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_3	295x15	317	15	252.82	0.89	5	15	2x (21HA10=16.49)
	V_4	295x15	317	15	269.42	0.95	5	15	2x (21HA10=16.49)
	V_5	95x15	322	15	148.7	1.62	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_6	145x15	317	15	182.4	1.30	5	15	2x (21HA10=16.49)
RDC et étage courant	V_1	370x15	271	15	942.32	2.64	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_2	250x15	271	15	561.45	2.33	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_3	300x15	266	15	260.56	0.90	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_4	300x15	266	15	104.76	0.36	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_5	100x15	271	15	184.19	1.91	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_6	150x15	266	15	123.38	0.85	5	15	2x (19HA10=14.92)

V.4.4.4 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.4-6 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.5.1 Trumeaux

V.4.5.1.1 Armatures verticales :

Tableau V.4-7 : calcul des armatures verticales

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_7	345x15	1308.14	2365.26	ACC	14.4	14.4	15	2x (22HA10=17.28)
	V_8	445x15	1804.60	3803.31	ACC	18.4	18.4	15	2x (30HA10=23.56)
	V_9	375x15	1592.34	2502.3	ACC	15.6	15.6	15	2x (25HA10=19.93)
	V_{10}	365x15	1635.75	3541.12	ACC	15.2	15.2	15	2x (25HA10=19.63)
	V_{11}	425x15	1887.73	4725.54	ACC	17.6	17.6	15	2x (28HA10=21.99)
	V_{12}	345x15	1243.03	2452.99	ACC	14.4	14.4	15	2x (22HA10=17.28)
RDC	V_7	210x15	1148.12	1350.02	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)
	V_8	250x15	1559.09	2357.18	ACC	10.6	10.6	15	2x (17HA10=13.35)
	V_9	380x15	1144.34	2103.22	ACC	15.8	15.8	15	2x (25HA10=16.93)
	V_{10}	370x15	1878.50	3051.44	ACC	15.4	15.4	15	2x (25HA10=19.63)
	V_{11}	430x15	1801.76	3994.48	ACC	17.8	17.8	15	2x (28HA10=21.99)
	V_{12}	210x15	1036.79	1336.84	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)
1^{er} -$2^{ème}$ étage	V_7	215x15	987.72	1140.05	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)
	V_8	255x15	1316.10	2130.15	ACC	10.6	10.6	15	2x (17HA10=13.35)
	V_9	385x15	1322.34	1709.05	ACC	16.0	16.0	15	2x (25HA10=16.93)
	V_{10}	375x15	1752.51	2636.07	ACC	15.6	15.6	15	2x (25HA10=19.63)
	V_{11}	435x15	1657.16	3428.94	ACC	18	18	15	2x (28HA10=21.99)
	V_{12}	215x15	904.83	1152.82	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)
$3^{ème}$ - $6^{ème}$ étage	V_7	215x15	613.75	634.06	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)
	V_8	255x15	784.81	1300.57	ACC	10.6	10.6	15	2x (17HA10=13.35)
	V_9	250x15	502.12	320.2	ACC	10.6	10.6	15	2x (17HA10=13.35)
	V_{10}	280x15	906.30	1086.90	ACC	11.8	11.8	15	2x (17HA10=14.92)
	V_{11}	340x15	890.34	1417.97	ACC	14.2	14.2	15	2x (23HA10=18.06)
	V_{12}	215x15	575.53	703.95	ACC	9	9	15	2x (14HA10=11.00)

V.4.5.1.2 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4-8 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}'$ Mpa	vérification
V_7	345x15	637.86	43.50	17.28	17.28	1.23	18.48	15	201.63	Vérifiée
V_8	445x15	1030	75.83	23.56	23.56	1.51	22.66	15	201.63	Vérifiée
V_9	375x15	882.89	106.35	19.63	19.63	1.65	24.74	15	201.63	Vérifiée
V_{10}	365x15	1165.4	31.95	19.63	19.63	1.99	29.90	15	201.63	Vérifiée
V_{11}	425x15	945.59	26.22	21.99	21.99	1.39	20.82	15	201.63	Vérifiée
V_{12}	345x15	986.40	29.94	17.28	17.28	1.81	27.14	15	201.63	Vérifiée
V_7	215x15	764.84	86.01	11.00	11.00	2.73	40.71	15	201.63	Vérifiée
V_8	255x15	773.69	11.23	13.35	13.35	1.88	28.25	15	201.63	Vérifiée
V_9	250x15	471.47	69.00	13.35	13.35	1.47	22.00	15	201.63	Vérifiée
V_{10}	280x15	689.87	93.34	11.8	11.8	1.87	27.99	15	201.63	Vérifiée
V_{11}	340x15	527.01	10.11	14.2	14.2	0.98	14.72	15	201.63	Vérifiée
V_{12}	215x15	834.51	26.29	11.00	11.00	2.52	37.79	15	201.63	Vérifiée

V.4.5.1.3 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

Tableau V.4-9 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_7	345x15	317	15	585.56	1.76	5	15	2x (21HA10=16.49)
	V_8	445x15	317	15	873.16	2.03	5	15	2x (21HA10=16.49)
	V_9	375x15	322	15	870.32	2.41	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_{10}	365x15	322	15	874.85	2.49	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_{11}	425x15	322	15	1036.2	2.53	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_{12}	345x15	317	15	669.84	2.01	5	15	2x (21HA10=16.49)
RDC et étage courant	V_7	215x15	266	15	505.75	1.27	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_8	255x15	266	15	401.27	1.63	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_9	250x15	271	15	920.21	3.82	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{10}	280x15	271	15	927.60	3.44	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{11}	340x15	271	15	1134.1	3.46	5	15	2x (19HA10=14.92)
	V_{12}	215x15	266	15	264.86	1.28	5	15	2x (18HA10=14.14)

V.4.5.2 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.

V.4.5.2.1 Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

- **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]**

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$Al \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long λ>1 :

On a : $St \leq At\, fe \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. Linteau court λ< 1

On doit avoir :

$$St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On le calcul comme suit:

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

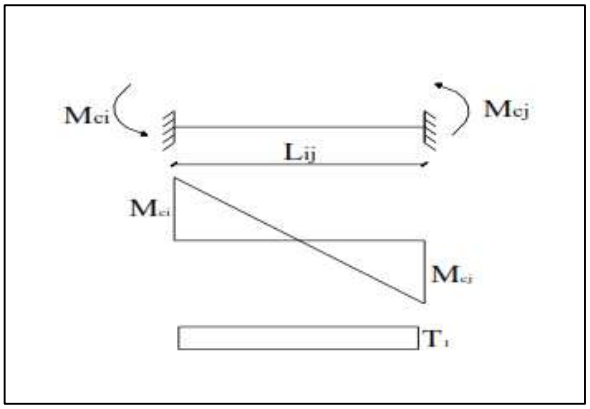


Figure V.4-2 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

- **Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

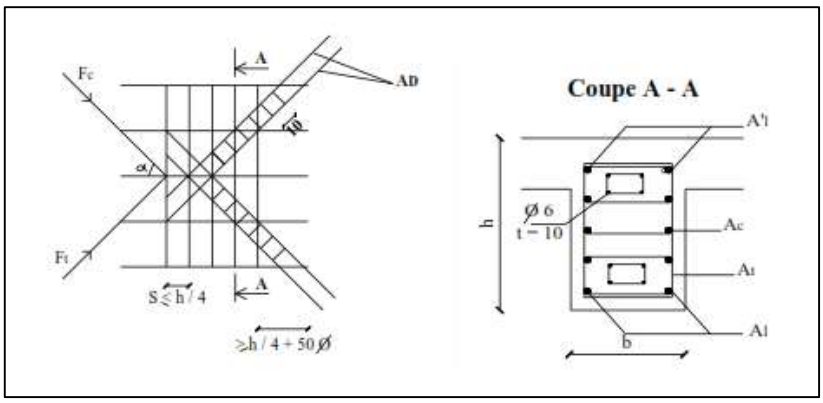


Figure V.4-3 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal** : **[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$$Al \geq 0.15\%\ b.h$$

$$Ac \geq 0.20\%\ b.h$$

$$AD = \begin{cases} 0 & si \quad \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si \quad \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si \quad \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si \quad \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

V.4.5.2.2 Ferraillage des linteaux :

- **Voile V7-x, V-7y**

Tableau V.4-10 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V7)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_7	15	186	140	464.98	2.59	311.28	Traction/compression
1ère-2ème	V_7	15	186	140	440.30	2.45	271.11	Traction/compression
2ème-3ème	V_7	15	186	140	400.00	2.23	239.38	Traction/compression
3ème- 4ème	V_7	15	186	140	347.63	1.94	194.67	Traction/compression
4ème-5ème	V_7	15	186	140	261.20	1.46	135.39	Flexion simple
5ème-6 ^{ème}	V_7	15	186	140	162.80	0.91	59.32	Flexion simple
6 ^{ème}	V_7	15	66	140	35.56	0.56	11.19	Flexion simple

Tableau V.4-11 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V7)

Niveau	A calculé (cm²)					A $_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1^{èr}	7.27	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	6.89	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	6.26	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	5.44	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	/	2.62	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(10HA10) =15.71	/
5ème-6 ^{ème}	/	1.15	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(10HA10) =15.71	/
6 ^{ème}	/	0.64	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(10HA10) =15.71	/

- **Voile V8-x, V8-y**

Tableau V.4-12 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V8)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_8	15	186	1.80	560.52	3.13	491.35	Traction/compression
1ère-2ème	V_8	15	186	1.80	557.48	3.11	481.93	Traction/compression
2ème-3ème	V_8	15	186	1.80	510.18	2.84	435.77	Traction/compression
3ème- 4ème	V_8	15	186	1.80	445.35	2.48	373.71	Traction/compression
4ème-5ème	V_8	15	186	1.80	445.35	2.48	373.71	Traction/compression
5ème-6 ^{ème}	V_8	15	186	1.80	342.40	1.91	281.84	Traction/compression
6 ^{ème}	V_8	15	66	1.80	60.87	0.96	51.18	Flexion simple

Tableau V.4-13 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V8)

Niveau	A calculé (cm²)				A $_{choisie}$ (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	9.75	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA14) =12.32	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	9.70	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA14) =12.32	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	8.87	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	7.75	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	7.75	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
5ème-6 ^{ème}	5.96	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	2x(6HA10) =9.42
6 ^{ème}	/	2.94	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(12HA10) =18.85	/

- **Voile V9-x, V9-y**

Tableau V.4-14 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V9)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
3ème- 4ème	V_9	15	186	140	455.85	2.54	319.87	Traction/compression
4ème-5ème	V_9	15	186	140	391.01	2.18	274.38	Traction/compression
5ème-6 ème	V_9	15	186	140	297.71	1.66	206.16	Traction/compression
6 ème	V_9	15	66	140	85.01	1.34	57.53	Flexion simple

Tableau V.4-15 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9)

Niveau	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
3ème - 4ème	7.15	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	6.13	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x(2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
5ème-6 ème	4.67	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x(2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
6 ème	/	3.30	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(10HA10) =15.71	/

- **Voile V10**

Tableau V.4-16 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V10)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
3ème- 4ème	V_{10}	15	86	85	309.35	3.73	1.33	Traction/compression
4ème-5ème	V_{10}	15	86	85	340.75	4.11	1.55	Traction/compression
5ème-6 ème	V_{10}	15	86	85	297.30	3.59	1.63	Traction/compression
6 ème	V_{10}	15	86	85	59.36	0.72	2.51	Flexion simple

Tableau V.4-17 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V10)

Niveau	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
3ème - 4ème	5.44	1.94	0.56	2.59	15	2x(HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
4ème - 5ème	5.99	1.94	0.56	2.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
5ème-6 ème	2.53	1.94	0.56	2.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
6 ème	/	0.11	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	/

- **Voile V11**

Tableau V.4-18 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V11)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
3ème- 4ème	V_{11}	15	86	85	248.74	3.00	4.05	Traction/compression
4ème-5ème	V_{11}	15	86	85	256.29	3.09	4.09	Traction/compression
5ème-6 ème	V_{11}	15	86	85	209.51	2.53	4.07	Traction/compression
6 ème	V_{11}	15	86	85	19.26	0.23	4.85	Flexion simple

Tableau V.4-19 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V11)

Niveau	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
3ème - 4ème	4.37	1.94	0.56	2.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
4ème - 5ème	4.50	1.94	0.56	2.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
5ème-6 ème	3.68	1.94	0.56	2.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA10) =3.14	2x(6HA10) =9.42	2x(3HA10) =4.71
6 ème	/	0.21	1.58	/	15	/	2x (5HA10) =7.85	2x(6HA10) =9.42	/

- **Voile 12**

Tableau V.4-20 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V12)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_7	15	186	140	276.16	1.54	155.67	Traction/compression
1ère-2ème	V_7	15	186	140	295.48	1.65	141.10	Traction/compression
2ème-3ème	V_7	15	186	140	304.56	1.70	147.89	Traction/compression
3ème- 4ème	V_7	15	186	140	287.20	1.60	120.23	Traction/compression
4ème-5ème	V_7	15	186	140	276.66	1.54	82.72	Traction/compression
5ème-6 ^{ème}	V_7	15	186	140	243.71	1.36	50.64	Flexion simple
6 ^{ème}	V_7	15	66	140	98.05	1.18	24.70	Flexion simple

Tableau V.4-21 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V12)

Niveau	A calculé (cm^2)					A $_{choisie}$ (cm^2)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	4.32	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
1ère - 2ème	4.62	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
2ème - 3ème	4.49	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
3ème - 4ème	5.44	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
4ème - 5ème	4.33	4.19	0.56	5.58	15	2x(4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x(10HA10) =15.71	2x(6HA10) =9.42
5ème-6 ^{ème}	/	0.98	1.58	/	15	/	2x(8HA10) =12.57	2x(10HA10) =15.71	/
6 ^{ème}	/	1.07	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(10HA10) =15.71	/

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la laitance du béton, la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 FONDATIONS SUPERFICIELLES:

Elle de composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

1- Des semelles isolées sous poteaux isolées
2- Des semelles filantes sous murs (voiles)
3- Des semelles filantes sous plusieurs poteaux
4- Des radiers.

VI.3 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.

VI.4 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

A titre indicatif et en abscence du rapport du sol on a opté pour les informations suivantes pour étudier les fondation de notre structure.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de **0.8m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

.

VI.5 LES EFFORTS NORMAUX A BASE DE LA STRUCTURE :

- **A l'ELS :**

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

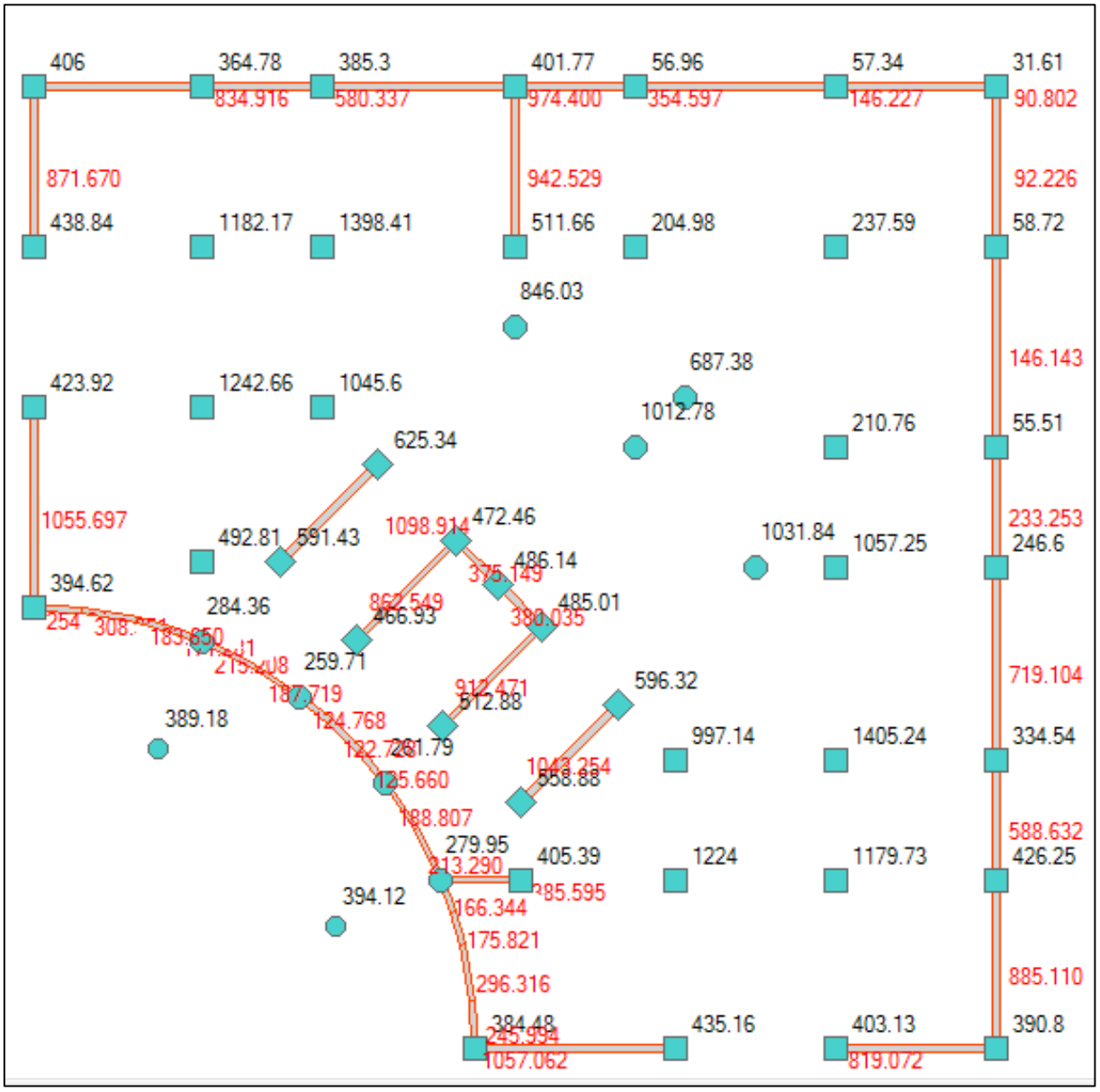


Figure VI.5-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6 LE CHOIX FINAL DES SEMELLES :

Dans ce projet on a choisis 3 types des semelles qui sont :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier partielle

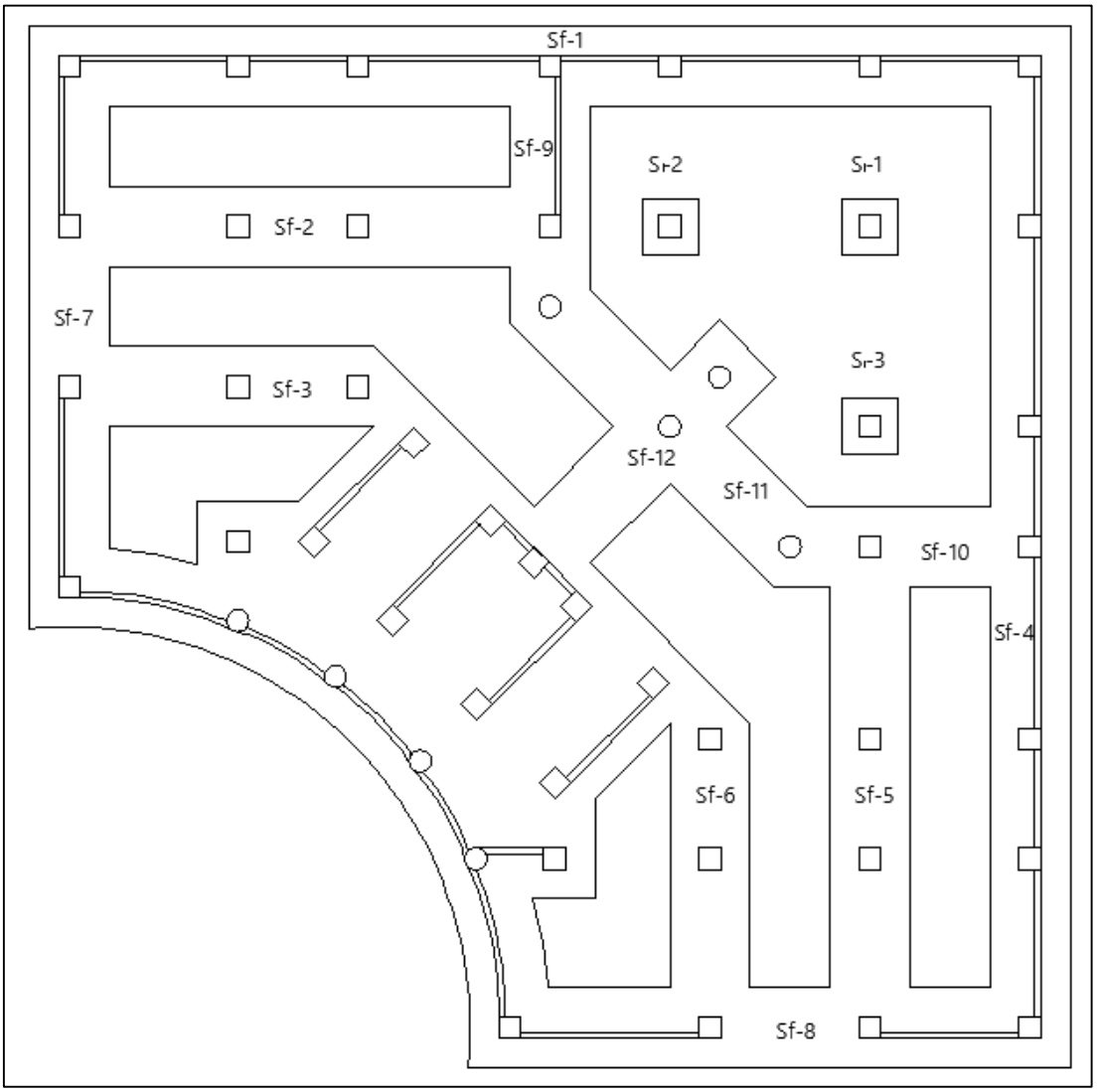


Figure VI.6-1 : Le choix finale des semelles

VI.7 CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :

VI.7.1 Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

Tableau VI.7-1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h(cm)	h_{adop} (cm)
Si-1	237.59	0.2	1.09	1.09	1.2	1.2	19.25	40
Si-2	204.98		1.02	1.02			19.25	
Si-3	210.76		1.02	1.02			19.25	

VI.7.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.7-2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal}<=\sigma_{Sol}$
Si-1	237.59	14.4	10.54	0.182	0.2	Vérifiée
Si-2	204.98	14.4	10.54	0.159		Vérifiée
Si-3	210.76	14.4	10.54	0.163		Vérifiée

VI.7.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

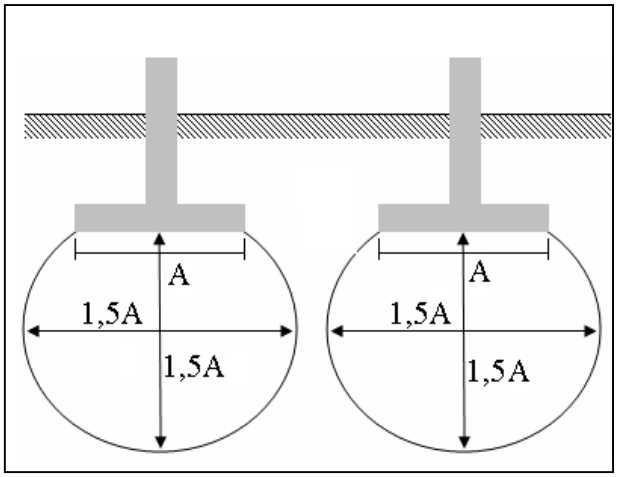


Figure VI.7-1 : Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau VI.7-3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	1.2	1.2	1.8	5	Vérifiée
Si-1→Si-3				5	Vérifiée

VI.8 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.

VI.8.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI.8-1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h calculé (m)	h adopté (m)
Sf-1	24.55	4668.16	0.20	0.95	1.8	34.25	40
Sf-2	12.55	3055.61		1.31			
Sf-3	7.75	1977.42		1.27			
Sf-4	24.55	3872.89		0.86			
Sf-5	12.55	3315.13		1.32			
Sf-6	7.75	1940.15		1.30			
Sf-7	13.55	2758.79		1.02			
Sf-8	13.55	2682.71		1.01			
Sf-9	6.55	2078.09		1.58			
Sf-10	6.55	1696.05		1.30			
Sf-11	8.5	1444.91		0.86			
Sf-12	5.5	1193.77		0.70			

1.1 Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- 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 poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.8-2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (m)	Lmax (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutre de libage	0.55	5.00	0.73	0.80	5.37	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 55x80 cm²

VI.8.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.8-3 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	S_f (m^2)	σ(Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	24.55	4668.16	441.9	224.36	135.03	44.19	0.132	0.2	Vérifiée
Sf-2	12.55	3055.61	225.90	114.83	69.03	22.59	0.153		Vérifiée
Sf-3	7.75	1977.42	139.50	70.91	42.63	13.95	0.160		Vérifiée
Sf-4	24.55	3872.89	441.9	224.36	135.03	44.19	0.106		Vérifiée
Sf-5	12.55	3315.13	225.90	114.83	69.03	22.59	0.165		Vérifiée
Sf-6	7.75	1940.15	139.50	70.91	42.63	13.95	0.157		Vérifiée
Sf-7	13.55	2758.79	243.90	123.98	74.53	24.39	0.131		Vérifiée
Sf-8	13.55	2682.71	243.90	123.98	74.53	24.39	0.128		Vérifiée
Sf-9	6.55	2078.09	117.90	59.93	36.03	11.79	0.190		Vérifiée
Sf-10	6.55	1696.05	117.90	59.93	36.03	11.79	0.162		Vérifiée
Sf-11	8.5	1444.91	153.05	77.77	46.75	15.3	0.113		Vérifiée
Sf-12	5.5	1193.77	99.00	50.32	30.25	9.9	0.139		Vérifiée

VI.9 CALCUL DE RADIER PARTIELLE :

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction.

Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$$\sum \text{Nser} = 12576.204 \text{ KN}$$

La surface du radier :

S=87.85 m²

Détermination la surface nécessaire :

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad s \geq \frac{\sum N_{ser}}{[\sigma_{sol}]} = \frac{12576.204 \times 10^3}{0.2} \times 10^{-6} = 62.88 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du radier.

On a un Débord de 100 cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : S=87.85 m²

VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

- Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{350}{20} = 17.5\text{cm}$$

On adopte : h=40cm

Avec :

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.9-1 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS

	S (m²)	$\sum N_{ser}$ (KN)	P_{radier} (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	σ(Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Radier	87.85	12576.204	658.87	803.83	0.16	0.2	Vérifiée

VI.9.3 Vérification au non poinçonnement :

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :
μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu_c = 2\,(a + b + 2h)$

VI.9.3.1 Sous poteau :

$\mu_c = 2\,(55 + 55 + 2 \times 40) = 460\ cm = 3.8\ m$

N_u=924.11 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$924.11\ KN < \frac{0.045 \times 400 \times 3800 \times 25}{1.5} = 1140\ KN$$

VI.9.3.2 Sous voile :

$\mu_c = 2\,(15 + 350 + 2 \times 40) = 890\ cm = 8.90\ m$

N_u=1454.68 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$1454.68\ \text{KN} < \frac{0.045 \times 400 \times 8900 \times 25}{1.5} = 2670\ \text{KN}$$

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=40 cm.

VI.9.4 Vérification des contrainte de cisaillement du radier :

On doit vérifier ; $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 x fc28}{\gamma b} = 1.16\ \text{MPA}$$

$$q = \frac{N_u + 1.35(P_{radier} + P_{remblais})}{S_{radier}}$$

Nu=20985.46 KN

$$q = \frac{N_u + 1.35(P_{redier} + P_{remblais})}{S_{radier}} = \frac{20985.46 + 1.35(658.87 + 803.83)}{87.85}$$

$$= 261.35\ \text{KN/m}^2$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 274.42\ \text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x l_y}{3l_y} = 261.35\ \text{KN}$$

$$\tau = \frac{274.42 \times 10^3}{1000.350} = 0.78\ \text{MPA} < \bar{\tau} = 1.16\ \text{MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

VI.9.5 Dimensionnement des nervures :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- 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 poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.9-2 : Dimensionnement des nervures

	B (m)	Lmax (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Nervures	0.55	3.50	0.45	0.80	5.37	Vérifiée

VI.10 FERRAILLAGE DES SEMELLES :

VI.10.1 Semelles isolées :

Le ferraillage de semelle isolé se fait à l'ELU ou ELS avec la méthode des bielles.

$$\begin{cases} A_a = P_u \times (1 + \frac{3e_{0a}}{B}) \frac{(A-a)}{8.d_a.\sigma_s} \\ A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_{0b}}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \end{cases}$$

Pu=354.75 KN

$$\begin{cases} e_{0a} = \frac{M_a}{N} = \frac{25.93}{354.75} = 7.3\ cm < \frac{B}{6} = 20cm \implies \text{diagramme trapezoidal} \\ e_{0b} = \frac{M_b}{N} = \frac{23.94}{354.75} = 6.74\ cm < \frac{B}{6} = 20cm \implies \text{diagramme trapezoidal} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_a = 354.75 \times 10^3 \times \left(1 + \frac{3 \times 73.09}{1200}\right) \frac{(1200-550)}{8.370.348} = 2.37\ cm^2 \\ A_b = 354.75 \times 10^3 \times \left(1 + \frac{3 \times 67.48}{1200}\right) \frac{(1200-550)}{8.370.348} = 2.61\ cm^2 \end{cases}$$

Le choix :

$$\begin{cases} A_{a\ adopté} = 8HA12 \implies A_{a\ adopté} = 9.05\ cm^2 \\ A_{b\ adopté} = 8HA12 \implies A_{b\ adopté} = 9.05\ cm^2 \end{cases}$$

Avec espacement de 15cm

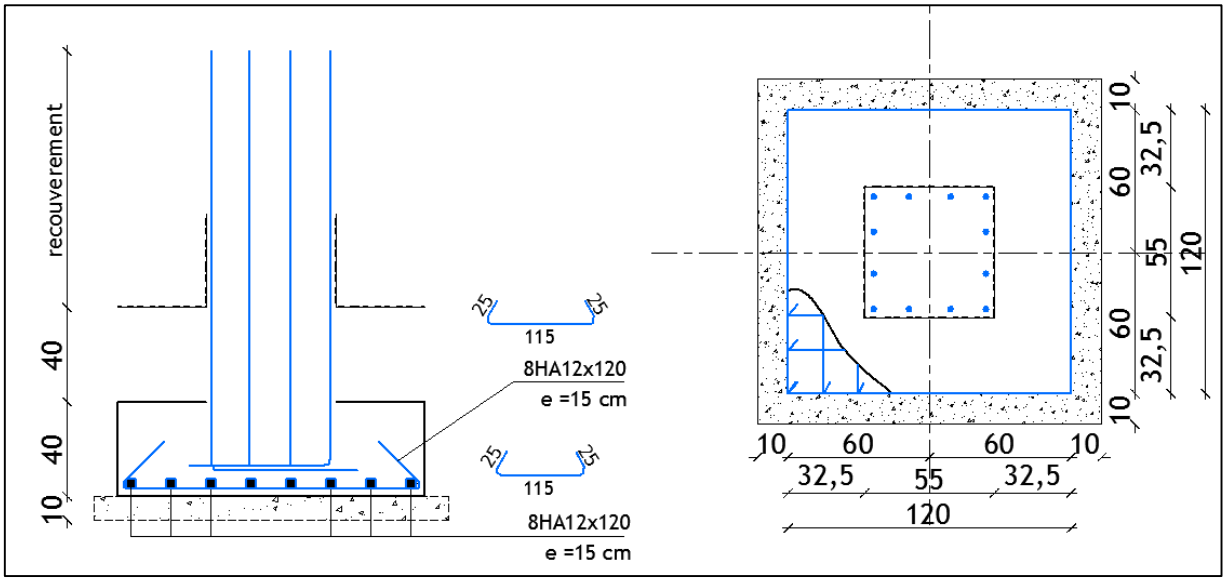


Figure VI.10-1 : Le ferraillage de semelle isolé

VI.10.2 Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.10.2.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

Tableau VI.10-1 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_2	2190.82	17.14	0.78	30	Diagramme trapezoidal
SF_3	1770.04	30.11	1.70		
SF_5	2208.56	25.33	1.15		
SF_6	1742.08	12.66	0.73		
SF_{10}	761.04	12.55	1.65		
SF_{11}	824.44	15.32	1.86		
SF_{12}	824.44	18.32	2.22		

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armatures principales :**

Tableau VI.10-2 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_2	2190.82	17.14	3.90	1.80	26.93	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15
SF_3	1770.04	30.11	3.90		22.09	27HA12=30.54		
SF_5	2208.56	25.33	3.90		27.31	27HA12=30.54		
SF_6	1742.08	12.66	3.90		21.40	27HA12=30.54		
SF_{10}	761.04	12.55	3.00		9.49	13HA12=14.70		
SF_{11}	824.44	15.32	4.00		10.31	27HA12=30.54		
SF_{12}	824.44	18.32	2.80		10.37	19HA12=21.46		

- **Armature de repartions :**

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{30.54}{4} \times 1.80 = 13.74\ cm^2$$

Espacement de 10 cm

$$A_{a,rep} = 14HA12 = 15.83cm^2$$

VI.10.2.2 Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau VI.10-3 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_1	532.15	43.96	8.26	30	Diagramme trapezoidal
SF_4	492.55	5.39	1.09		
SF_7	454.79	44.20	9.71		
SF_8	451.21	42.80	9.48		
SF_9	582.14	41.29	7.09		

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau VI.10-4 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_1	532.15	43.96	1.8	7.35	7HA12=7.92
SF_4	492.55	5.39		6.09	
SF_7	454.79	44.20		6.41	
SF_8	451.21	42.80		6.34	
SF_9	500.91	41.29		6.80	

VI.10.3 Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$$

$ls \geq \frac{B}{4}$ ... 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 VI.10-5 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.86	22.5	45	Ancrage courbe
Sous voile	14	50			

VI.10.3.1 Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

Tableau VI.10-6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.\ libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	4546.64	3311.12	225.90	108.48	69.03	14.00	363.66	265.32
PL2	2840.09	2066.53	135.90	60.45	41.53	8.50	371.91	271.11
PL3	4941.90	3608.30	225.90	108.48	69.03	14.00	391.89	286.55
PL4	2789.59	2030.13	135.90	60.45	41.53	8.50	365.97	266.82
PL5	1890.52	1379.04	117.90	52.44	36.03	7.30	297.14	217.18
PL6	2194.76	1596.11	153.05	68.05	46.75	9.00	284.04	207.11
PL7	1453.99	1060.12	99.00	44.03	30.00	6.50	259.63	189.72

Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau VI.10-7 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-698.22	349.11	872.78	-509.41	254.71
PL2	-546.71	263.22	781.01	-398.57	191.88
PL3	-752.42	376.11	940.53	-550.18	275.08
PL4	-537.98	259.02	768.53	-392.22	188.84
PL5	-396.18	198.09	594.28	-289.57	144.78
PL6	-426.10	205.16	602.57	-310.69	149.59
PL7	-502.59	251.30	625.67	-367.26	183.63

La poutre de libage travaille en flexion simple :

1- A l'ELU :

Tableau VI.10-8 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	349.11	14.20	0.00	8HA16=16.08 cm^2
	Appui	-698.22	29.30	0.00	8HA20+4HA16=33.18 cm^2
PL2	Travée	263.22	10.40	0.00	8HA14=12.32 cm^2
	Appui	-546.71	22.50	0.00	12HA16=24.13 cm^2
PL3	Travée	376.11	15.10	0.00	8HA16=16.08 cm^2
	Appui	-752.42	31.90	0.00	8HA20+4HA16=33.18 cm^2
PL4	Travée	259.02	10.20	0.00	8HA14=12.32 cm^2
	Appui	-537.98	22.10	0.00	12HA16=24.13 cm^2

PL5	Travée	198.09	7.80	0.00	8HA14=12.32 cm²
	Appui	-396.18	15.90	0.00	12HA16=24.13 cm²
PL6	Travée	205.16	8.10	0.00	8HA14=12.32 cm²
	Appui	-426.10	17.20	0.00	12HA16=24.13 cm²
PL7	Travée	251.30	9.90	0.00	8HA14=12.32 cm²
	Appui	-502.59	20.50	0.00	12HA16=24.13 cm²

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.10-9 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
PL1	Travée	254.71	16.08	25.13	4.8	201.6	51.9	15	201.63
	Appui	-509.41	8.04	33.18	9.0	201.6	110.1	15	201.63
PL2	Travée	191.88	12.32	16.08	4.3	201.6	45.9	15	201.63
	Appui	-398.57	6.16	24.13	7.9	201.6	94.8	15	201.63
PL3	Travée	275.08	16.08	25.13	5.2	201.6	56.0	15	201.63
	Appui	-550.18	8.04	33.18	9.7	201.6	119.0	15	201.63
PL4	Travée	188.84	12.32	16.08	4.3	201.6	45.2	15	201.63
	Appui	-392.22	6.16	24.13	7.8	201.6	93.3	15	201.63
PL5	Travée	144.78	12.32	16.08	3.3	169.3	34.6	15	201.63
	Appui	-289.57	6.16	24.13	5.8	178.9	178.9	15	201.63
PL6	Travée	149.59	12.32	16.08	3.4	174.9	3.4	15	201.63
	Appui	-310.69	6.16	24.13	6.2	192.0	6.2	15	201.63
PL7	Travée	183.63	12.32	16.08	4.2	201.6	43.9	15	201.63
	Appui	-367.26	6.16	24.13	7.3	201.6	87.4	15	201.63

3- Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

4- Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10-10 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL1	872.78	2.12	2.5	10	2.62	10	15	2.47	10	15	4HA10 = 3.14
PL2	781.01	1.89			2.21						
PL3	940.53	2.28			2.90						
PL4	768.53	1.86			2.16						
PL5	594.28	1.44			1.42						
PL6	602.57	1.46			1.46						
PL7	625.67	1.52			1.56						

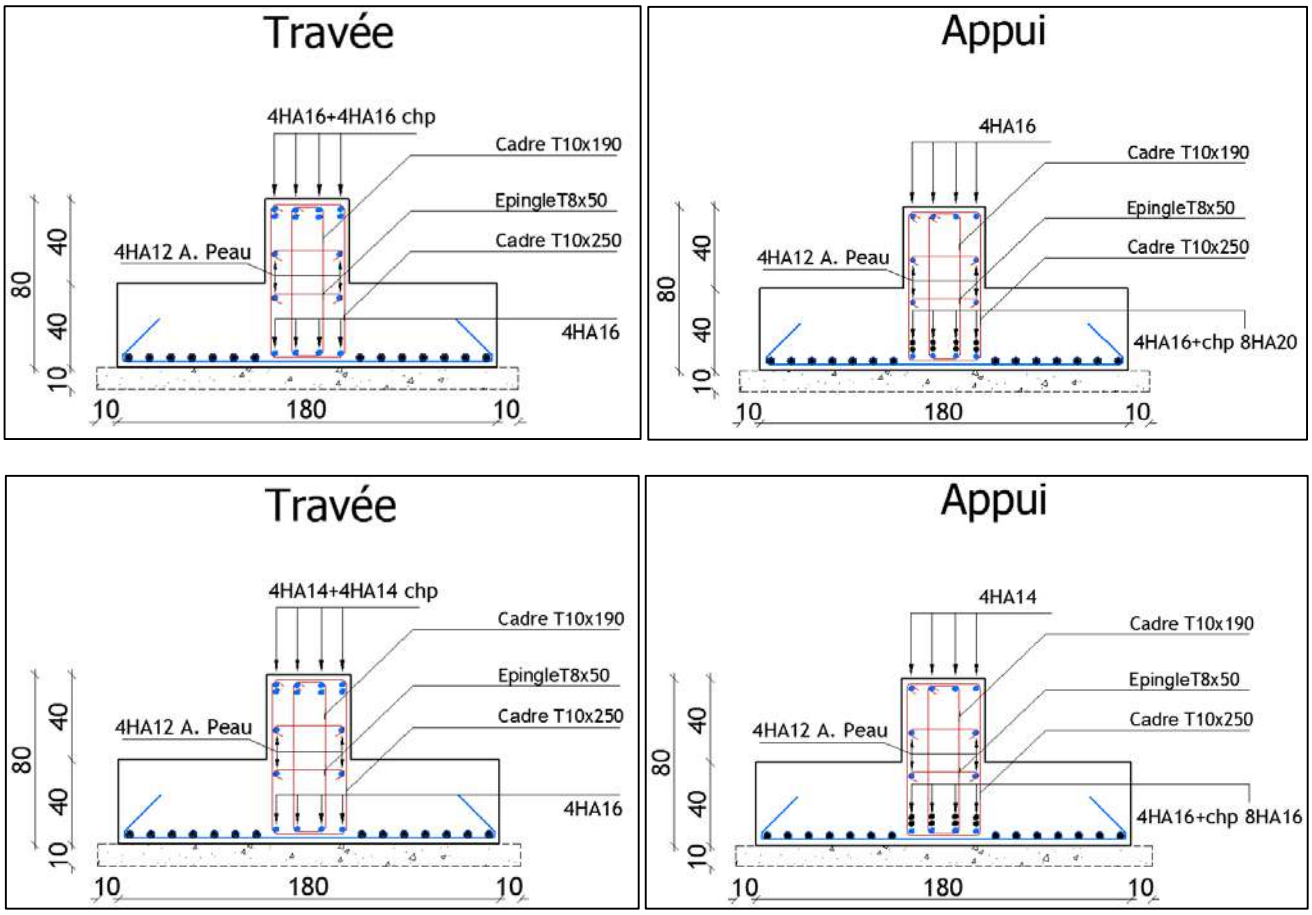


Figure VI.10-2 : Le ferraillage des semelles fillantes sous poteau

VI.10.4 Le radier partielle :

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

On a :

$\rho = \frac{3}{3.5} = 0.86 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\text{ELU: } v = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$\text{ELs: } v = 0.2 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases}$$

- Les charges appliquées au radier :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}}$$

Tableau VI.10-11 : Les charges appliqées au radier

	S (m²)	∑ N (KN)	$P_{readier}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	q (KN/m²)
q_{ELU}	87.85	20985.46	658.87	803.83	261.35
q_{ELS}		12576.204			159.80

1- Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 116.67$ KN. m

$M_y = \mu_y \times M_x = 82.28$ KN. m

En travée :

$Mtx = 0.75M_x = 87.50\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 61.71\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 58.33\ KN.m$

$May = 0.5M_x = 58.33\ KN.m$

- **Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 81.40\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 64.57\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.75M_x = 61.05\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 48.43\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 40.70\ KN.m$

$May = 0.5M_x = 40.70\ KN.m$

2- Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI.10-12 : les armatures longitudinales a l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A_{min} cba93 (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Travée	87.50	37	8.7	4	15	7HA14=10.78 cm²
	Appui	58.33		5.7			7HA14=10.78 cm²
Suivant Y	Travée	61.71		6.1			7HA14=10.78 cm²
	Appui	58.33		5.7			7HA14=10.78 cm²

3- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.10-13 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	61.05	10.78	12.6	201.6	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	40.70	10.78						
Suivant Y	Travée	48.43	10.78						
	Appui	40.70	10.78						

1.1.1 Nervures

Détermination des moments des nervures

Tableau VI.10-14 : Détermination des moments des nervures

	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
Nervure	-429.64	474.19	792.25	-262.90	289.93

Les Nervures travaillent en flexion simple.

1- A l'ELU :

Tableau VI.10-15 : Ferraillages des nervures

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
Nervure	Travée	474.19	19.3	0	10HA16=20.11 cm^2
	Appui	-429.64	17.3	0	10HA16=20.11 cm^2

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.10-16 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, σ'_s Mpa
Nervure	Travée	304.51	20.11	16.08	5.8	201.6	66.5	15	201.63
	Appui	-235.55	16.08	20.11	4.5	171.2	51.4	15	201.63

1.1.2 Vérification contrainte de cisaillement des nervures :

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 2.5\ MPA \ \ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{792.35 \times 10^3}{550.750} = 1.92\ MPA < \bar{\tau} = 2.5\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

VI.11 Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right).$$

1- Semelles isolées :

Tableau VI.11-1 : Vérification stabilité au renversement des semelles isolées

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
Si_5	354.75	25.93	0.07	1.2	0.3	vérifiée
Si_6	285.76	26.3	0.09			vérifiée
Si_8	290.19	19.22	0.07			vérifiée

2- Semelles filantes :

Tableau VI.11-2 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	4765.39	80.11	0.017	1.80	0.45	vérifiée
SF_2	4546.64	17.14	0.004			vérifiée
SF_3	2840.05	30.11	0.011			vérifiée
SF_4	4131.49	16.18	0.004			vérifiée
SF_5	4941.90	25.33	0.005			vérifiée
SF_6	2789.59	12.66	0.005			vérifiée
SF_7	4280.53	162.27	0.038			vérifiée
SF_8	4062.63	157.33	0.039			vérifiée
SF_9	2973.03	41.29	0.014			vérifiée
SF_{10}	1891.02	12.55	0.007			vérifiée
SF_{11}	2194.79	15.32	0.007			vérifiée
SF_{12}	337.80	18.32	0.054			vérifiée

VI.12 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x40 cm^2

α=10 (zone III,S3)

VI.12.1.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$ Avec : α=10

$$A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.12-1 : Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x40	2208.56	220.86	6.35	6HA14=9.23	1.20	7.20	vérifiée

VI.12.1.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63Mpa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.12-2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x40	1609.24	160.92	9.23	174.34	201.63	Vérifiée

VI.12.1.3 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.12-3 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x40	0.285	10	0.30	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

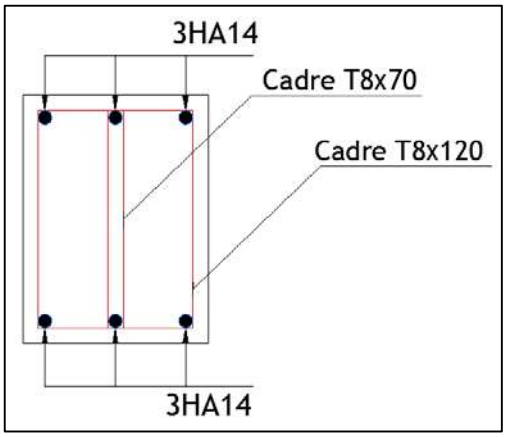


Figure VI.12-1 : Ferraillage des longrines

VI.13 FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL :

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.57m et une épaisseur de 15cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3.57}{5} = 0.714 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\text{ELU: } v = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.067 \\ \mu_y = 0.447 \end{cases}$$

$$\text{ELs: } v = 0.2 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.073 \\ \mu_y = 0.594 \end{cases}$$

VI.13.1.1 Calcul de la poussée des terres:

$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad$ avec $h = 3.57$ m

$K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Et :

$\varphi = 20^o$

$K_\gamma = 0.490$

$P_1 = \frac{1}{2} \times 18.3 \times 0.490 \times 3.57^2 = 57.14$ KN/ml

$q_u = 1.35 \times \frac{57.14}{2} = 38.57$ KN/ml

$q_{ser} = \frac{57.14}{2} = 28.57$ KN/ml

1- Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 32.93$ KN. m

$M_y = \mu_y \times M_x = 14.72\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 075M_x = 24.70\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 11.04\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 16.47\ KN.m$

$May = 0.5M_x = 16.47\ KN.m$

- **Détermination des moments a l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 26.58\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 15.78\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.75M_x = 19.93\ KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 11.84\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5M_x = 13.29\ KN.m$

$May = 0.5M_x = 13.29\ KN.m$

2- Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau VI.13-1 : les armatures longitudinales a l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	e (cm)	A (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Travée	24.70	15	6.04	15	7HA12=7.92 cm^2
	Appui	16.47		3.94		7HA12=7.92 cm^2
Suivant Y	Travée	11.04		2.61		7HA10=5.50 cm^2
	Appui	16.47		3.94		7HA10=5.50 cm^2

3- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.13-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	19.93	6.04	9.05	201.63	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	13.29	3.94	7.07	201.63				
Suivant Y	Travée	11.84	2.61	7.41	201.63				
	Appui	13.29	3.94	7.07	201.63				

VI.13.2 Vérification des contrainte de cisaillement :

On doit vérifier ;

$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07xfc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$T_{max} = \frac{q_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 50.73 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{50.73 \times 10^3}{1000.150} = 0.33 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.