République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université YAHIA Fares de Médéa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière : **G**énie **C**ivil

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 (RDC+5 étages)

Réalisé par :

- MAZIGHI Mohamed Issam
- BELHOUT Abdelhak

Encadré par:

- Mr. YOUSFI Mahfoud

PROMOTION : Juin 2016

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 Oussama et Mohamed

A mes sœurs et toute la famille.

A mon petit neveu Souliman

A toute la famille MAZIGHI et BOUKENDAKDJI sans exception

A mes chers amis Abdelfetah, Abdelhak, Billel, Krimou, Haitham, Abdallatif, Yaçine *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 Benaissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme BELHOUT Abdelhak.

Issam

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 vie " 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 Mahfoud et Mohamed.

A mes sœurs et toute la famille.

A toute la famille BELHOUT et NEGAZI sans exception

A mes chers amis Abdelfetah, Issam, Billel, Krimou, Haitham, Abdallatif, Yaçine *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 Benaissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme MAZIGHI Mohamed Issam.

Abdelhak

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. YOUSFI Mahfoud 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 l'institut 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 Benaissa.

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 5 طوابق)، ليتم إنجازها في ولاية الجزائر، التي تعد منطقة زلزالية (منطقة III). مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003. تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V17.3.0)

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse SAP2000 V17.3.0

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software (SAP2000 V17.3.0)

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 3
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : 3
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : 3
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment : 3
I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : 3
I.3.1. Système de contreventement : 3
I.3.2. Planchers : 3
I.3.3. Maçonnerie : 4
I.3.4. Revêtements : 5
I.3.5. L'acrotère : 5
I.3.6. Les escaliers : 5
I.3.7. L'infrastructure : 5
I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 5
I.4.1. Le béton : 5
I.4.1.1. Résistance du béton : 5
I.4.1.2. Module d'élasticité : 6
I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) 6
I.4.1.4. Contraintes limites : 7
I.4.2. Les aciers : 8
I.4.2.1. Types d'acier : 8
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 8
I.4.2.3. Contraintes limites : 8

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION : 16

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 16

II.2.1. Planchers à corps creux 16

II.2.2. Planchers dalles pleines 17

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 18

II.4. EVALUATION DES CHARGES 22

II.4.1. Charges permanentes : 22

II.4.1.1. Maçonnerie : 22

II.4.1.2. Plancher terrasse : 23

II.4.1.2.1. Plancher terrasse(corps creux) : 23

II.4.1.2.2. Plancher terrasse(dalle pleine) : 24

II.4.1.3. Plancher courant : 25

II.4.1.3.1. Plancher courant(corps creux) : 25

II.4.1.3.2. Plancher courant(dalle pleine) : 25

II.4.2. Charges d'exploitation : 25

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 26

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 26

II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\boldsymbol{N}$: 27

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité : 28

II.5.1.3. Charges permanentes : 29

II.5.1.4. Charges d'exploitation : 30

II.5.1.5. L'effort normal ultime $\boldsymbol{Nu}$: 31

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 : 32

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 34

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION : 36

III.2. L'ACROTERE : 36

III.2.1. Principe de calcul : 36

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges : 37

III.2.3. Détermination des efforts : 37

III.2.4. Calcul de ferraillage : 37

III.2.4.1. L'état limite ultime (ELU) : 38

III.2.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) : 40

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : 42

III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 43

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX : 44

III.3.1. La dalle de compression : 44

III.3.2. Les poutrelles : 45

III.3.2.1. Avant coulage : 46

III.3.2.2. Après coulage : 50

III.4. LES ESCALIERS : 62

III.4.1. Terminologie : 62

III.4.2. Dimensionnement : 62

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges : 65

III.4.3.1. Charges permanentes : 65

III.4.3.2. Charges d'exploitation : 66

III.4.4. Détermination des sollicitations : 66

III.4.5. Détermination des efforts : 66

III.4.6. Ferraillage : 68

III.4.6.1. Armatures longitudinales : 68

III.4.6.2. Armatures de répartition : 69

III.4.6.3. Vérification de l'espacement : 69

III.4.6.4. Vérification à l'ELS : 70
III.4.7. Vérification de l'effort tranchant : 70
III.4.8. Vérification de la flèche : 70
III.5. LA POUTRE PALIERE : 72
III.5.1. Pré dimensionnement : 72
III.5.2. Charges revenant à la poutre : 73
III.5.3. Calcul des efforts : 73
III.5.4. Ferraillage de la poutre palière : 74
III.5.4.1. Armatures longitudinales : 74
III.5.4.2. Armatures transversales : 76
III.5.5. Vérification de la flèche : 77
III.6. LES DALLES PLEINES : 78
III.6.1. Définition : 78
III.6.2. Méthode de calcul : 78
III.6.3. Calcul du 1èr type de dalle pleine: 80
III.6.3.1. Calcul du ferraillage: 81
III.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS 82
III.6.3.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : 82
III.6.3.4. Vérification au cisaillement : 82
III.6.4. Calcul du 2ème type de dalle pleine: 83
III.6.4.1. Calcul du ferraillage: 84
III.6.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS 85
III.6.4.1. Vérification de l'espacement entre les aciers : 85
III.6.4.1. Vérification de l'effort tranchant: 85
III.6.5. Calcul du 3èmetype de dalle pleine: 86
III.6.5.1. Calcul du ferraillage: 87
III.6.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 87
III.6.5.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : 88

III.6.5.4. Vérification au cisaillement : 88
III.6.6. Calcul du 4ème type de dalle pleine: 88
III.6.6.1. Calcul du ferraillage : 89
III.6.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 90
III.6.6.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : 90
III.6.6.4. Vérification au cisaillement : 90
III.7. LA POUTRE DE CHAINAGE : 91
III.7.1. Charges revenant à la poutre : 91
III.7.2. Calcul des efforts : 91
III.7.3. Ferraillage de la poutre de chainage : 93
III.7.3.1. Armatures longitudinales : 93
III.7.3.2. Armatures transversales : 94
III.7.4. Vérification de la flèche : 95

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION : 97
IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE : 98
IV.2.1. Centre de masse : 98
IV.2.2. Centre de torsion : 99
IV.2.3. Excentricité : 100
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) : 100
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 102
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle 102
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 103
IV.3.1. Introduction : 103
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 103
IV.3.2.1. Principe de la méthode : 103
IV.3.2.2. Modélisation : 103

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 103
IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 106
IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 107
IV.4.2. Vérification de la participation massique : 109
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 111
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 112
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage : 116
IV.4.6. Vérification des déplacements en tête: 117
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 118
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit de compression : 120
IV.4.9. Vérification de cisaillement des éléments : 121
IV.5. CONCLUSION : 124

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION : 126
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 : 126
V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 : 126
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 127
V.2.1. Introduction : 127
V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003 127
V.2.2.1. Armatures longitudinales : 127
V.2.2.2. Armatures transversales : 127
V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres : 127
V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 129
V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA : 131
V.2.3.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 133
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres : 135
V.2.5. Vérification de la flèche : 136

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 141
V.3.1. Armatures longitudinales : 141
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : 141
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 142
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme : 142
V.3.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S : 144
V.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux : 146
V.3.2. Armatures transversales : 147
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 151
V.4.1. Les voiles pleins : 151
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures : 151
V.4.2.1. Les trumeaux : 151
V.4.2.2. Les linteaux : 151
V.4.3. Recommandation selon les règlements : 152
V.4.3.1. Armatures verticales : 152
V.4.3.2. Armatures horizontales : 153
V.4.3.3. Armatures transversales : 153
V.4.4. Ferraillage des voiles pleins : 154
V.4.4.1. Armatures verticales : 154
V.4.4.2. Armatures horizontales : 156
V.4.4.3. Armatures transversales : 157
V.4.5. Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures : 158
V.4.5.1. Les trumeaux : 158
V.4.5.1.1. Armatures verticales : 158
V.4.5.1.2. Armatures horizontales : 159
V.4.5.2. Les linteaux 160
V.4.5.2.1. Premier cas 160
V.4.5.2.2. Deuxième cas 161

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTUTRE

VI.1. INTRODUCTION : 165
VI.2. TYPES DE FONDATIONS : 165
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL : 165
VI.3.1. Capacité portante du sol : 165
VI.3.2. Ancrage des fondations : 166
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 166
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau : 167
VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux : 169
VI.4.2.1. Dimensionnement : 169
VI.4.2.2. Ferraillage : 173
VI.4.3. Poutre de libage : 176
VI.4.3.1. Dimensionnement : 176
VI.4.3.2. Ferraillage : 177
VI.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S : 179
VI.5. LES LONGRINES : 182
VI.5.1. Dimensionnement : 182
VI.5.2. Ferraillage : 182
VI.5.2.1. Armatures longitudinales : 182
VI.5.2.2. Armatures transversales : 183

Conclusion générale 184

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.01 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 8

CHAPITRE II

Tableau II.01 Pré dimensionnement des poutres 19
Tableau II.02 Pré dimensionnement de la poutre secondaire 02 et le chainage 20
Tableau II.03 Charge permanente des murs intérieurs 22
Tableau II.04 Charge permanente du mur extérieur 22
Tableau II.05 Charge permanente du plancher terrasse (corps creux) 23
Tableau II.06 Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine) 24
Tableau II.07 Charge permanente du plancher courant (corps creux) 25
Tableau II.08 Charge permanente du plancher courant (dalle pleine) 25
Tableau II.09 Effort normal *N* pour chaque section de poteau 27
Tableau II.10 Charges permanentes cumulées des surfaces reprises 29
Tableau II.11 Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises 30
Tableau II.12 Vérification de l'effort normal des poteaux 31
Tableau II.13 Vérification des sections selon le RPA99 version2003 32
Tableau II.14 Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003 33

CHAPITRE III

Tableau III.01 Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère 37
Tableau III.02 Les efforts exercés sur l'acrotère 37
Tableau III.03 Les données sur l'acrotère 37
Tableau III.04 Les charges de la poutrelle avant coulage 47
Tableau III.05 Les charges de la poutrelle avec un seul étai avant coulage 48
Tableau III.06 Les charges de la poutrelle avec deux étais avant coulage 49
Tableau III.07 Combinaison des charges des poutrelles 53
Tableau III.08 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.U 54
Tableau III.09 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.S 55
Tableau III.10 Méthode de CAQUOT 55
Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U 56
Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S 57
Tableau III.13 Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis 58
Tableau III.14 Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U 58
Tableau III.15 Vérification des poutrelles à l'E.L.S 59
Tableau III.16 Armatures longitudinales des poutrelles 59
Tableau III.17 Armatures transversales des poutrelles 60
Tableau III.18 Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles 61
Tableau III.19 les caractéristiques géométriques pour les deux volées 64
Tableau III.20 Charge permanente de la paillasse 65
Tableau III.21 Charge permanente du palier de repos 65
Tableau III.22 Combinaisons des charges dans l'escalier 66
Tableau III.23 Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis 68
Tableau III.24 Caractéristiques de l'escalier et des matériaux 68
Tableau III.25 Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 69
Tableau III.26 Vérification de la section d'armatures 69
Tableau III.27 Section d'armatures de répartition dans l'escalier 69

Tableau III.28 Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS 70
Tableau III.29 Vérification de la flèche de l'escalier 71
Tableau III.30 Pré dimensionnement de la poutre palière 72
Tableau III.31 Sollicitations de la poutre palière 73
Tableau III.32 Ferraillage de la poutre palière 75
Tableau III.33 Vérification de la poutre palière à l'E.L.S 75
Tableau III.34 Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003 75
Tableau III.35 Calcul des actions pour les dalles triangulaires (type 1 et 2) 79
Tableau III.36 Calcul des actions pour les dalles rectangulaires (type 3 et 4) 79
Tableau III.37 Travail externe (type 1) 80
Tableau III.38 Travail interne (type 1) 81
Tableau III.39 Calcul du ferraillage (type 1) 81
Tableau III.40 Vérification des contraintes à l'ELS (type 1) 82
Tableau III.41 Vérification au cisaillement (type 1) 82
Tableau III.42 Travail externe (type 2) 83
Tableau III.43 Travail interne (type 2) 83
Tableau III.44 Calcul du ferraillage de (type 2) 84
Tableau III.45 Vérification des contraintes à l'ELS (type 2) 85
Tableau III.46 Vérification au cisaillement (type 2) 85
Tableau III.47 Travail externe (type 3) 86
Tableau III.48 Travail interne (type 3) 86
Tableau III.49 Calcul du ferraillage (type 3) 87
Tableau III.50 Vérification des contraintes à l'ELS (type 3) 87
Tableau III.51 Vérification au cisaillement (type 3) 88
Tableau III.52 Travail externe (type 4) 89
Tableau III.53 Travail interne (type 4) 89
Tableau III.54 Calcul du ferraillage (type 4) 89
Tableau III.55 Vérification des contraintes à l'ELS (type 4) 90

Tableau III.56 Vérification au cisaillement (type 4) 90
Tableau III.57 Sollicitations de la poutre de chainage 91
Tableau III.58 Ferraillage de la poutre de chainage 93
Tableau III.59 Vérification de la poutre de chainage à l'E.L.S 93
Tableau III.60 Vérification de la poutre de chainage selon le RPA99 v2003 94

CHAPITRE IV

Tableau IV.01 Centre de masse 99
Tableau IV.02 Centre de torsion 100
Tableau IV.03 Excentricité théorique 101
Tableau IV.04 Excentricité totale 102
Tableau IV.05 Justification du coefficient de comportement R suivant X 104
Tableau IV.06 Justification du coefficient de comportement R suivant Y 105
Tableau IV.07 Facteur de qualité Q 106
Tableau IV.08 Comportement des trois premiers modes 108
Tableau IV.09 Vérification de la participation massique 110
Tableau IV.10 La force sismique par la méthode statique équivalente 112
Tableau IV.11 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 112
Tableau IV.12 Distribution de la force sismique suivant les deux directions 114
Tableau IV.13 Moment de renversement suivant les deux directions X et Y 115
Tableau IV.14 Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y 115
Tableau IV.15 Vérification de la stabilité au renversement 115
Tableau IV.16 Vérification des déplacements inter-étage suivant X 116
Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 117
Tableau IV.18 Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions 117
Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ suivant X 119
Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ suivant Y 119

Tableau IV.21 Vérification de l'effort normal réduit suivant X 120
Tableau IV.22 Vérification de l'effort normal réduit suivant Y 120
Tableau IV.23 Vérification de cisaillement des poutres 121
Tableau IV.24 Vérification de cisaillement des poteaux 122
Tableau IV.25 Vérification de cisaillement des voiles 123
Tableau IV.26 Dimensions finales des poutres 124
Tableau IV.27 Dimensions finales des poteaux 124

CHAPITRE V

Tableau V.01 Les données de calcul 126
Tableau V.02 Ferraillage longitudinal des poutres principales 128
Tableau V.03 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 01 128
Tableau V.04 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 02 129
Tableau V.05 Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales 130
Tableau V.06 Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 01 130
Tableau V.07 Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 02 131
Tableau V.08 Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA 132
Tableau V.09 Vérification des poutres secondaires 01 selon le RPA et CBA 132
Tableau V.10 Vérification des poutres secondaires 02 selon le RPA et CBA 133
Tableau V.11 Calcul de la contrainte de cisaillement admissible τu 133
Tableau V.12 La contrainte de cisaillement des poutres principales 134
Tableau V.13 La contrainte de cisaillement des poutres secondaires 01 134
Tableau V.14 La contrainte de cisaillement des poutres secondaires 02 134
Tableau V.15 Calcul des armatures transversales et leurs espacements 135
Tableau V.16 Vérification préliminaire de la flèche des poutres 136
Tableau V.17 Vérification de la flèche des poutres principales 136
Tableau V.18 Vérification de la flèche des poutres secondaires 01 137

Tableau V.19 Vérification de la flèche des poutres secondaires 02 137
Tableau V.20 Ferraillage des poteaux 143
Tableau V.21 Vérification des poteaux à l'E.L.S 145
Tableau V.22 Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements 146
Tableau V.23 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux 147
Tableau V.24 Ferraillage transversal des poteaux 148
Tableau V.25 Les données de calcul 154
Tableau V.26 Calcul des armatures verticales des voiles pleins 154
Tableau V.27 Vérification des contraintes à l'E.L.S 155
Tableau V.28 Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003 155
Tableau V.29 Calcul des armatures horizontales des voiles pleins 156
Tableau V.30 Calcul des armatures verticales des trumeaux 158
Tableau V.31 Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux 158
Tableau V.32 Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003 159
Tableau V.33 Calcul des armatures horizontales des trumeaux 159
Tableau V.34 Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 161
Tableau V.35 Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux 162

CHAPITRE VI

Tableau VI.01 Dimensionnement des semelles isolées 167
Tableau VI.02 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux 171
Tableau VI.03 Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux 171
Tableau VI.04 Détermination de N 172
Tableau VI.05 Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles 172
Tableau VI.06 Armatures principales des semelles filantes sous poteaux 174
Tableau VI.07 Armatures principales des semelles filantes sous voiles 175
Tableau VI.08 Armatures de répartition 175

Tableau VI.09 Longueur de scellement 176
Tableau VI.10 Dimensionnement des poutres de libages 177
Tableau VI.11 Détermination des sollicitations 178
Tableau VI.12 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 179
Tableau VI.13 Vérification des contraintes à l'E.L.S 180
Tableau VI.14 Armatures transversales de la poutre de libage 180

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.01. Plancher corps creux 4

Figure I.02. Plancher dalle pleine 4

Figure I.03. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU 7

Figure I.04. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU 8

Figure I.05. Façade principale 10

Figure I.06. Vue en plan du RDC 11

Figure I.07. Vue en plan des étages 12

Figure I.08. Vue en plan du terrasse 13

Figure I.09. Coupe A-A 14

Figure II.01. Coupe du plancher à corps creux 17

Figure II.02. Dimensions du corps creux 17

Figure II.03. La position des panneaux A et B 19

Figure II.04. position de la poutre secondaire 02 et le chainage 21

Figure II.05. représentation du poteau le plus sollicité 28

Figure II.06. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 29

Figure II.07. Conditions aux zones nodales 33

Figure II.08. Vue en plan et vue en 3D du voile 34

Figure III.01. Acrotère (dimensions et charges exercées) 36

Figure III.02. Section de béton armé dans l'acrotère 38

Figure III.03. Ferraillage de l'acrotère 43

Figure III.04. Disposition des armatures de la dalle de compression 45

Figure III.05. Schéma de la poutrelle avant coulage 46

Figure III.06. Poutrelle avec un seul étai au milieu 48

Figure III.07. Poutrelle avec deux étais....49
Figure III.08. Poutrelle à deux travées....50
Figure III.09. Poutrelle à quatre travées....50
Figure III.10. Moment en travée et en appui pour la méthode forfaitaire. 53
Figure III.11. Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U 54
Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à....54
Figure III.13. Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.S....55
Figure III.14. Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U....56
Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à quatre travées....57
Figure III.16. Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S....57
Figure III.17. Ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 61
Figure III.18. Représentation d'un escalier....62
Figure III.19. Escalier droit à trois volées....62
Figure III.20. Schéma statique d'escalier....63
Figure III.21. Chargement dans l'escalier à l'E.L.U....66
Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U....67
Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'E.L.U....67
Figure III.24. Chargement dans l'escalier à l'E.L.S....67
Figure III.25. Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S....68
Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière....72
Figure III.27. Chargement dans la poutre palière....73
Figure III.28. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U....74
Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U....74
Figure III.30. Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S....74
Figure III.31. Schéma du 1er type de dalle pleine....80
Figure III.32. Schéma du 2ème type de dalle pleine....83
Figure III.33. Schéma du 3ème type de dalle pleine....86
Figure III.34. Schéma du 4ème type de dalle pleine....88

Figure III.35. Chargement dans la poutre de chainage 91
Figure III.36. Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.U 92
Figure III.37. Diagramme des efforts tranchants de la poutre de chainage à l'E.L.U ..92
Figure III.38. Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.S 92
Figure IV.01. Vue en 3D de la structure 97
Figure IV.02. Disposition des voiles 98
Figure IV.03. Excentricité théorique 101
Figure IV.04. Comportement du 1er mode 107
Figure IV.05. Comportement du 2ème mode 107
Figure IV.06. Comportement du 3ème mode 108
Figure IV.07. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement 113
Figure IV.08. Distribution de la force sismique 114
Figure IV.09. L'effet P-Δ 118
Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse 138
Figure V.02. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse 138
Figure V.03. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant 138
Figure V.04. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage 138
Figure V.05. Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de terrasse 139
Figure V.06. Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de terrasse 139
Figure V.07. Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de l'étage courant 139
Figure V.08. Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de l'étage 139
Figure V.09. Ferraillage des poutres secondaires 02 de rive de terrasse 140
Figure V.10. Ferraillage des poutres secondaires 02 intermédiaires de terrasse 140
Figure V.11. Ferraillage des poutres secondaires 02 de rive de l'étage courant 140
Figure V.12. Ferraillage des poutres secondaires 02 intermédiaires de l'étage 140
Figure V.13. Ferraillage poteaux (40×40) 149
Figure V.14. Ferraillage poteaux (45×45) 149
Figure V.15. Ferraillage poteaux (50×50) 149

Figure V.16. Disposition des armatures dans les poteaux 150
Figure V.17. Disposition des armatures verticales des voiles 152
Figure V.18. Disposition des épingles 157
Figure V.19. La zone de recouvrement des voiles 157
Figure V.20. Ferraillage du voile V1 et V2 163
Figure V.21. Ferraillage du voile V1 et V3 163
Figure V.22. Ferraillage du voile V4 et V5 163
Figure VI.01. Semelle isolée sous poteau 167
Figure VI.02. Les bulles de pression 168
Figure VI.03. La proposition des semelles isolées 168
Figure VI.04. Hauteur du patin "e" : 170
Figure VI.05. Semelle filante sous poteaux 170
Figure VI.06. Semelle filante sous voiles 170
Figure VI.07. Plan de fondation 173
Figure VI.08. semelles filantes sous poteaux 174
Figure VI.09. La charge répartie sur la poutre de libage 178
Figure VI.10. Disposition des armatures longitudinales 178
Figure VI.11. Armatures de peau 181
Figure VI.12. Ferraillage des longrines 183

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

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

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t : Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h : Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

b_0 : Largeur de la nervure du béton

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

∑ : Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ : Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S 01 : Poutre secondaire 01

P.S 02 : Poutre secondaire 02

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

Introduction générale

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse de du bloc situé à «AIN TAYA» wilaya d'Alger, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 5 étages.

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

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V17.3.0 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I

DISCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Il s'agit d'un bâtiment (bloc angle) en RDC + cinq (5) étages à usage d'habitation qui sera implanté à Alger. C'est une zone de sismicité élevée (zone III) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 25.55 m

- largeur totale du bâtiment : 25.55 m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du RDC : 3.06 m

- Hauteur de l'étage : 3.06 m

- Hauteur totale du bâtiment : 18.36 m + 0.60 m de l'acrotère

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

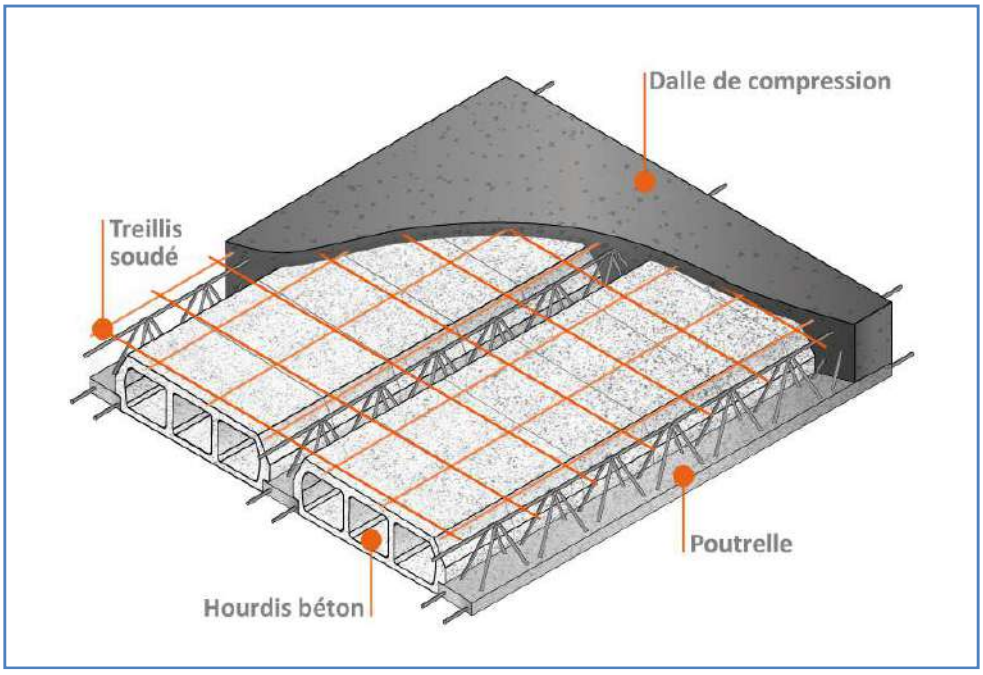


Figure I.01. *Plancher corps creux*

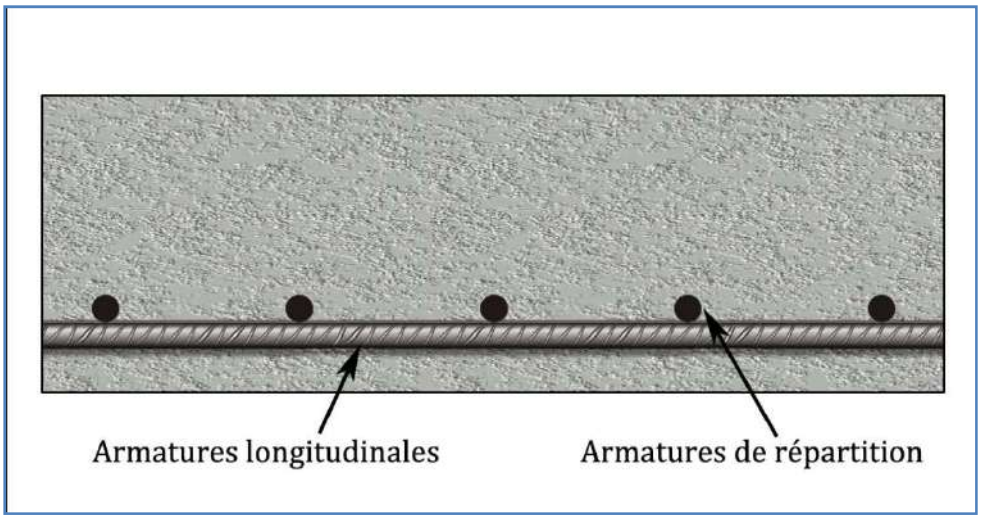


Figure I.02. *Plancher dalle pleine*

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs;
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à trois volets.

I.3.7. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à ft28=2.1 MPa.

I.4.1.1. Résistance du béton :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

a) Résistance caractéristique à la compression: ►►CBA93 Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

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

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} > 40MPa$

b) Résistance caractéristique à la traction : ►►CBA93 Art [A.2.1.1.2]◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.4.1.2.Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{i28} = 32164.195$ MPa.►►CBA93 Art [A.2.1.2.1]◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{v28} = 10721.40$ MPa.►►CBA93 Art [A.2.1.2.2]◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

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

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

I.4.1.3.Coefficient de POISSON (υ) : ►►CBA93 Art [A.2.1.3]◄◄

$$\upsilon = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4.Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;5\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 3.33\text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;4\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 2.5\text{ MPa}$$

b) contrainte-déformation: ►►CBA93 Art [A.4.3.4.1]◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

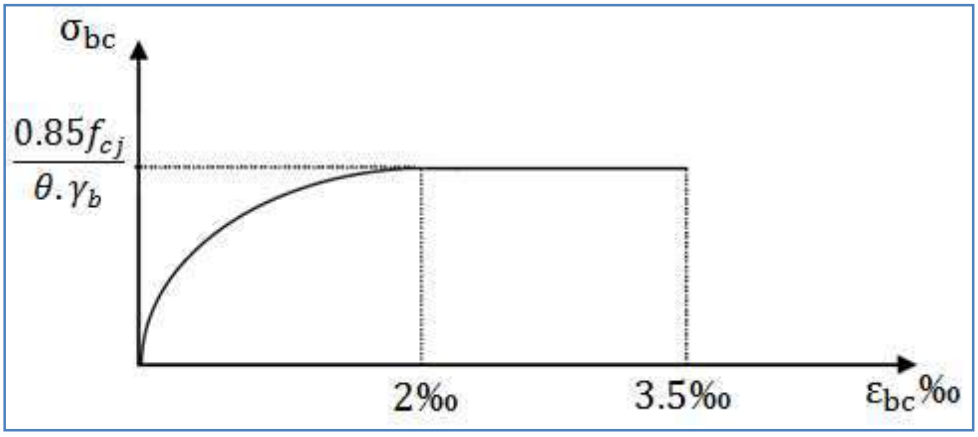


Figure I.03. *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1.Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.01 *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	Ø6 et Ø8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

I.4.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►►CBA93 Art [A.2.2.1]◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [Es=2.105 MPa].

I.4.2.3.Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

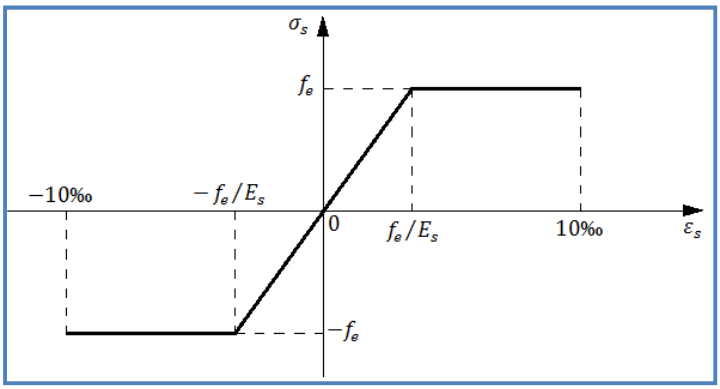


Figure I.04. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

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

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s =$ 1.15 (situation durable)

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

b) Etat limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés

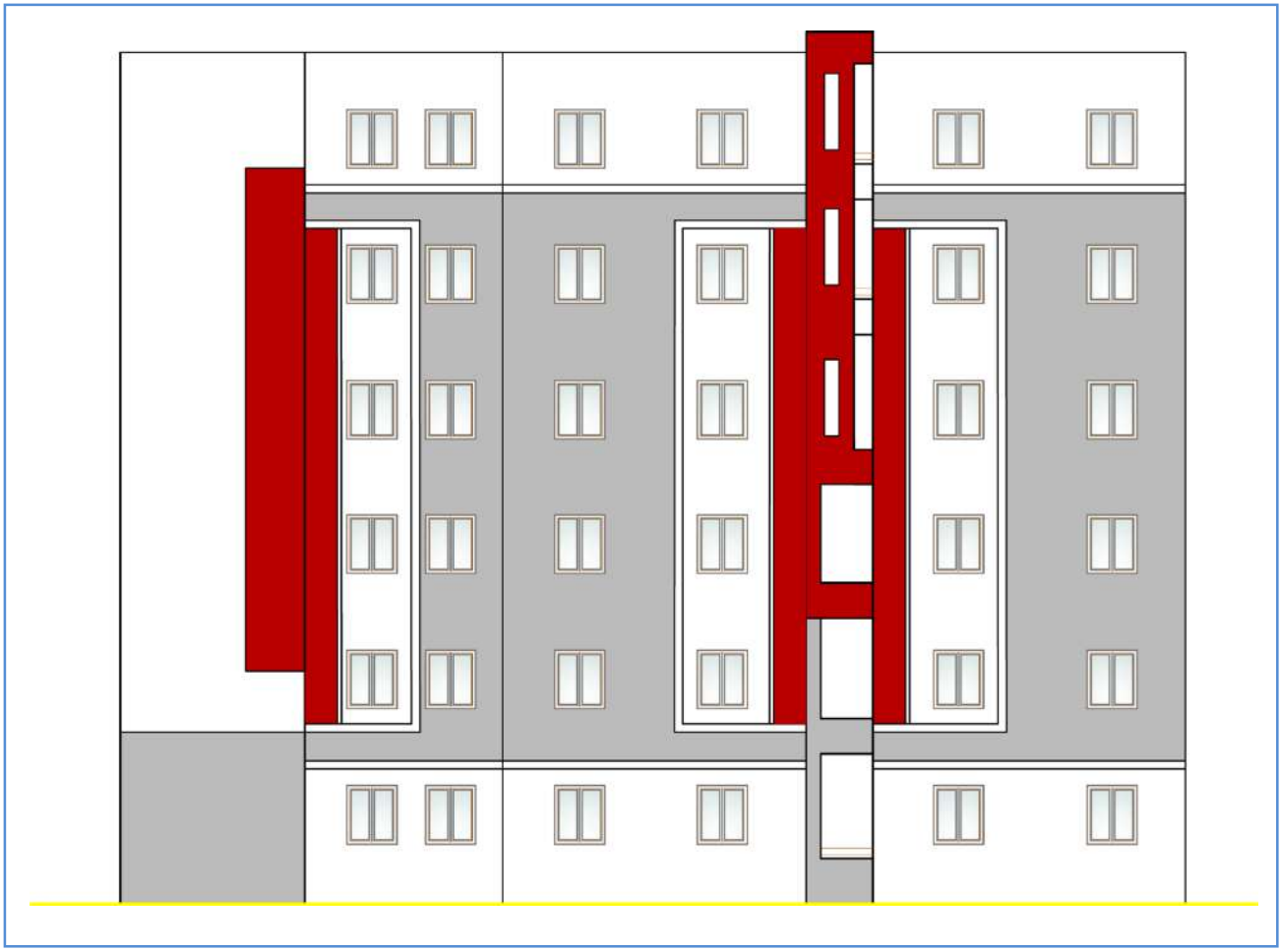


Figure I.05. *Façade principale*

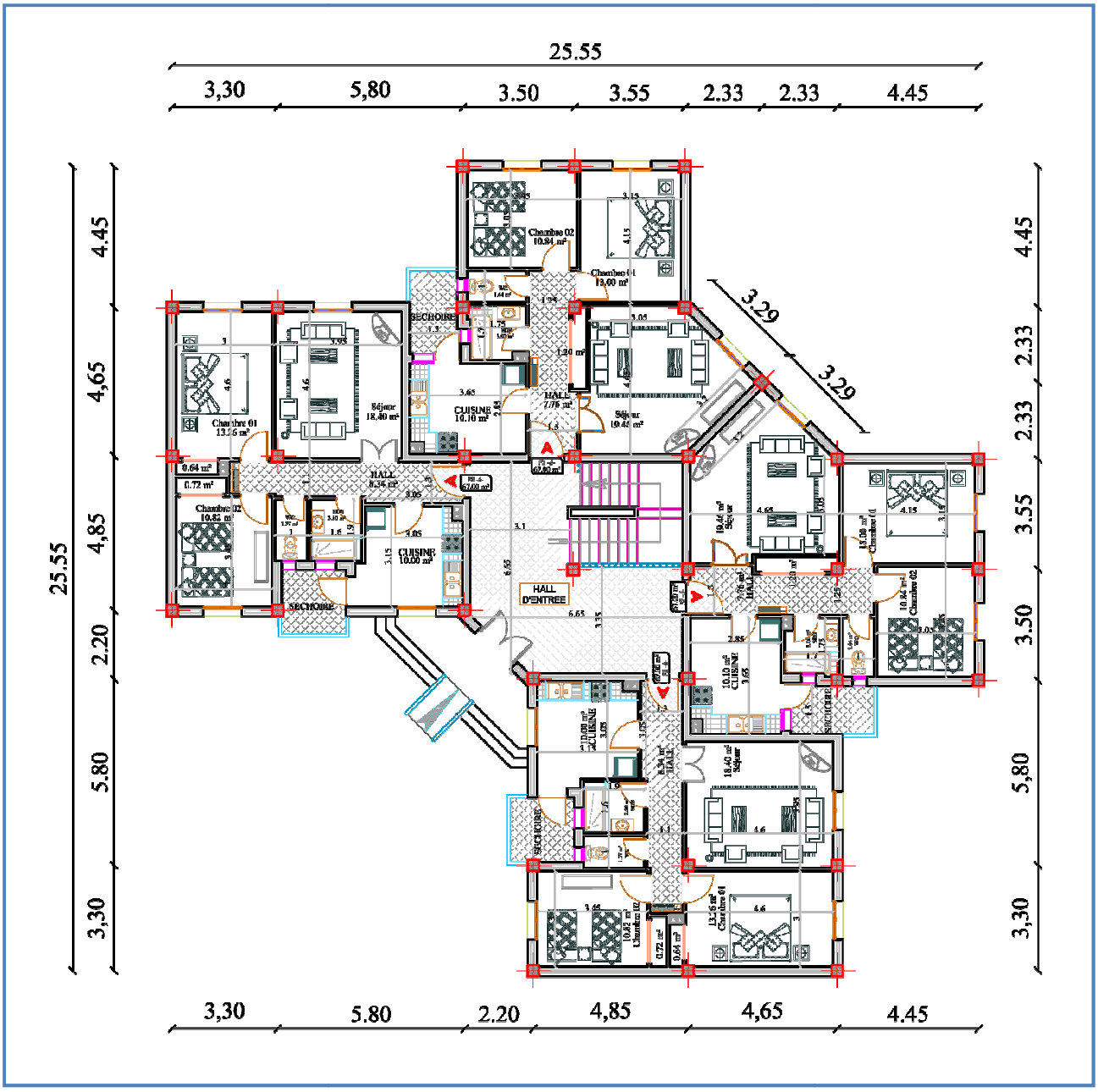


Figure I.06. *Vue en plan du RDC*

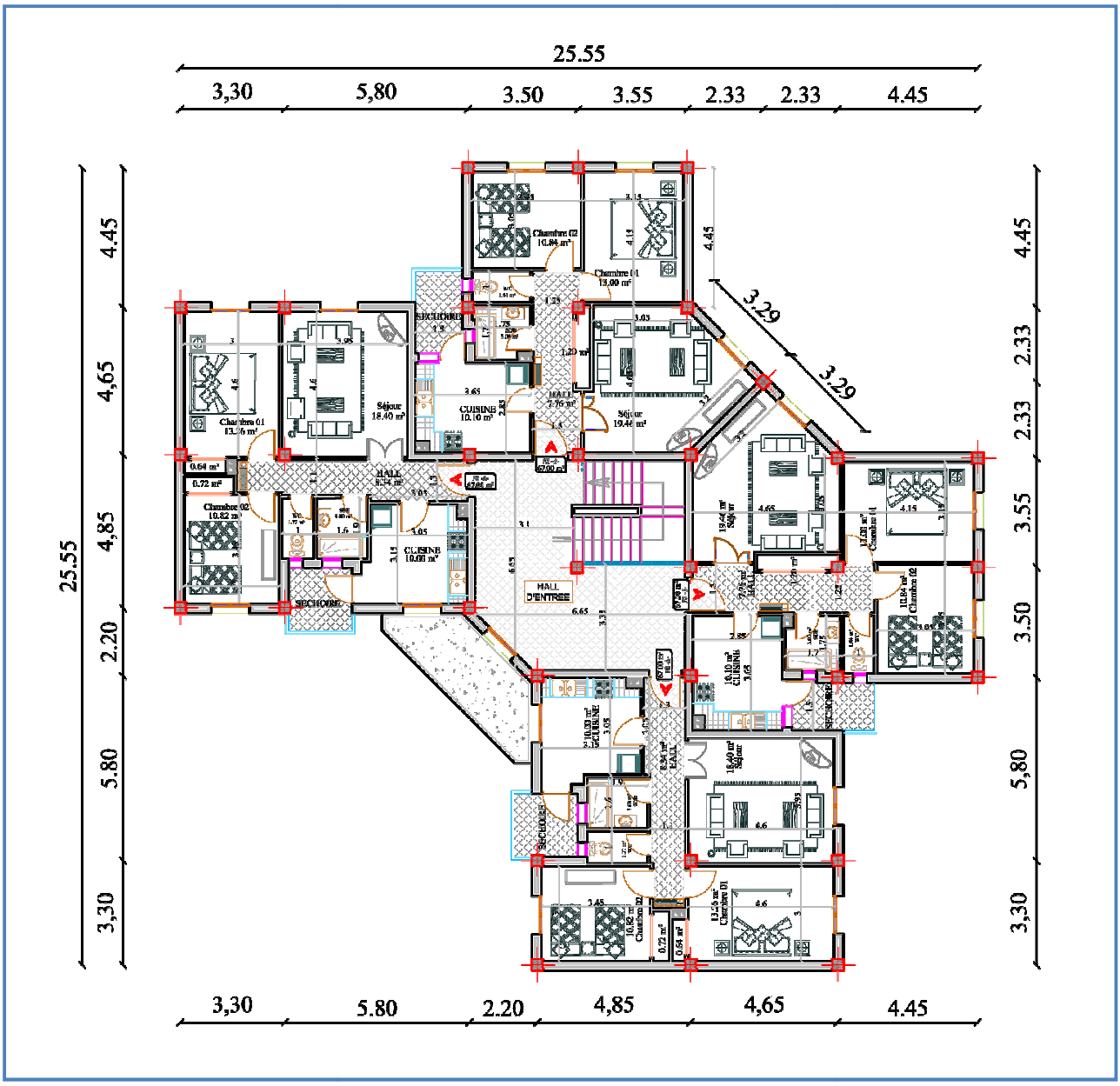


Figure I.07. *Vue en plan des étages*

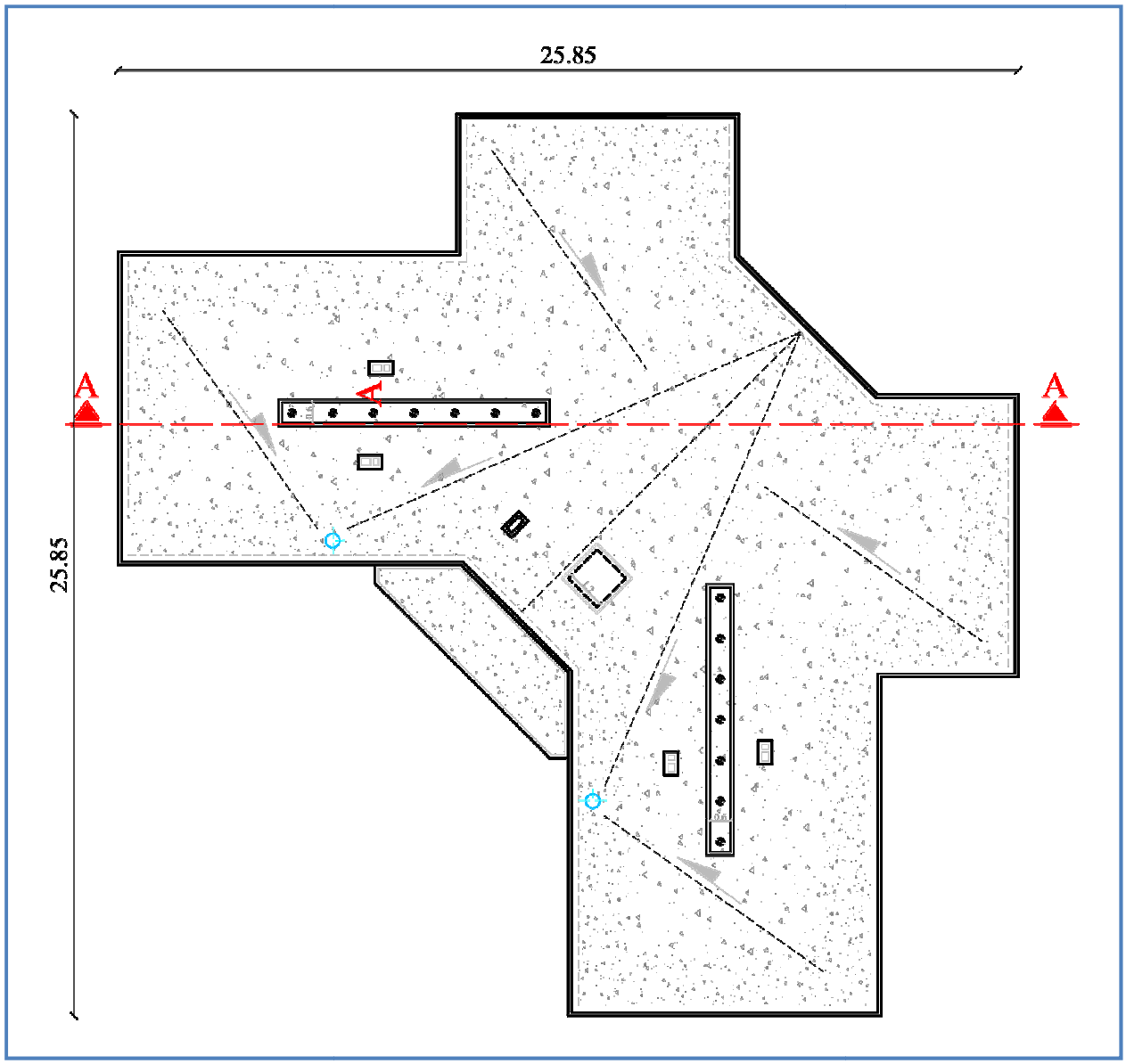


Figure I.08. *Vue en plan du terrasse*

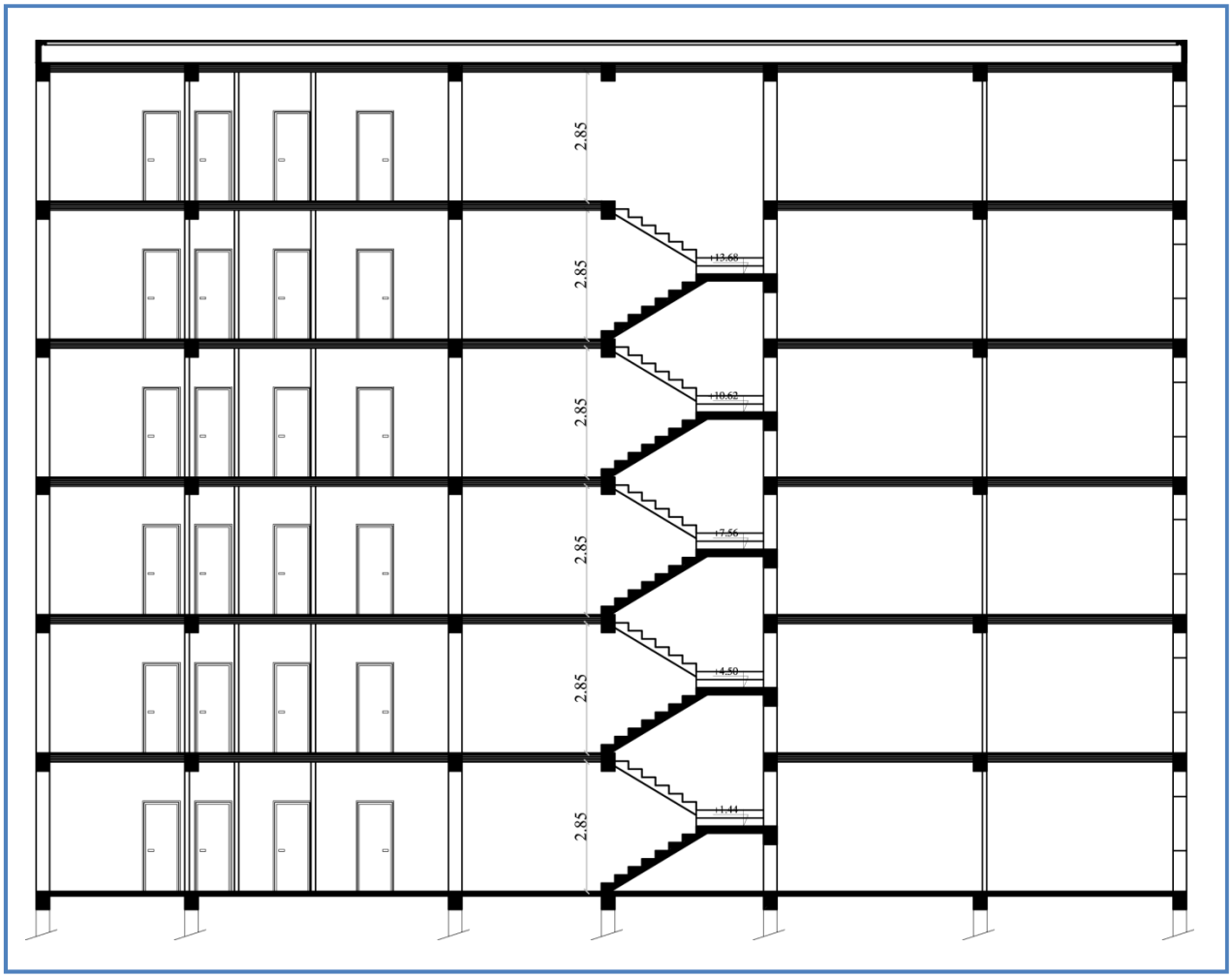


Figure I.09. *Coupe A-A*

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

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

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

h_t : l'épaisseur du plancher

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entre-axe).

Pour notre bloc, $L = 355\text{cm}$

$$\frac{400}{25} \leq h_t \leq \frac{400}{20} \quad \Rightarrow \quad 16.00\ \text{cm} \leq h_t \leq 20.00\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 17.78\ \text{cm}$$

On adopte : $h_t = 20\ \text{cm}$

$$h_t = d + e$$

d : l'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow h_t = (16 + 4)\ \text{cm}$$

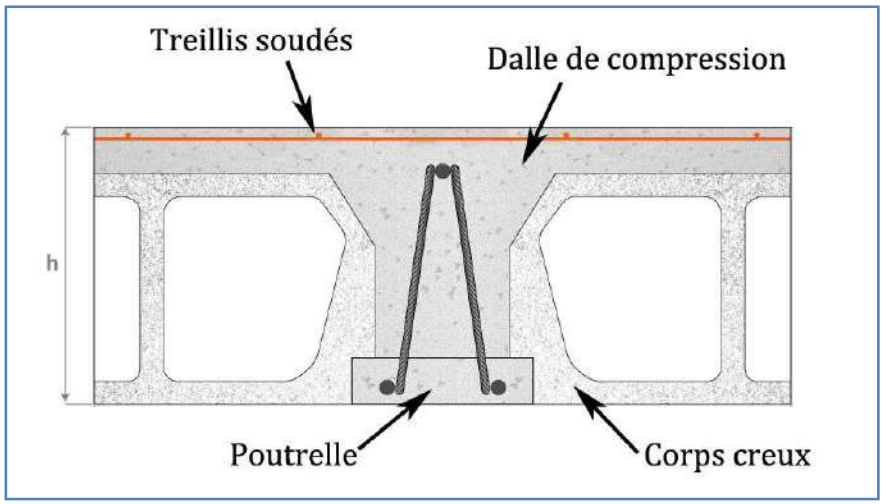


Figure II.01. *Coupe du plancher à corps creux*

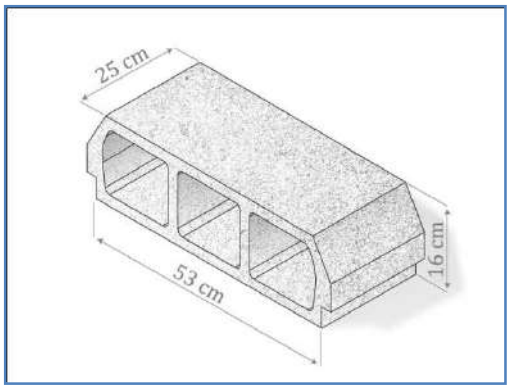


Figure II.02. *Dimensions du corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

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

- Critère de résistance :

a) Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \; ; L = 2.20\, m \Rightarrow \; 6.29\, cm \leq e \leq 7.33\, cm$$

b) Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \; ; L = 4.65\, m \Rightarrow \; 10.33\, cm \leq e \leq 11.63\, cm$$

Avec :

ep : épaisseur de la dalle ;

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

- Sécurité contre l'incendie :

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

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

- Condition d'isolation acoustique :

$$ep = 15\ cm$$

Conclusion :

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons aux choix pour les deux types d'une dalle d'épaisseur : $ep = 15\ cm$

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles CBA93.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre nue.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **RPA99 Version 2003►► Art [7.5.1]◄◄ :**

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

Tableau II.01 *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres Principales	Poutres Secondaires
Conditions de résistance	L = 455 cm ⇒ 30.33cm ≤ h ≤ 45.50cm On adopte : h = 40cm ⇒ 9.70cm ≤ b ≤ 33.95cm On adopte : b = 30cm	L = 325 cm ⇒ 21.66cm ≤ h ≤ 32.50cm On adopte : h = 35cm ⇒ 11.60cm ≤ b ≤ 40.60cm On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4 Conditions vérifiées	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4 Conditions vérifiées
Conclusion	b = 30cm ; h = 40cm	b = 30cm ; h = 35cm

Remarque :

Dans notre projet on a les deux panneaux A et B (voir **Figure II.03**)

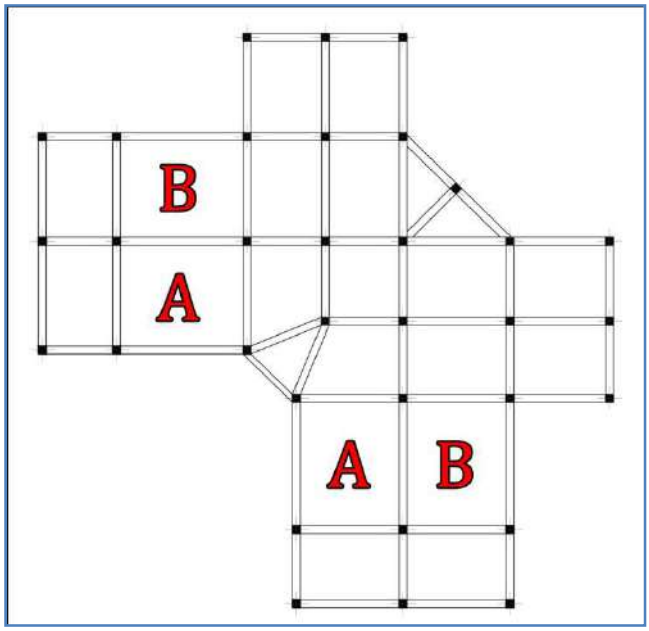


Figure II.03. *La position des panneaux A et B*

- Le panneau A , de portée (5.80 x 4.85) m , contient une travée de 5.80 m suivant le sens des poutrelles, alors on prévoit une quantité de ferraillage trop élevée dans les poutrelles.
- Le panneau B , de portée (5.80 x 4.65) m , contient une travée de 5.80 m suivant le sens des poutrelles, ce dernier supporte un mur double cloison qui sépare deux logements alors on prévoit une quantité de ferraillage trop élevée dans les poutrelles.

Conclusion :

On a décidé de créer un chainage perpendiculaire au sens des poutrelles sous le mur double cloison.

Tableau II.02 *Pré dimensionnement de la poutre secondaire 02 et le chainage*

	Poutres Secondaires 02	Chainage
Conditions de résistance	L = 550 cm ⇒ 36.67cm ≤ h ≤ 55.00cm On adopte : h = 40 cm ⇒ 12.00cm ≤ b ≤ 28.00cm On adopte : b = 30cm	L = 455 cm ⇒ 30.33cm ≤ h ≤ 45.50cm On adopte : h = 40cm ⇒ 12.00cm ≤ b ≤ 28.00cm On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4 Conditions vérifiées	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4 Conditions vérifiées
Conclusion	b = 30cm ; h = 40cm	b = 30cm ; h = 40cm

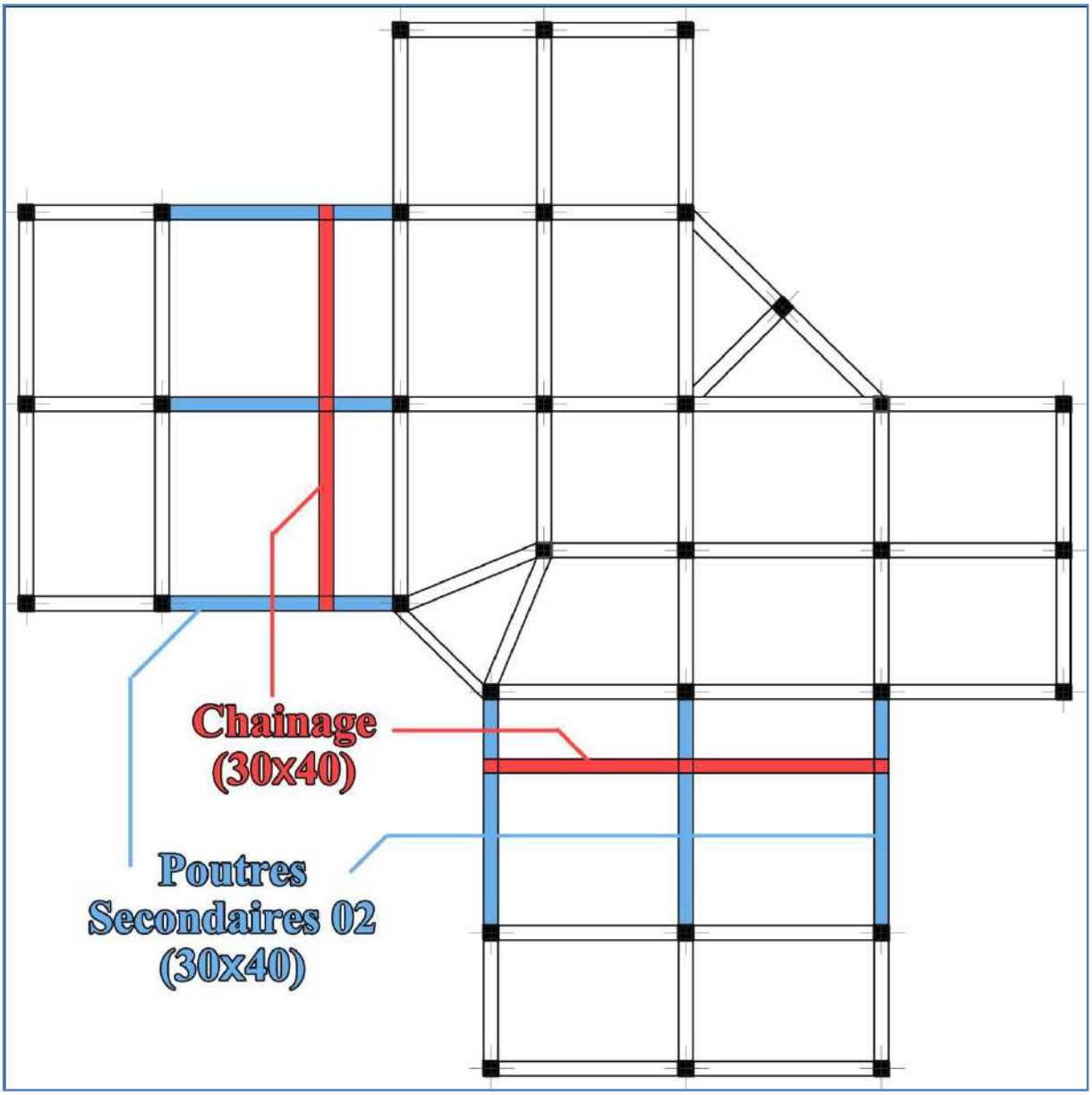


Figure II.04. *position de la poutre secondaire 02 et le chainage*

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.03 *Charge permanente des murs intérieurs*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**1.30**

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.04 *Charge permanente du mur extérieur*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**2.36**

II.4.1.2. Plancher terrasse :

II.4.1.2.1. Plancher terrasse(corps creux) :

Tableau II.05 *Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.40**

II.4.1.2.2. Plancher terrasse(dalle pleine) :

Tableau II.06 *Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**7.35**

II.4.1.3. Plancher courant :

II.4.1.3.1. Plancher courant(corps creux) :

Tableau II.07 *Charge permanente du plancher courant (corps creux)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (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(16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.30
TOTAL				**5.64**

II.4.1.3.2. Plancher courant(dalle pleine) :

Tableau II.08 *Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (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 en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.30
TOTAL				**6.59**

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$
- Etage courant : $Q = 1.5\ kN/m^2$
- Balcon : $Q = 3.5\ kN/m^2$

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime $N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$, et selon le CBA93►►[Art B.8.11]◄◄, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne$N_u^{\ *} = 1.1\ N_u$:.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de l'effort normal $\overline{N}$ que le poteau peut le supporter ;
- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) en zone III :

$$\begin{cases} Min\ (b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ Min\ (b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ 1/4 < b_1, h_1 < 4 \end{cases}$$

Et on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\ \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = \overline{N}$$

A: la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. $A = B/1000$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad si \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\dfrac{50}{\lambda} \right)^2 \quad si \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\, l_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{b^2}}$$

λ: l'élancement mécanique;

l_f : longueur de flambement.

i: rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau;

Dans notre projet, $l_0 = 3.06\ m$pour tous les étages.

I : moment d'inertie du poteau;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad \Rightarrow \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$f_{C28} = 25\ MPa \quad ; \quad f_e = 400\ MPa \quad ; \ Situation\ durable : (\gamma_b = 1.5 \ ; \ \gamma_s = 1.15)$$

II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\bar{N}$:

Tableau II.09 *Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau*

Niveau	$B(mm^2)$	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	$i(m)$	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}\ (kN)$
5ème	300×300	78400	2.142	0.087	24.620	0.773	90	1146.48
4ème	300×300	78400	2.142	0.087	24.620	0.733	90	1146.48
3ème	350×350	108900	2.142	0.101	21.208	0.792	122.5	1630.95
2ème	350×350	108900	2.142	0.101	21.208	0.792	122.5	1630.95
1er	400×400	144400	2.142	0.115	18.626	0.804	160	2194.70
RDC	400×400	144400	2.142	0.115	18.626	0.804	160	2194.70

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est un poteau intermédiaire, situé comme la **Figure II.05**

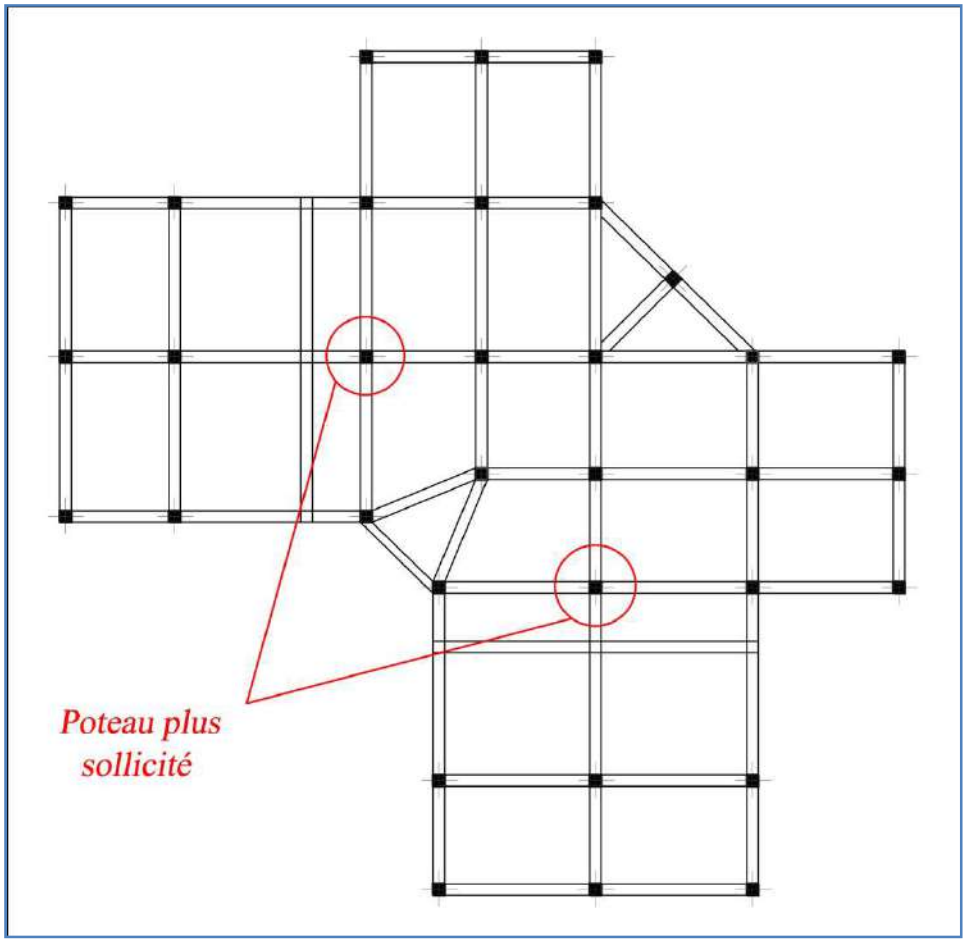


Figure II.05. *représentation du poteau le plus sollicité*

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (4.65 \times 4.75) - \left(\frac{1.6 \times 0.325}{2}\right) \Rightarrow \boldsymbol{S_{totale} = 21.83\ m^2}$$

$$S_{plancher} = (2.275 + 2.175) \times (1.60 + 2.75) - \left(\frac{1.6 \times 0.325}{2}\right) \Rightarrow \boldsymbol{S_{plancher} = 19.10\ m^2}$$

S_{totale} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

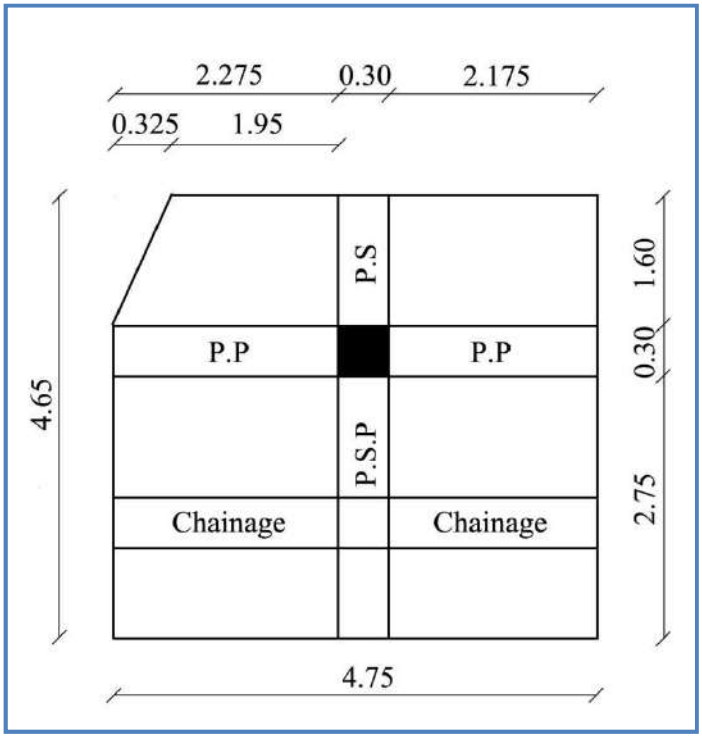


Figure II.06. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité*

II.5.1.3. Charges permanentes :

Tableau II.10 *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Niveau	$G_{Plancher}$ (kN)	$G_{P.P}$ (kN)	$G_{P.S}$ (kN)	$G_{P.S.P}$ (kN)	G_{Ch} (kN)	G_{Poteau} (kN)	G_{Niveau} (kN)	$G_{Cumulé}$ (kN)
5ème	123.90	13.35	4.20	8.25	10.01	6.89	166.60	166.60
4ème	109.19	13.35	4.20	8.25	10.01	6.89	151.89	318.49
3ème	109.19	13.35	4.20	8.25	10.01	9.37	154.37	472.86
2ème	109.19	13.35	4.20	8.25	10.01	9.37	154.37	627.23
1er	109.19	13.35	4.20	8.25	10.01	12.24	157.24	784.47
RDC	109.19	13.35	4.20	8.25	10.01	12.24	157.24	941.71

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

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

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

Pour le 5ème étage : Q_0

Pour le 4ème étage : $Q_0 + Q_1$

Pour le 3ème étage : $Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$

Pour le 2ème étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour le 1er étage : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour le RDC : $Q_0 + 0.80\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ $(terrasse\ inaccessible)$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5\ kN/m^2$ $(étage\ courant)$

Tableau II.11 *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	5ème	4ème	3ème	2ème	1ér	RDC
$Q(kN)$	21.83	54.58	84.06	110.26	133.18	152.83

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.35\,G + 1.5\,Q \quad , \quad N_u{}^{*} = 1.1\,N_u$$

Tableau II.12 *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	$G\ (kN)$	$Q\ (kN)$	$N_u\ (kN)$	$1.1N_u\ (kN)$	$\bar{N}\ (kN)$	$1.1N_u \leq \bar{N}$
5ème	166.60	22.83	259.16	285.07	1146.48	Oui
4ème	318.49	54.58	511.83	563.01	1146.48	Oui
3ème	472.86	84.06	764.45	840.90	1630.95	Oui
2ème	627.23	110.26	1012.15	1113.37	1630.95	Oui
1er	784.47	133.18	1258.80	1384.68	2194.70	Oui
RDC	941.71	152.83	1500.55	1650.61	2194.70	Oui

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections :

Tableau II.13 *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*►► *[Art 7.4.1]* ◄◄

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $min\ (b_1, h_1) \geq 30cm$ $min\ (b_1, h_1) \geq h_e/20$ $1/4 < b_1/h_1 < 4$	4ème, 5ème étage : $min(b_1, h_1) = 30cm$ $h_e/20 = (306 - 40)/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	Conditions Vérifiées
	2ème et 3ème étage : $min(b_1, h_1) = 35cm$ $h_e/20 = (306 - 40)/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	Conditions Vérifiées
	RDC et 1er étage : $min(b_1, h_1) = 40cm$ $h_e/20 = (306 - 40)/20 = 13.3cm$ $b_1/h_1 = 1$	Conditions Vérifiées

b) Vérification aux zones nodales :

Tableau II.14 *Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ $d \leq max\ (b_1/2, h_1/2)$	4ème, 5ème étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 75\ cm$ $d = 0\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 15\ cm$	Conditions Vérifiées
	2ème et 3ème étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 87.5\ cm$ $d = 2.5\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 17.5\ cm$	Conditions Vérifiées
	RDC et 1er étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 100\ cm$ $d = 5\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 20\ cm$	Conditions Vérifiées

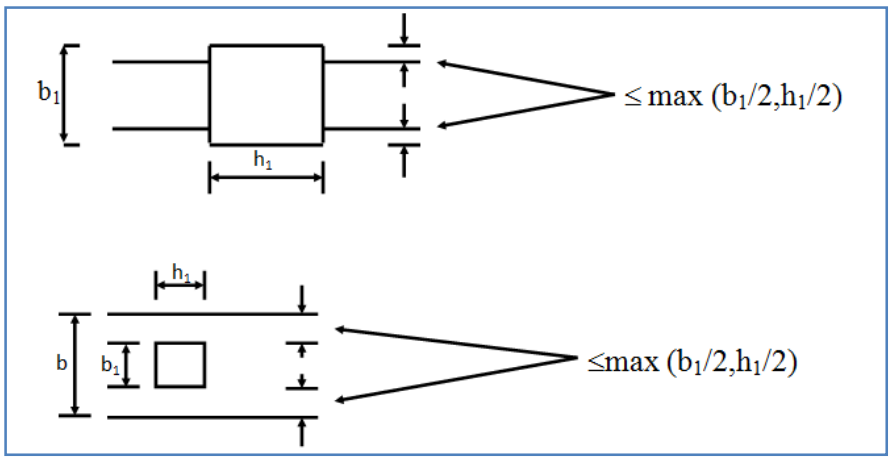


Figure II.07. *Conditions aux zones nodales*

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

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

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

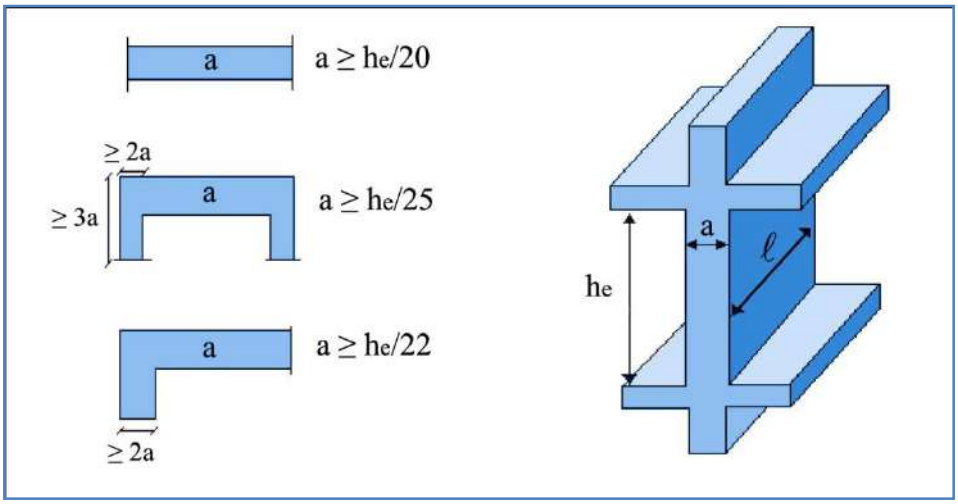


Figure II.08. *Vue en plan et vue en 3D du voile*

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

Pour tous les étages, on a $h_e = 306 - 30 = 276\ cm$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{276}{22} = 12.55\ cm$$

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

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

III.2. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé au périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle principale de protéger l'étanchéité et de former un écran de protection contre la chute des personnes, et de former un support permettant l'accrochage des échafaudages, la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

III.2.1.Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

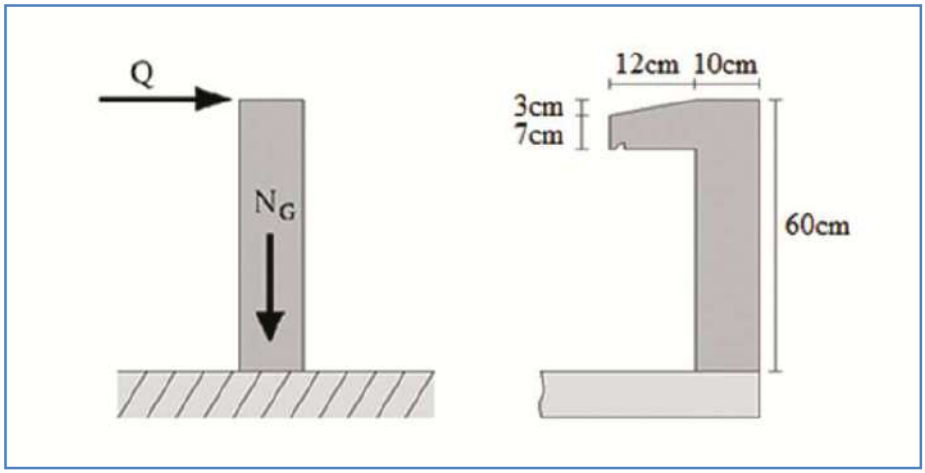


Figure III.01. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.2.2.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.01 *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes
$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + (0.03 \times 0.12/2)] \times 25 = 1.76\ kN/ml$
Charges d'exploitation
$Q = 1\ kN/ml$

III.2.3.Détermination des efforts :

Tableau III.02 *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35\ G = 2.38\ kN$	$N_{ser} = G =$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	/

III.2.4.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.03 *Les données sur l'acrotère*

f_{c28}	$25\ MPa$	C_1	$2.5\ cm$	N_u	$2.38\ kN$
f_e	$400\ MPa$	C_2	$2.5\ cm$	M_u	$0.90\ kN.m$
b	$100\ cm$	l_0	$0.60\ m$	N_{ser}	$1.76\ kN$
h	$10\ cm$	l_f	$1.20\ m$	M_{ser}	$0.60\ kN.m$

III.2.4.1. L'état limite ultime (ELU) :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.38} = 0.3782\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 37.82\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5\ cm$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

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

b) Calcul du moment de flexion :

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

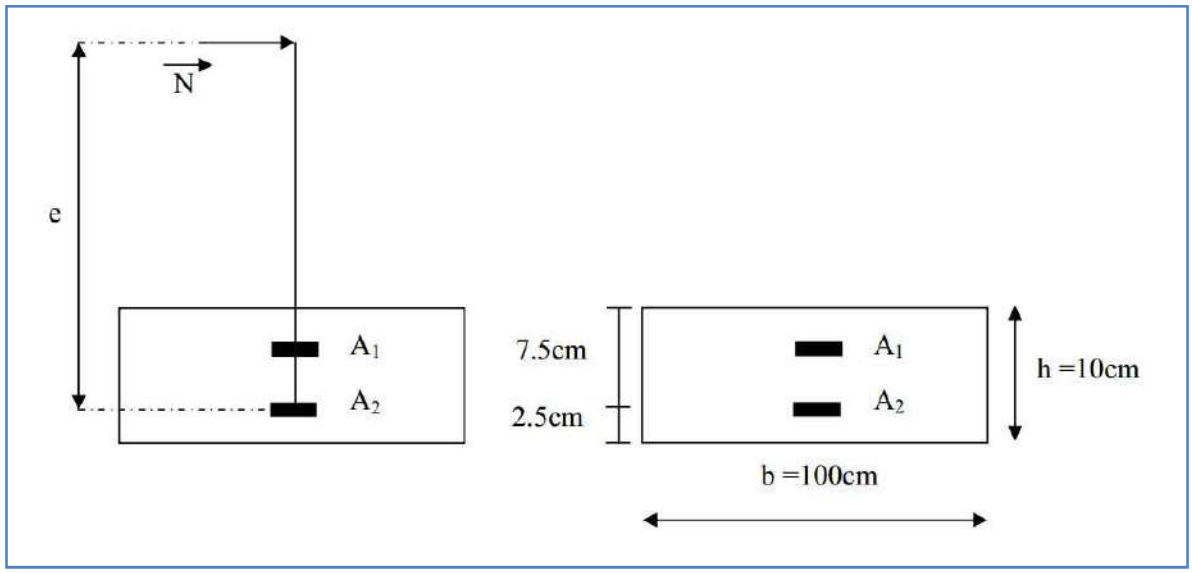


Figure III.02. *Section de béton armé dans l'acrotère*

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C_2\right) = 37.82 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) \quad \Rightarrow \quad e = 40.32\ cm$$

$$M_1 = N_u * e = 2.38 * 0.4032 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.96\ kN.m$$

c) Calcul des armatures verticales :

le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 14.17MPa$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 75^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.012$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = A_1{}' = 0 \ ; \ \beta = 0.994$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma_s}.\beta.d}$$

$$\bar{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma_s} = 348\ MPa$$

$$A_1 = \frac{0.96 \times 10^6}{348 \times 0.994 \times 1000} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 37.00\ mm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

N : effort normal de compression.

$$A = 37.00 - \frac{2.38 \times 10^3}{100 \times 348} \quad \Rightarrow \quad A = 36.93\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.37\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.37\ cm^2$$

On adopte :

$$\boldsymbol{A = 4HA8 = 2.01cm^2}$$

Espacement :

$$S_t = 100/4 = 25\ cm \ \leq S_{min} = min[3h; 33\ cm] = 30\ cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

On adopte : $S_t = 25\ cm$

d) Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\ cm^2$$

On adopte :

$$\boldsymbol{A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2}$$

Espacement :

$$S_{rép} = 60/4 = 15\ cm \ \leq S_{min} = min[4h; 45\ cm] = 40\ cm \quad (C.V)$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm$

III.2.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.76} = 0.3409\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 34.09\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

On doit vérifier cette inégalité :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2}$$

Avec :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \Rightarrow \quad B_0 = 1037.65\ cm^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2d)\right] \quad \Rightarrow \quad v_1 = 4.89\ cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 10 - 4.89 \quad \Rightarrow \quad v_2 = 5.11\ cm$$

$$I'_G = \frac{b}{3}({v_1}^3 + {v_2}^3) + 15[A_1(v_1 - C_1)^2 + A_2(v_2 - C_2)^2]$$

$$\Rightarrow \quad I'_G = 8517.65\ cm^4$$

$$M'_G = N_{ser} \cdot CG' \quad \Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$$

$$CG' = CG + GG' = e_0 - \left(\frac{h}{2} - C\right) + \left(v_1 - \frac{h}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad CG' = 31.54\ cm$$

$$\Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = 31.54\ cm\ > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2} = 1.61\ cm \quad (C.V)$$

Alors, on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier ces conditions : (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 \quad ; \quad k = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} \quad ; \quad y_1 = y_2 + C \quad ; \quad \sigma_s = 15\ k(d - y_1)$$

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

$$y_2{}^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

y_2 : la distance entre le centre de pression C et l'axe neutre.

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

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

C : la distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "C", et puisque "N" est un effort de compression, donc :

$$C = \frac{h}{2} - e = -35.32\ cm\ < 0$$

$$\begin{cases} p = -3665.05\ cm^2 \\ q = 84806.67 cm^3 \end{cases}$$

Donc, l'équation devient :

$$y_2{}^3 - 3665.05\ y_2 + 84806.67 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -101327906.7 < 0$$

$$cos(\varphi) = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 173.22°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 69.91\ cm$$

Les racines de l'équation sont :

$$\begin{cases} y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 37.32\ cm \\ y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -69.86\ cm \\ y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 32.54\ cm \end{cases}$$

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

$$0 < (y_1 = y_2 + C) < d$$

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

Donc :

$$y_2 = 37.32\ cm \quad \Rightarrow \quad y_1 = 37.32 - 35.32 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 2.00\ cm$$

$$S_{XX'} = \frac{1}{2} b \cdot {y_1}^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] \quad \Rightarrow \quad S_{XX'} = 34.175\ cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{1760}{34175} \quad \Rightarrow K = 0.051\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.051 \times 20 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 1.02\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.051 \times (75 - 20) \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 42.08\ MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.67\ ;\ 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 201.63\right] \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 201.63\ MPa$$

$$\sigma_b = 1.02\ MPa\ < \bar{\sigma}_b = 15\ MPa \qquad (C.V)$$

$$\sigma_s = 42.08\ MPa\ < \bar{\sigma}_s = 201.63\ MPa \qquad (C.V)$$

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

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83\ kN$$

F < 0, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02\ MPa$$

$$\bar{\tau} = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] = 2.5\ MPa \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

$$\tau_u = 0.02\ MPa\ < \bar{\tau} = 2.5\ MPa \quad (C.V)$$

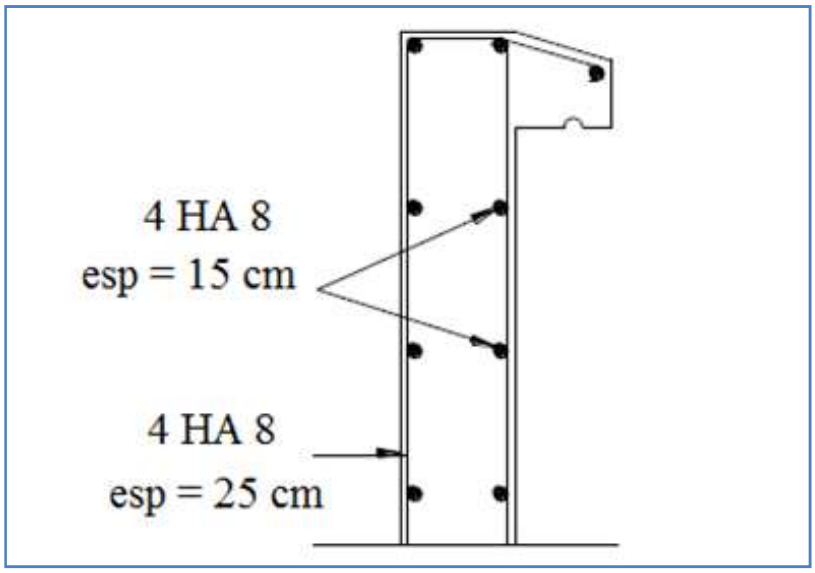


Figure III.03. *Ferraillage de l'acrotère*

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :

Généralement le plancher à corps creux est constitué de :

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1.La dalle de compression :

la dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :►►CBA93 Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_\perp \geq \frac{200}{f_e} \quad si \quad L \leq 50\ cm$$

$$A_\perp \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e} \quad si \quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

avec :

L : espacement entraxe entre les nervures.

f_e : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

$A_\perp$: section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : $L = 65\ cm$, donc :

$$50\ cm \leq L \leq 80\ cm \ \Rightarrow\ A_{\perp} \geq 0.02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} \ \Rightarrow\ A_{\perp} = 0.5\ cm^2/ml$$

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

$$A_{/\!/} = \frac{A_{\perp}}{2} \ \Rightarrow\ A_{/\!/} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisira :

$$A_{\perp} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

$$A_{/\!/} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

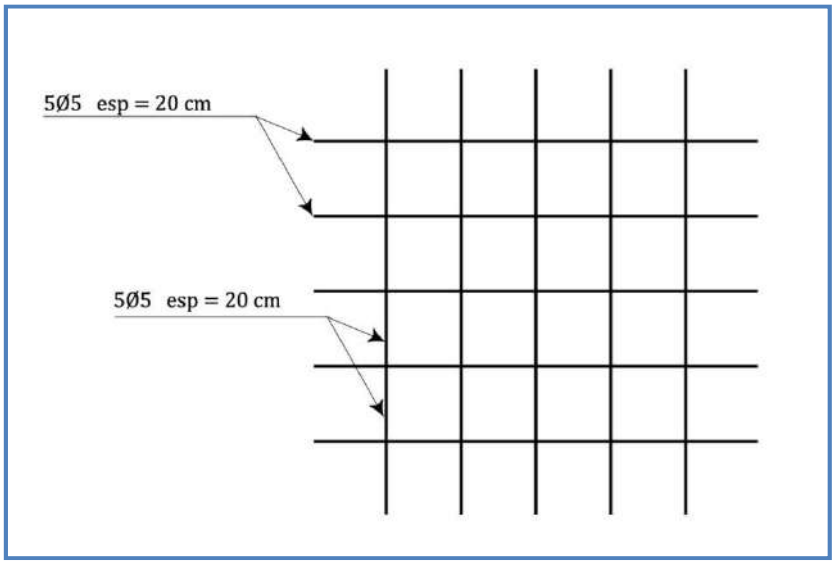


Figure III.04. *Disposition des armatures de la dalle de compression*

III.3.2.Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.1. Avant coulage :

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de $1\ kN$ ou $(0.5 \times L)\ kN$, qui représente le poids d'un ouvrier.

►►CBA93 Art [B.6.8.4.1.2.] ◄◄

$$Q = max[1\ kN\ ; 0.5L = 2.0] = 2.0\ kN$$

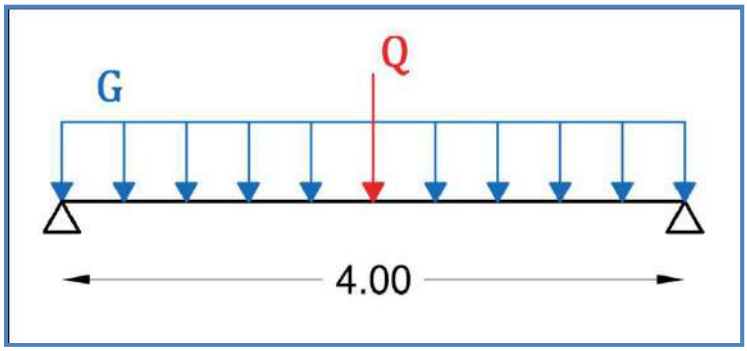


Figure III.05. *Schéma de la poutrelle avant coulage*

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq \bar{f} \qquad avec: \qquad \begin{cases} \bar{f} = \dfrac{L\ (cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L\ (cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

On a :

$$L = 4.00\ m \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{400}{500} = 0.80\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4\ cm^2$:

Tableau III.04 *Les charges de la poutrelle avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN)$	
4.00	2.0	Poids du poutrelle	Poids du corps creux
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65 \times 1 = 0.65$
		0.77	

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4000^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{2000 \times 4000^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5}$$

$$f_{max} = 25.42\ cm$$

$$f_{max} = 25.42\ cm > \bar{f} = 0.80\ cm$$

$$f_{max} \leq \bar{f}(C.N.V)$$

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Calcul des étaiements :

Les étaiements sont des appuis, ils aident la poutrelle à supporter les charges avant le coulage. On peut déterminer le nombre d'étaiements à partir de calcul du moment, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f_{max}" pour la comparer avec "$\bar{f}$", si cette dernière est supérieur du première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale inférieur au flèche admissible .

a) Pour un seul étai au milieu :

$$Q = max[1\ kN\ ; 0.5L = 1.0] = 1.0\ kN$$

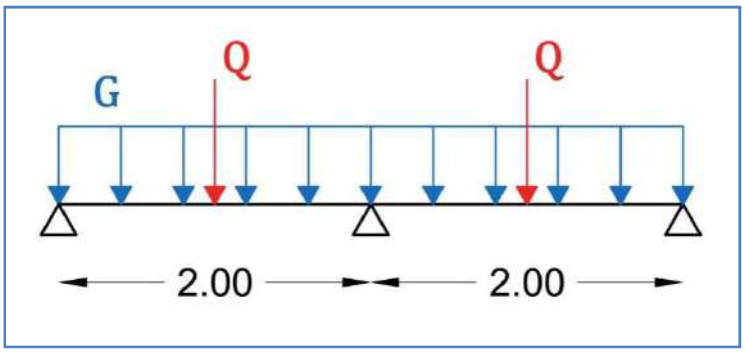


Figure III.06. *Poutrelle avec un seul étai au milieu*

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4\ cm^2$:

Tableau III.05 *Les charges de la poutrelle avec un seul étai avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN/ml)$
2.00	1.0	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 2000^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{1000 \times 2000^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5}$$

$$f_{max} = 1.59\ cm$$

$$f_{max} = 1.59\ cm > \bar{f} = 0.80$$

$$f_{max} \leq \bar{f}(C.N.V)$$

Conclusion :

Un étai n'est pas suffisant, on ajoute un autre étai et on vérifie.

b) Pour deux étais :

$$Q = max[1\ kN\ ; 0.5L = 0.67] = 1.0\ kN$$

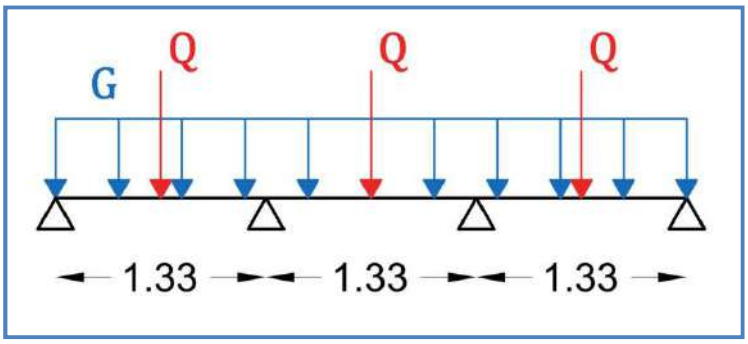


Figure III.07. *Poutrelle avec deux étais*

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4\ cm^2$:

Tableau III.06 *Les charges de la poutrelle avec deux étais avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN/ml)$
1.333	1.0	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1333^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{1000 \times 1333^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5}$$

$$f_{max} = 0.39\ cm$$

$$f_{max} = 0.39\ cm < \bar{f} = 0.80$$

$$f_{max} \leq \bar{f}(C.V)$$

Conclusion :

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 1.33 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

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

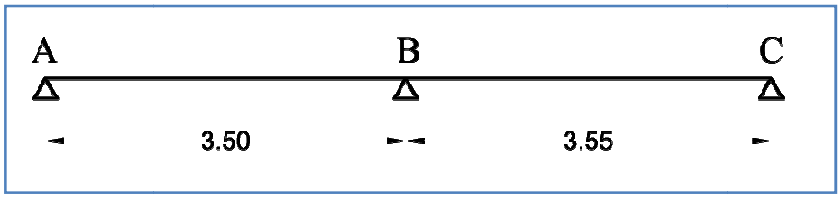


Figure III.08. *Poutrelle à deux travées*

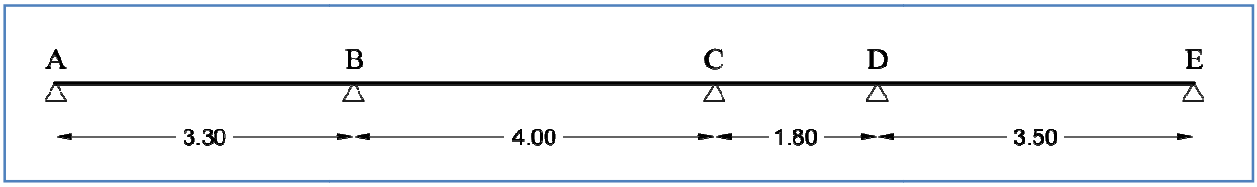


Figure III.09. *Poutrelle à quatre travées*

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq min[2G\ et\ 5\ kN/m^2]$$

Charges concentrées :

$$P \leq min[Q/4\ \ et\ 2\ kN]$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

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

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

b) Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

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

$$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n$$

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

c) Condition concernant le type de fissuration :

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

<u>Vérification des conditions :</u>

a) Poutrelle à 2 travées :

$Q \leq min\,[2G\ et\ 5\,kN/m^2]\ \ (C.V)$

$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n \quad (C.V)$

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq \frac{3.50}{3.55} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq 0.99 \leq 1.25\ \ (C.V)$

$La\ fissuration\ doit\ être\ \ peu\ nuisible. \quad (C.V)$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées. Donc, le calcul des sollicitations se fait par la méthode forfaitaire.

b) Poutrelle à 4 travées :

$Q \leq min\,[2G\ et\ 5\,kN/m^2](C.V)$

$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n \quad (C.V)$

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq \frac{4.00}{1.80} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq 2.22 \leq 1.25\ \ (C.N.V)$

$La\ fissuration\ doit\ être\ \ peu\ nuisible. \quad (C.V)$

Puisque 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.

Exposé de la méthode forfaitaire :

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

M_t : moment en travée.

M_w : moment à l'appui de gauche.

M_e: moment à l'appui de droite.

M_0: moment isostatique.

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

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boldsymbol{a}/ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\ [1.05\ M_0\ et (1+0.3\alpha) M_0]$$

$$\boldsymbol{b}/\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \qquad pour\ les\ travées\ de\ rive$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \qquad pour\ les\ travées\ de\ intermédiaire$$

$\boldsymbol{c}/$ *les moments d'encastrements des appuis* :

$M_a \geq 0.6\ M_0$Cas des poutres à 2 travées.

$M_a \geq 0.5\ M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive.

$M_a \geq 0.4\ M_0$ Pour les appuis intermédiaires.

$M_a \geq 0.2\ M_0$ Pour les appuis de rive.

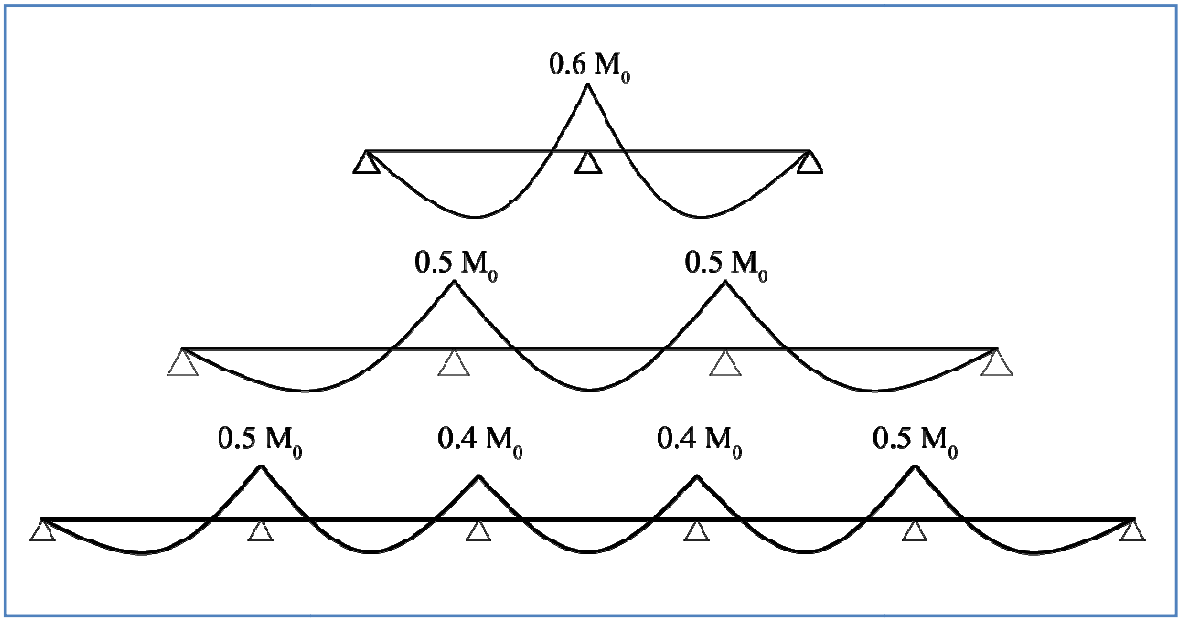


Figure III.10. *Moment en travée et en appui pour la méthode forfaitaire.*

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui de gauche.

M_e: Moment à l'appui de droite.

M_0: Moment isostatique.

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

T_w :Effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant à droite de la travée.

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.07 *Combinaison des charges des poutrelles*

Poutrelle	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$q_u(kN/ml)$	$q_{ser}(kN/ml)$
Plancher terrasse	4.16	0.65	6.59	4.81
Plancher courant	3.67	0.98	6.42	4.65

Remarque :

Les charges sont presque égales pour les deux types du plancher . Donc, on fait le calcul des poutrelles du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

a) poutrelle à deux travées :

Tableau III.08 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	10.09	2.02	6.60	6.30	10.22	-12.84
B-C	10.38	6.85	2.08	6.45	13.04	-10.35

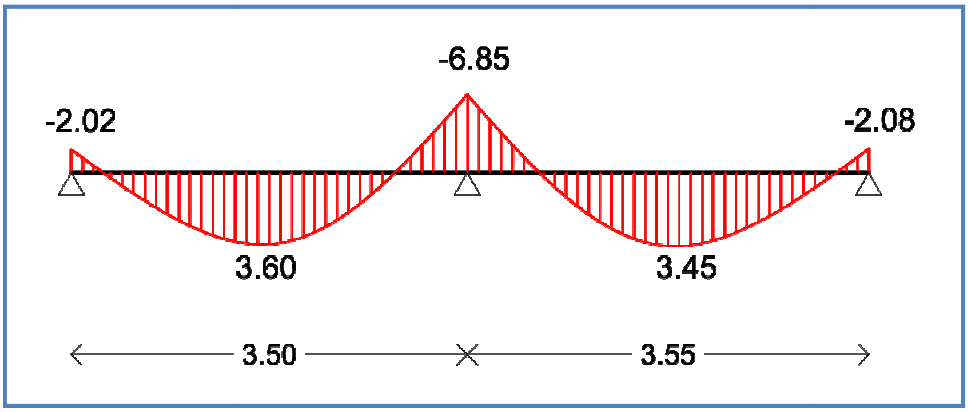


Figure III.11. *Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

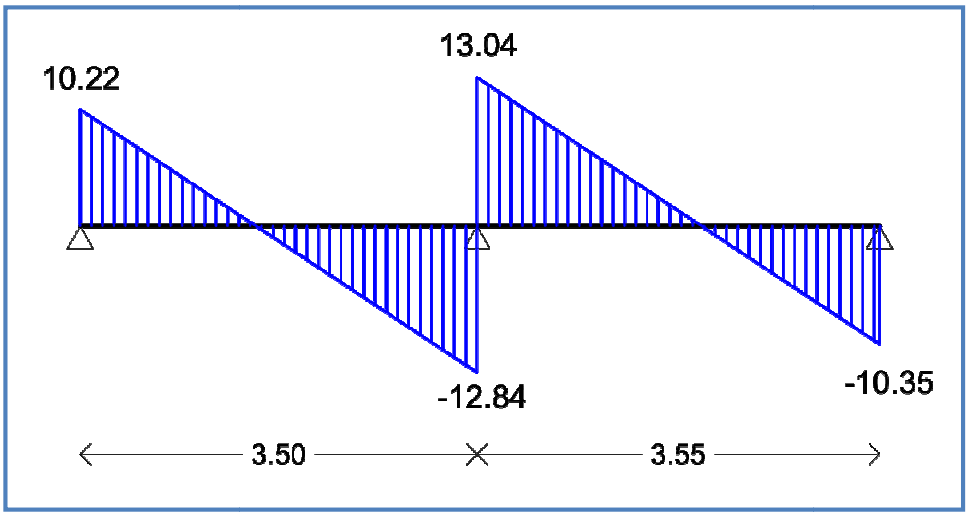


Figure III.12. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

Tableau III.09 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.S*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
A-B	7.37	1.47	4.80	4.65
B-C	7.58	4.85	1.52	4.80

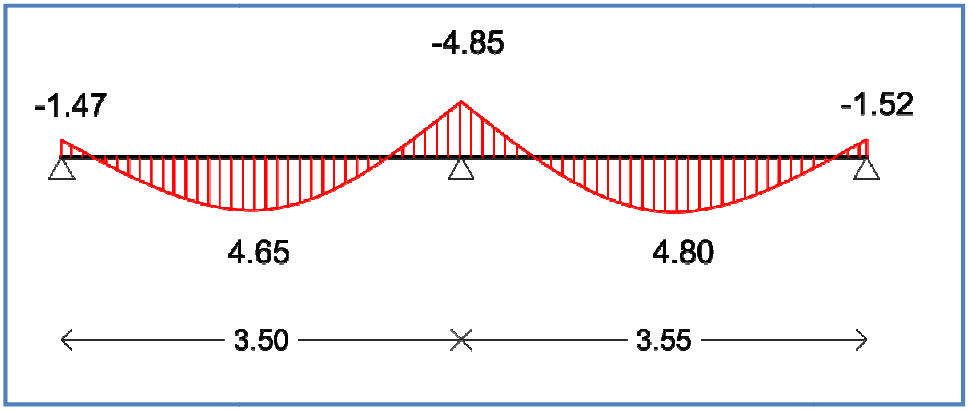


Figure III.13. *Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.S*

Méthode de CAQUOT :

Tableau III.10 *Méthode de CAQUOT*

Moment isostatique M_0	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rive	$0.2\ M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w \cdot l'^{\,3}_w + q_e \cdot l'^{\,3}_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$
Longueur fictive l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0.8\ L$
Effort tranchant T	T_w	$\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$-\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

M_e ; M_w : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

l'_w : Longueur fictive de travée à gauche.

l'_e : Longueur fictive de travée à droite.

L : Portée libre de la travée.

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b) poutrelle à quatre travées :

Tableau III.11 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	8.97	1.79	8.19	3.98	8.93	-12.81
B-C	13.18	8.19	5.97	6.10	13.74	-12.62
C-D	2.67	5.97	7.20	-3.92	5.25	-6.61
D-E	10.09	7.20	2.02	5.48	13.01	-10.05

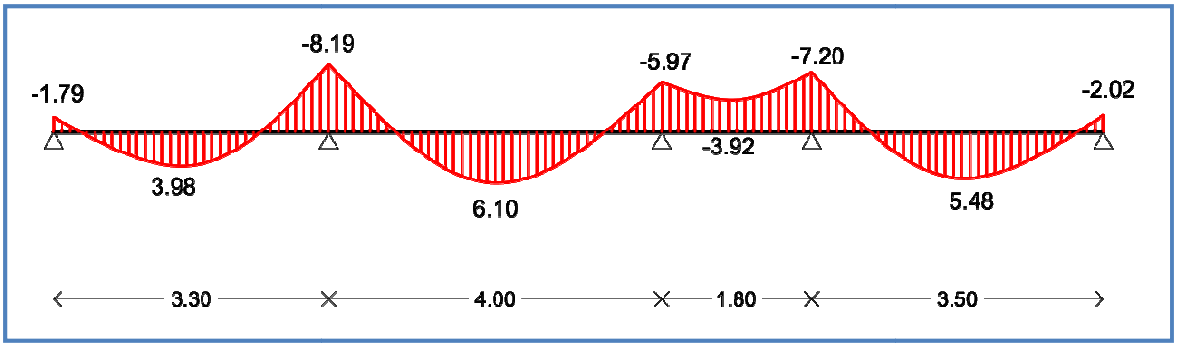


Figure III.14. *Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U*

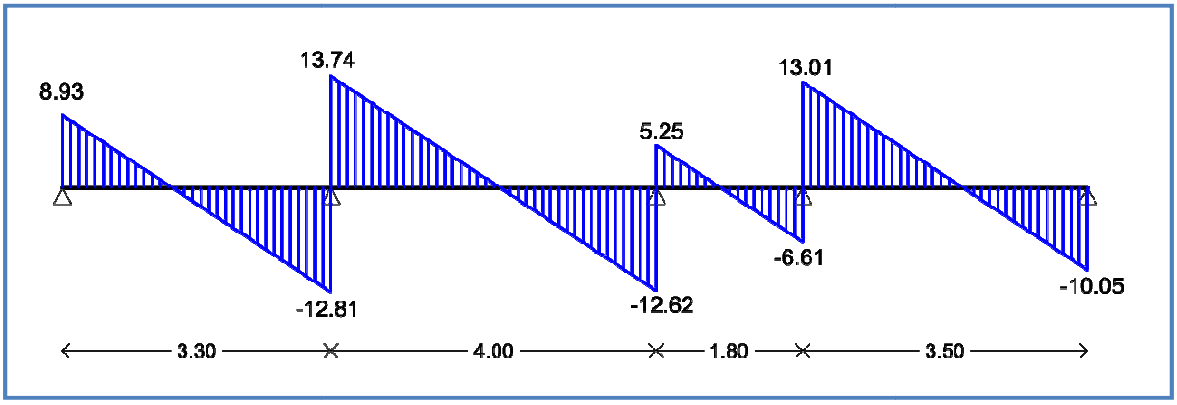


Figure III.15. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U*

Tableau III.12 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
A-B	6.55	1.31	5.98	2.90
B-C	9.62	5.98	4.36	4.45
C-D	1.95	4.36	5.25	-2.86
D-E	7.37	5.25	1.47	4.00

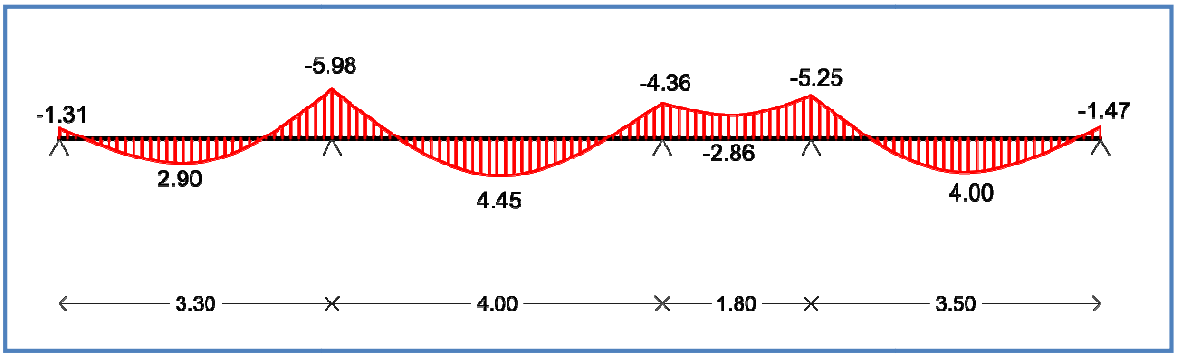


Figure III.16. *Diagramme des moments de la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S*

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.13 *Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	8.19	6.45	13.74	5.98	4.80
Référence	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 2 travées

Calcul de ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.14 *Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U*

	En travée	Aux appuis
$M_u\ (kN.m)$	6.45	8.19
$M_0\ (kN.m)$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= 58.95$	
	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)cm^2$	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20)cm^2$
μ	0.0216	0.0274
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
β	0.989	0.919
$A'\ (cm^2)$	0	0
$A\ (cm^2)$	1.04	1.42
$A_{min}\ (cm^2)$	1.30	0.24
$A_{adopt}\ (cm^2)$	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.15 *Vérification des poutrelles à l'E.L.S*

	En travée	Aux appuis
$M_{ser}\ (kN.m)$	4.80	5.98
$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	15	15
$y\ (mm)$	32.67	66.69
$I\ (cm^4)$	5867.30	4210.05
$K\ (N/mm^3)$	0.082	0.142
$\sigma_b\ (MPa)$	2.68	9.47
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui

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

Tableau III.16 *Armatures longitudinales des poutrelles*

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	$2HA10 = 1.57\ cm^2$	$2HA10 = 1.57\ cm^2$

b) Armatures transversales :

$$\emptyset \leq Min\left[\frac{h}{35} = 5.71\ mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 12\ mm\ ;\ \emptyset_l = 10\ mm\right] = 5.71\ mm$$

On adopte :$\emptyset = 6\ mm$

$$\emptyset_t = 6\ mm\ ,\qquad a_t = \frac{\pi \emptyset_t{}^2}{4} = 0.28\ cm^2\ ,\qquad A_t = a_t.n_t\quad (n_t = 2)$$

$$A_t = 0.56\ cm^2$$

$$S_t \leq Min[0.9d\ ; 40cm] = 16.2\ cm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \quad S_t = 15\ cm$$

$$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ cm^2$$

$$A_{t\,min} = 0.54\ cm^2 \leq A_t = 0.56\ cm^2 \quad (C.V)$$

On doit vérifier cette condition :

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

$$Avec: k = 1\ (flexion\ simple)\ ,\ \alpha = 90°$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64\ MPa$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} = \frac{0.56}{12 \times 15} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0.64 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 235(cos\ 90 + sin\ 90)} = 0.00005 \quad (C.V)$$

$$A_t = 0.56\ cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\ b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.31\ cm^2 \quad (C.V)$$

Tableau III.17 *Armatures transversales des poutrelles*

Armatures transversales	Espacement
2 Ø 6	15 cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (C.V)$$

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\ b_0.a\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

$$a = Min[b - c - 2 = 98mm\ ;\ 0.9d = 162mm] = 98\ mm$$

$$0.4\ b_0.a\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 0.4 \times 120 \times 98 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 10^{-3} = 78.4\ kN$$

$$V_u = 13.74\ kN \leq 78.4\ kN \quad (C.V)$$

Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau III.18 *Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles*

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{20}{355} = 0.0563 \geq \frac{4.80}{15 \times 7.58} = 0.0422$	$\frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \leq \frac{3.6}{400} = 0.0090$
C.V	C.V

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)\ cm$ du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

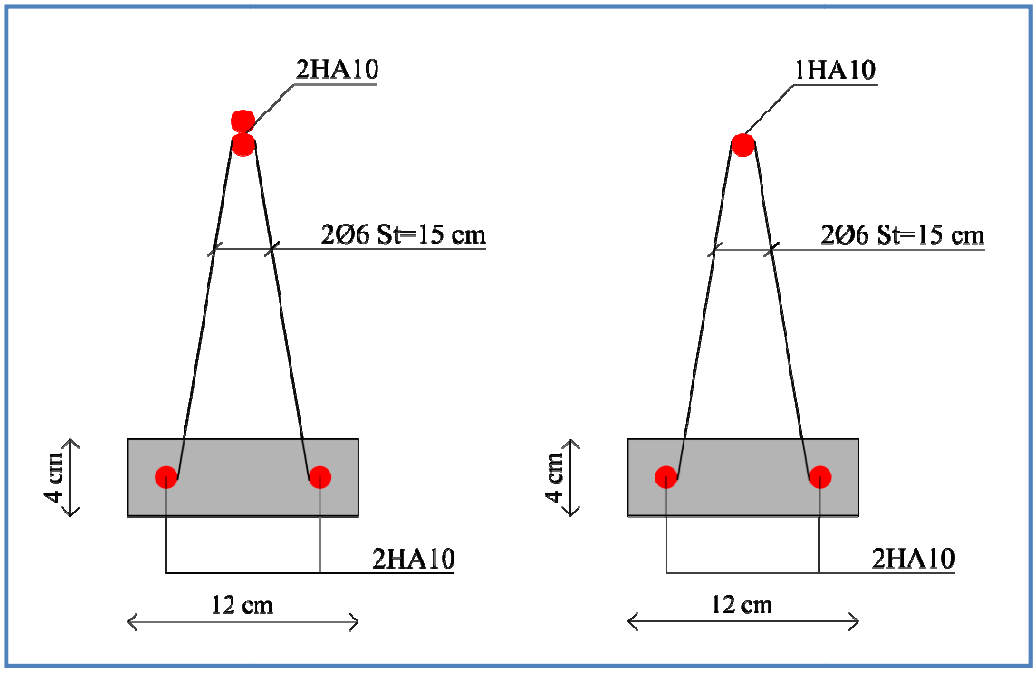


Figure III.17. *Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite)*

III.4. LES ESCALIERS :

III.4.1.Terminologie :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

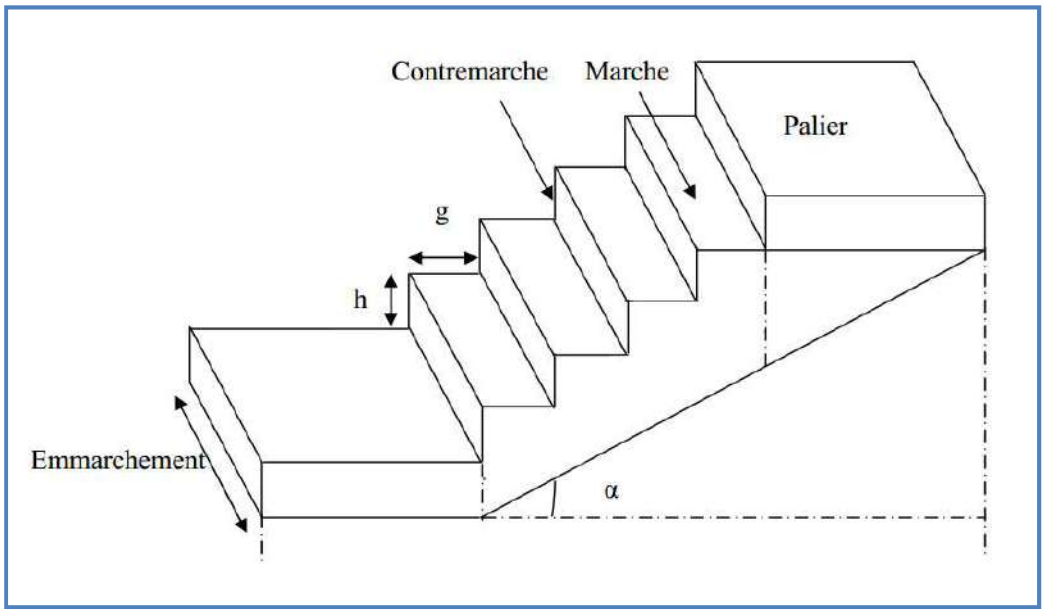


Figure III.18. *Représentation d'un escalier*

III.4.2.Dimensionnement :

Dans notre bloc, On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

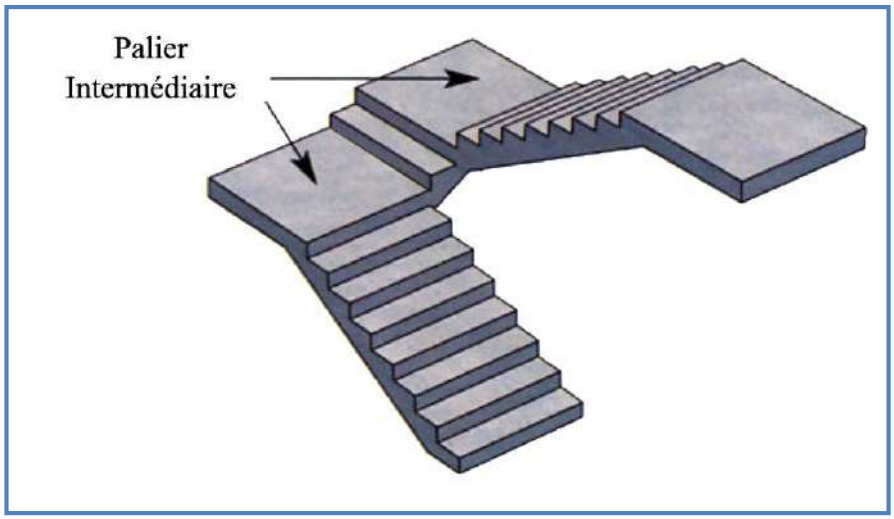


Figure III.19. *Escalier droit à trois volées*

Le schéma statique de se type d'escalier est comme suit :

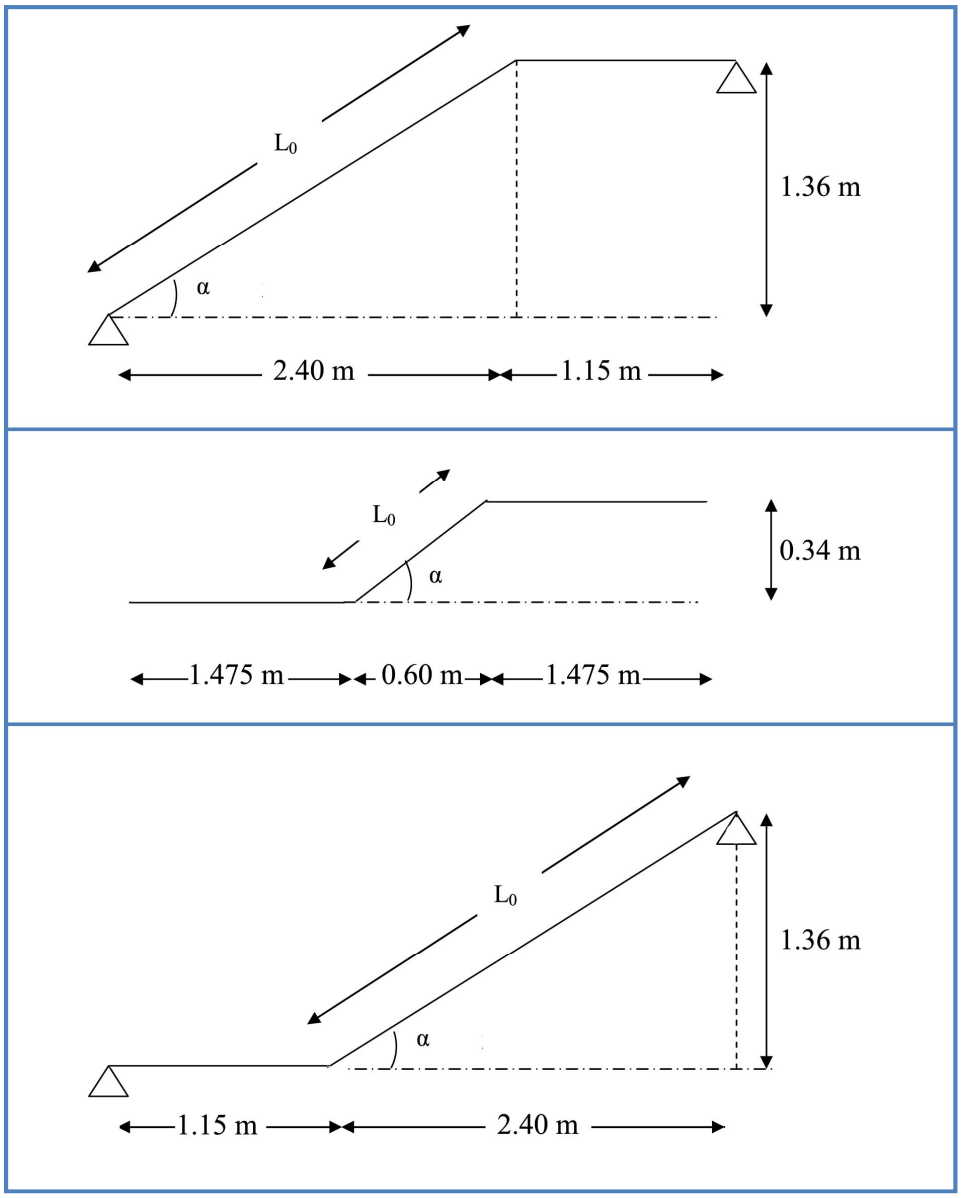


Figure III.20. *Schéma statique d'escalier*

Détermination de n, g, h :

On utilisant la formule de Blondel :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

g: largeur de la marche.

h : hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

L : la longueur horizontale de la paillasse.

H : la hauteur verticale de la paillasse.

Donc :

$$\begin{cases} \dfrac{L}{n-1}+\dfrac{2H}{n}\leq 64 \\ \dfrac{L}{n-1}+\dfrac{2H}{n}\geq 59 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} -64n^2+(64+2H+L)n-2H\leq 0 \\ -59n^2+(59+2H+L)n-2H\geq 0 \end{cases}$$

Détermination d'épaisseur de palliasse et de palier:

L'épaisseur de palliasse et de palier se détermine par la formule suivante :

$$\frac{L_t}{35}\leq e\leq \frac{L_t}{30}$$

Avec : L_t est la longueur total du volée

Détermination de l'angle d'inclinaison α :

$$tan\,\alpha=\frac{H}{L}$$

Détermination du longueur de la paillasse :

$$L_0=\frac{H}{sin\,\alpha}$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.19 *les caractéristiques géométriques pour les deux volées*

	$tng\,\alpha=\frac{H}{L}$	$\alpha°$	$L_0\,(cm)$	n	$h\,(cm)$	$g\,(cm)$	$e\,(cm)$
1ère volée	0.567	29.54	2.76	8	17	30	15
2éme volée	0.567	29.54	2.76	8	17	30	15

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.20 *Charge permanente de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.31
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.18**

Tableau III.21 Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Poids propre dupalier	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.49**

III.4.3.2. Charges d'exploitation :

Pour la paillasse : $Q = 2.5\ kN/m^2$

Pour le palier de repos : $Q = 2.5\ kN/m^2$

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.4.4.Détermination des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.22 *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.18	2.5	14.79	10.68
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.4.5.Détermination des efforts :

a) à l'ELU :

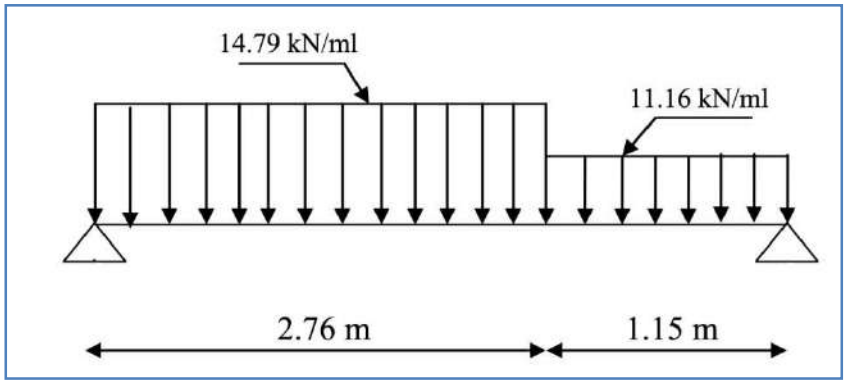


Figure III.21. *Chargement dans l'escalier à l'E.L.U*

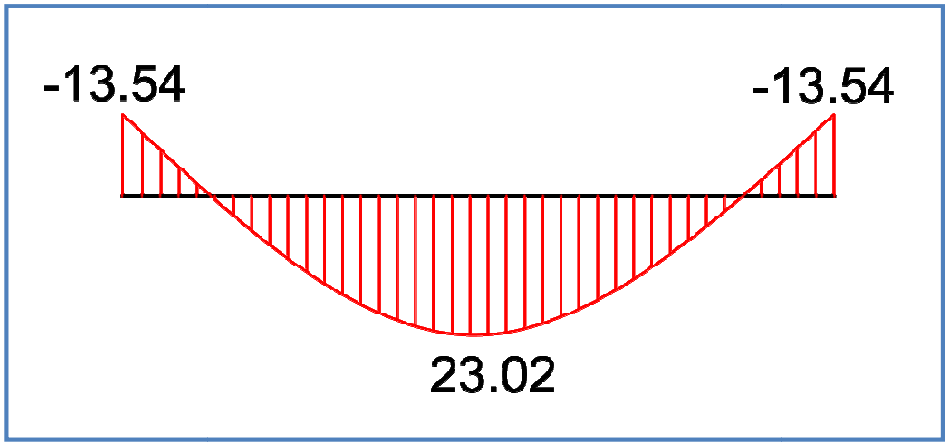


Figure III.22. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U*

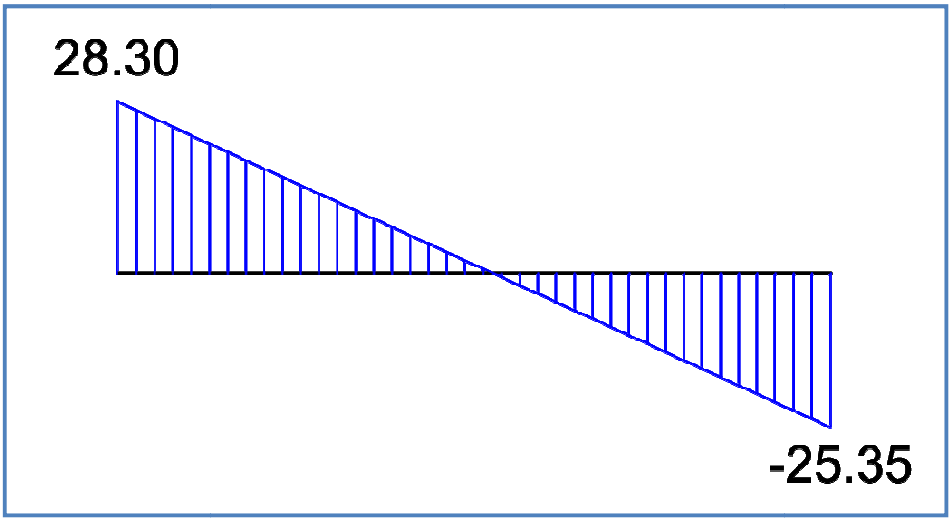


Figure III.23. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'E.L.U*

b) à l'ELS :

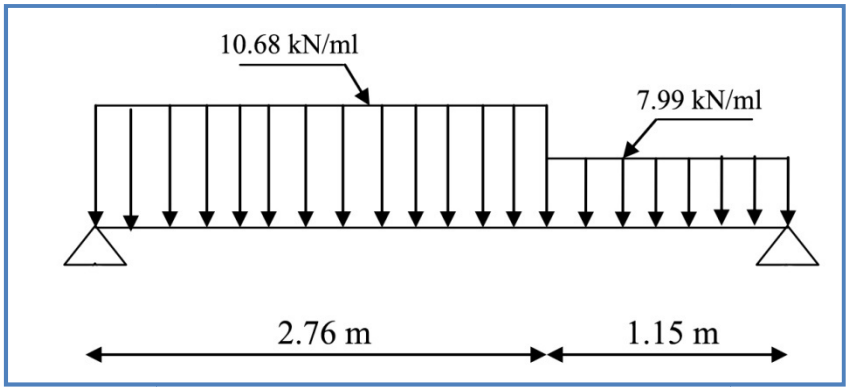


Figure III.24. *Chargement dans l'escalier à l'E.L.S*

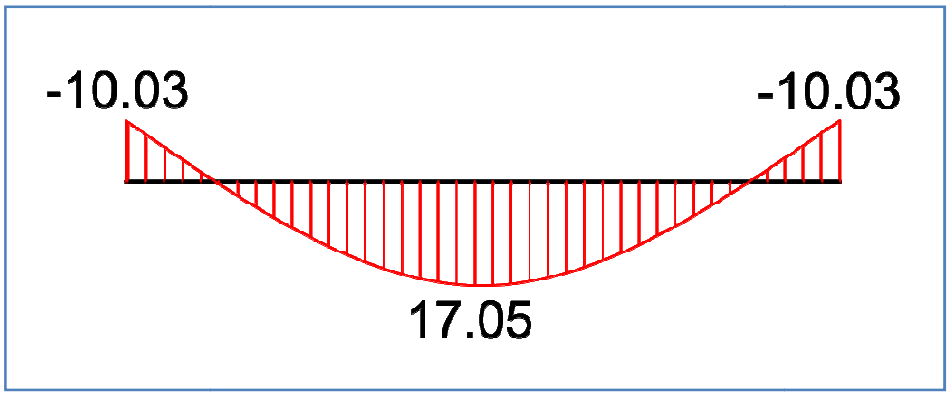


Figure III.25. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S*

Récapitulation :

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

Tableau III.23 *Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	13.54	23.02	28.30	10.03	17.05

III.4.6.Ferraillage :

III.4.6.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.24 *Caractéristiques de l'escalier et des matériaux*

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.17MPa$	$c = 2cm$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 100\ cm$	$h = 15\ cm$	$d = 13\ cm$
Acier	$Fe\ E400$	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau III.25 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	$M_u\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{adoptée}\ (cm^2)$
En travée	23.02	0.096	0.949	5.36	0	5HA12=5.65
En appuis	13.54	0.058	0.970	3.09	0	5HA10=3.92

Tableau III.26 *Vérification de la section d'armatures*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A > A_{min}$
En travée	5.65	1.5	Oui
En appuis	3.92	1.5	Oui

III.4.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.27 *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	1.41	3HA10=2.35
En appuis	0.98	3HA10=2.35

III.4.6.3. Vérification de l'espacement :

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 20\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 20\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

b) Armatures de répartition :

$$S_t \leq min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$$

En travée : $S_t = 33.33\ cm \leq min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 33.33\ cm \leq min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm \quad (C.V)$

III.4.6.4. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \ ; \ y = \frac{-30\ A + \sqrt{900\ A^2 + 120 b.A.d}}{2b} \ , \qquad I = \frac{b}{3} y^3 + 15\ A(d-y)^2$$

Tableau III.28 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	5.65	17.05	3.92	7244.34	9.42	15	C.V
En appuis	3.92	10.03	3.366	5622.72	6.06	15	C.V

III.4.7.Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.30 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.22\ MPa$$

$$\tau_u = 0.22\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad C.V$$

III.4.8.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\ M_0} \quad , \qquad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.91} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10\ M_0} = \frac{23.02}{10 \times 27.08} = 0.085 \quad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad (C.V)$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L}{500} \;\; si \;\; L \leq 5m \\ 0.5\,cm + \dfrac{L}{1000} \;\; si \;\; L > 5m \end{cases}$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_i.I_{fi}} \;, \qquad f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20\,MPa \;, \qquad E_v = E_i/3 = 10721.40\,MPa$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \;, \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} \;, \qquad \lambda_v = \frac{0.02\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

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

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

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

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A.d} \;, \qquad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

Tableau III.29 *Vérification de la flèche de l'escalier*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.65	17.05	0.43	232.13	0.397	8.15	30752.28
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
13295.25	20941.29	6.095	11.610	5.515	7.82	C.V

III.5. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

Dans notre projet la poutre palière est une poutre brisée.

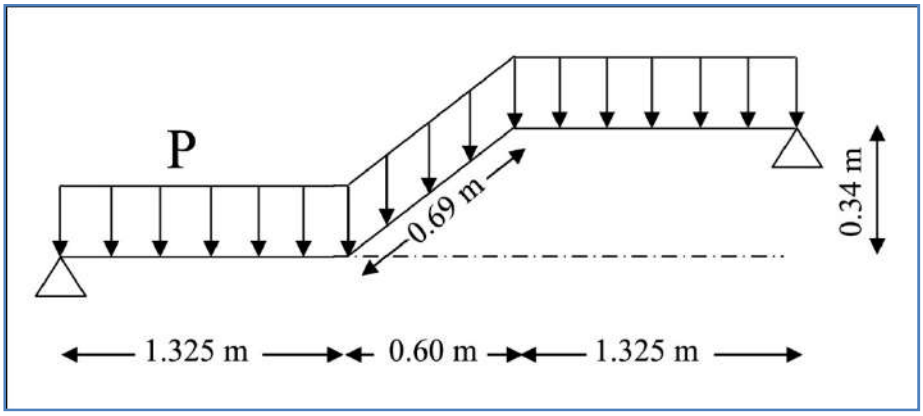


Figure III.26. *Schéma statique de la poutre palière*

III.5.1.Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Tableau III.30 *Pré dimensionnement de la poutre palière*

Conditions de résistance	$L = 334\ cm$ $\Rightarrow 22.27\ cm \leq h \leq 33.40\ cm \Rightarrow$ On adopte : $h = 30\ cm$ $\Rightarrow 9\ cm \leq b \leq 21\ cm \Rightarrow$ On adopte : $b = 30\ cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 30\ cm \geq 30\ cm$ $h/b = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées
Conclusion	$b = 30cm \quad ; \quad h = 30cm$

III.5.2.Charges revenant à la poutre :

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

$$R_u = 25.35\ kN \quad , \quad R_{ser} = 17.97\ kN$$

- Poids propre de la poutre palière : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\ kN/ml$
- Poids du mur double cloison : $2.36 \times 1.375 = 3.245\ kN/ml$

$$P_u = 1.35(3.245 + 2.25) + R_u \quad \Rightarrow \quad P_u = 32.77\ kN/ml$$

$$P_{ser} = (3.245 + 2.25) + R_{ser} \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 23.47\ kN/ml$$

III.5.3.Calcul des efforts :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

Tableau III.31 *Sollicitations de la poutre palière*

	E.L.U	E.L.S
$T_{max}(kN)$	54.73	-
$M_t\ (kN.m)$	36.56	26.18
$M_a\ (kN.m)$	22.85	16.37

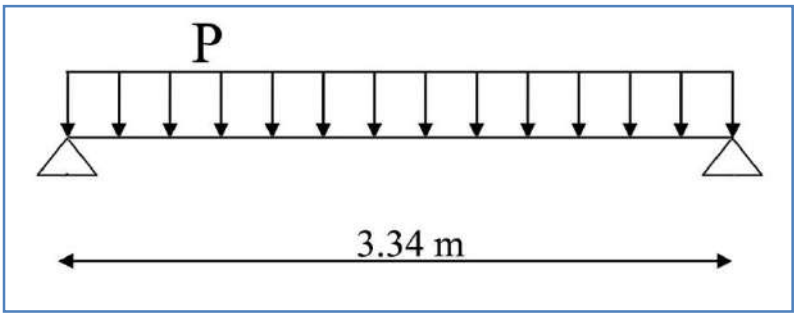


Figure III.27. *Chargement dans la poutre palière*

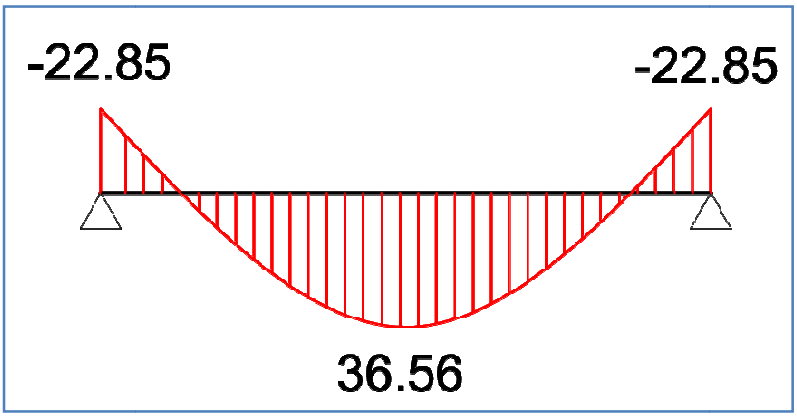


Figure III.28. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U*

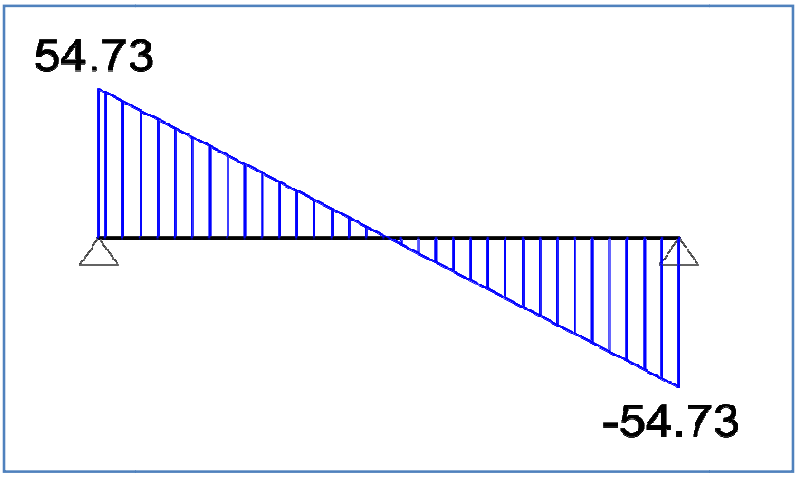


Figure III.29. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U*

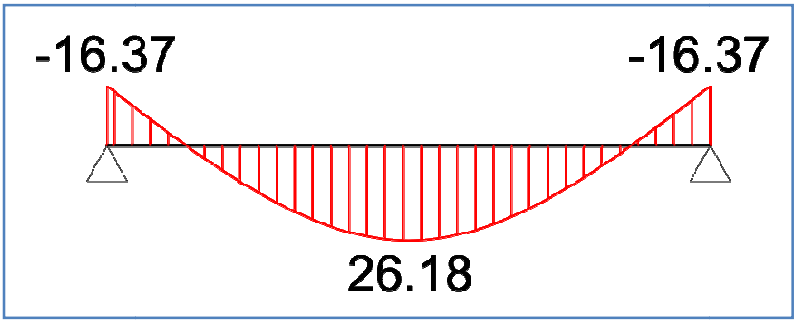


Figure III.30. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S*

III.5.4.Ferraillage de la poutre palière :

III.5.4.1. Armatures longitudinales :

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

Acier : $Fe\ E400$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348\ MPa$

Béton : $f_{c28} = 25\ MPa$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17\ MPa$

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

Tableau III.32 *Ferraillage de la poutre palière*

	$M\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	36.56	0.114	0.939	4.07	0.90	3HA14=4.62
En appuis	22.85	0.072	0.963	2.48	0.90	3HA12=3.39

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Tableau III.33 *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	$y(mm)$	$I(cm^4)$	K	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	26.18	4.62	91.96	30994.8	0.084	7.77	Oui
En appuis	16.37	3.39	81.08	24452.3	0.067	5.43	Oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0.5\%\ b.h$

$A_{max} = 4\%\ b.h \quad (zone\ courante)$

$A_{max} = 6\%\ b.h \quad (zone\ de\ recouvrement)$

Tableau III.34 *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	4.62	4.50	36	3HA14=4.62
En appuis	3.39	4.50	36	3HA14=4.62

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{54.73 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.68\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad (C.V)$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4.62\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 54.73 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 1.57\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 273mm\ ; 0.9d = 247mm] = 247\ mm$$

$$0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 247 \times 10^{-3} = 486\ kN$$

$$V_u = 54.73\ kN\ \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 486\ kN \qquad (C.V)$$

III.5.4.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 8.57mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30mm\ ;\ \emptyset_l = 14mm\right] = 8.57\ mm$$

$$\emptyset_t = 8\ mm\ , \qquad a_t = \frac{\pi {\emptyset_t}^2}{4} = 0.50\ cm^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.00\ cm^2\ ;\ \ On\ adopte :\ A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = Min[0.9d = 24.7cm\ ;\ 40cm] = 24.7\ cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.68 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 419.48\ cm$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 24.3\ cm$

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} \times 10^{-2} = 0.73\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = 0.73\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8cm\right] = 7.5\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

On adopte :

$$S_t = 7\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

$$A_{t\,min} \leq A_t\ ;\ A_{t\,min} = 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \leq A_{t\,min} = 1.35\ cm^2 \quad (C.V)$$

III.5.5.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{334} = 0.0898 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.0898 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.62}{30 \times 27.5} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. LES DALLES PLEINES :

III.6.1.Définition :

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on distingue quatre types des dalles pleines :

- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur trois côtés de$(4.65 \times 3.29 \times 3.29)\ m$
- Type 2 : dalle pleine triangulaire encastrée sur trois côtés de $(3.11 \times 3.73 \times 3.73)\ m$
- Type 3 : dalle pleine rectangulaire encastrée sur deux côtés de$(1.25 \times 1.80)\ m$
- Type 4 : dalle pleine rectangulaire encastrée sur un seul côté de$(0.80 \times 2.20)\ m$.

III.6.2.Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

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

C'est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines, valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre : la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ Externes - \sum des\ Travaux\ Internes = 0$$

a) Travail externe :

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

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

$T_{ext} = q.S.f$ (cas d'une charge répartie).

Avec : P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f :déplacement du centre de gravité de la surface.

b) 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.

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

Avec : M: Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Calcul des actions :

Tableau III.35 *Calcul des actions pour les dalles triangulaires (type 1 et 2)*

	$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$q_u(kN/m^2)$	$q_{ser}(kN/m^2)$
Terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Etage courant	6.59	1.5	11.15	8.09

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

Tableau III.36 *Calcul des actions pour les dalles rectangulaires (type 3 et 4)*

	$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$q_u(kN/m^2)$	$q_{ser}(kN/m^2)$
Terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Etage courant	6.59	3.5	14.15	10.09

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle de l'étage courant , et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

III.6.3.Calcul du 1ère type de dalle pleine:

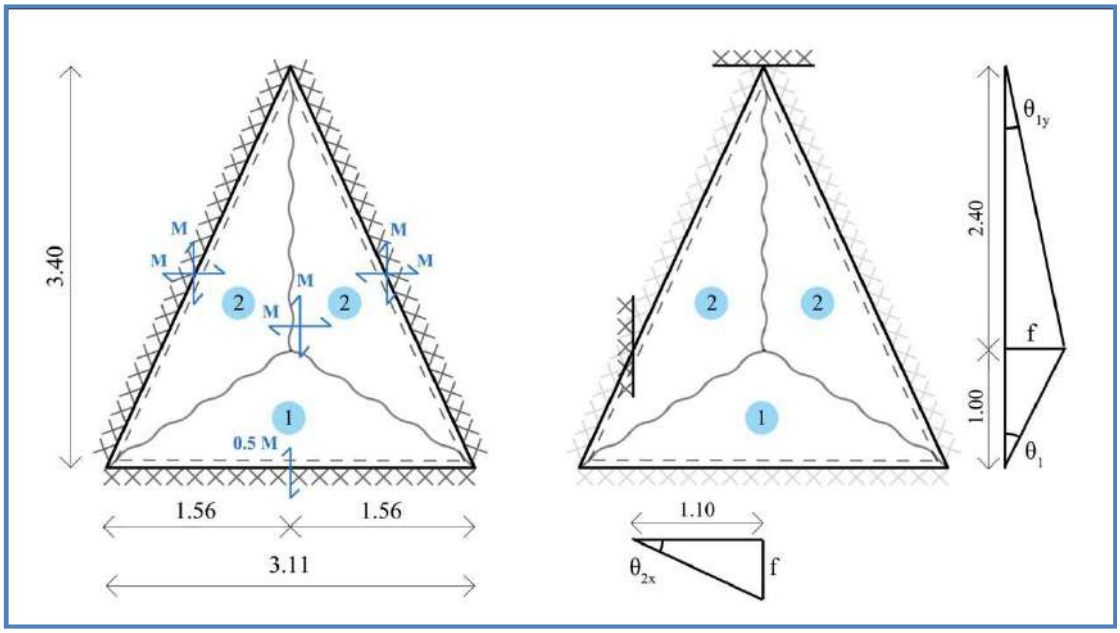


Figure III.31. *Schéma du 1er type de dalle pleine*

Tableau III.37 *Travail externe (type 1)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	1.55	$f/3$	$0.517\ qf$
2	2×1.87	$f/3$	$1.247\ qf$
Σ			$1.76\ qf$

Tableau III.38 *Travail interne (type 1)*

Eléments			Moment de rupture		Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1		+	M		3.11	$f/1$	3.11 Mf
		-	0.5 M		3.11	$f/1$	1.56 Mf
2	x	+	2 ×	M	3.40	$f/1.1$	6.18 Mf
		-	2 ×	M	3.40	$f/1.1$	6.18 Mf
	y	+	2 ×	M	1.56	$f/2.4$	1.30 Mf
		-	2 ×	M	1.56	$f/2.4$	1.30 Mf
Σ							19.63 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$1.76\ qf = 19.63\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.090\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.090\ q_u = 0.090 \times 11.42 \quad \Rightarrow \quad M_u = 1.024\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.090\ q_{ser} = 0.090 \times 8.35 \quad \Rightarrow \quad M_{ser} = 0.750\ kN.m$$

III.6.3.1. Calcul du ferraillage:

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.11}{3.40} = 0.91 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III.39 *Calcul du ferraillage (type 1)*

		M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Suivant x	Travée	1.024	0.006	0.997	0.24	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	1.024	0.006	0.997	0.24	1.50	5HA10=3.92	25
Suivant y	Travée	1.024	0.006	0.997	0.24	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	0.512	0.002	0.999	0.12	1.50	5HA10=3.92	25

III.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.40 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 1)*

		M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Suivant x	Travée	0.75	3.29	6174.70	0.01	0.40	15	Oui
	Appuis	0.75	3.29	6174.70	0.01	0.40	15	Oui
Suivant y	Travée	0.75	3.29	6174.70	0.01	0.40	15	Oui
	Appuis	0.38	3.29	6174.70	0.006	0.20	15	Oui

III.6.3.3. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

III.6.3.4. Vérification au cisaillement :

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.41 *Vérification au cisaillement (type 1)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	12.185	11.839
τ_u	0.097	0.103
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

III.6.4.Calcul du 2ème type de dalle pleine:

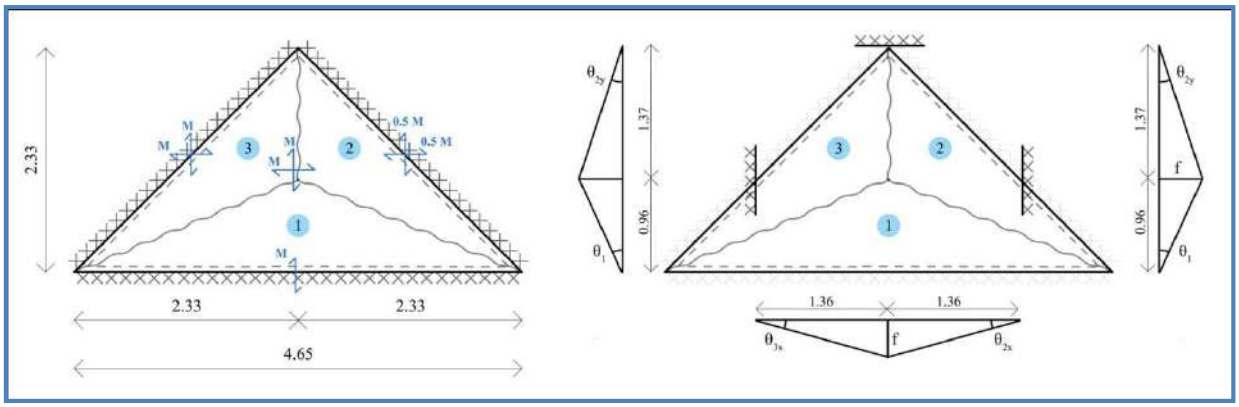


Figure III.32. *Schéma du 2ème type de dalle pleine*

Tableau III.42 *Travail externe (type 2)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	2.23	$f/3$	0.743 qf
2	1.60	$f/3$	0.533 qf
3	1.60	$f/3$	0.533 qf
Σ			1.810 qf

Tableau III.43 *Travail interne (type 2)*

Eléments			Moment de rupture	Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1		+	M	4.65	$f/0.96$	4.844 Mf
		-	M	4.65	$f/0.96$	4.844 Mf
2	x	+	M	3.29	$f/1.36$	2.419 Mf
		-	0.5 M	3.29	$f/1.36$	1.210 Mf
	y	+	M	2.33	$f/1.37$	1.701 Mf
		-	0.5 M	2.33	$f/1.37$	0.851 Mf

3	x	+	M	3.29	$f/1.36$	2.419 Mf
		-	M	3.29	$f/1.36$	2.419 Mf
	y	+	M	2.33	$f/1.37$	1.701 Mf
		-	M	2.33	$f/1.37$	1.701 Mf
$\sum$						24.11 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$1.81\ qf = 24.11\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.075\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.075\ q_u = 0.075 \times 11.42 \quad \Rightarrow \quad M_u = 0.857\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.075\ q_{ser} = 0.075 \times 8.35 \quad \Rightarrow \quad M_{ser} = 0.626\ kN.m$$

III.6.4.1. Calcul du ferraillage:

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.33}{4.65} = 0.50 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III.44 *Calcul du ferraillage de (type 2)*

		M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Suivant x	Travée	0.857	0.004	0.998	0.20	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	0.857	0.004	0.998	0.20	1.50	5HA10=3.92	25
Suivant y	Travée	0.857	0.004	0.998	0.20	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	0.857	0.004	0.998	0.20	1.50	5HA10=3.92	25

III.6.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.45 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 2)*

		M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Suivant x	Travée	0.626	3.29	6174.70	0.01	0.33	15	Oui
	Appuis	0.626	3.29	6174.70	0.01	0.33	15	Oui
Suivant y	Travée	0.626	3.29	6174.70	0.01	0.33	15	Oui
	Appuis	0.626	3.29	6174.70	0.01	0.33	15	Oui

III.6.4.1. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

III.6.4.1. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.46 *Vérification au cisaillement (type 2)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	10.639	8.870
τ_u	0.085	0.077
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

III.6.5.Calcul du 3ème type de dalle pleine:

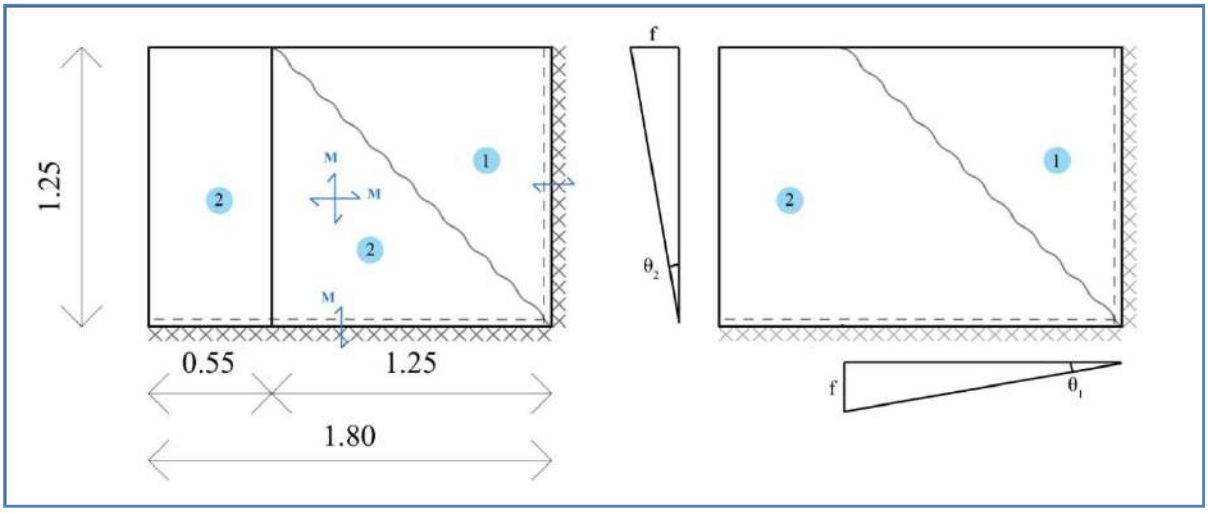


Figure III.33. *Schéma du 3ème type de dalle pleine*

Tableau III.47 *Travail externe (type 3)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.78	$f/3$	0.260 qf
2	0.78	$f/3$	0.260 qf
	0.69	$f/2$	0.345 qf
Σ			0.865 qf

Tableau III.48 *Travail interne (type 3)*

Eléments		Moment de rupture	Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1	+	M	1.25	$f/1.25$	Mf
	-	M	1.25	$f/1.25$	Mf
2	+	M	1.25	$f/1.25$	Mf
	-	M	1.25	$f/1.25$	Mf
Σ					4 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$0.865\ qf = 4\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.216\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.216\ q_u = 0.216 \times 14.15 \ \Rightarrow\ M_u = 3.056\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.216\ q_{ser} = 0.216 \times 10.09 \ \Rightarrow\ M_{ser} = 2.179\ kN.m$$

III.6.5.1. Calcul du ferraillage:

on a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{1.80} = 0.69 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III.49 *Calcul du ferraillage (type 3)*

		M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Suivant x	Travée	3.056	0.014	0.993	0.71	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	3.056	0.014	0.993	0.71	1.50	5HA10=3.92	25
Suivant y	Travée	3.056	0.014	0.993	0.71	1.50	5HA10=3.92	25
	Appuis	3.056	0.014	0.993	0.71	1.50	5HA10=3.92	25

III.6.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.50 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 3)*

		M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Suivant x	Travée	2.179	3.29	6174.70	0.04	1.16	15	Oui
	Appuis	2.179	3.29	6174.70	0.04	1.16	15	Oui
Suivant y	Travée	2.179	3.29	6174.70	0.04	1.16	15	Oui
	Appuis	2.179	3.29	6174.70	0.04	1.16	15	Oui

III.6.5.3. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

III.6.5.4. Vérification au cisaillement :

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.51 *Vérification au cisaillement (type 3)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	6.564	5.896
τ_u	0.053	0.051
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

III.6.6.Calcul du 4ème type de dalle pleine:

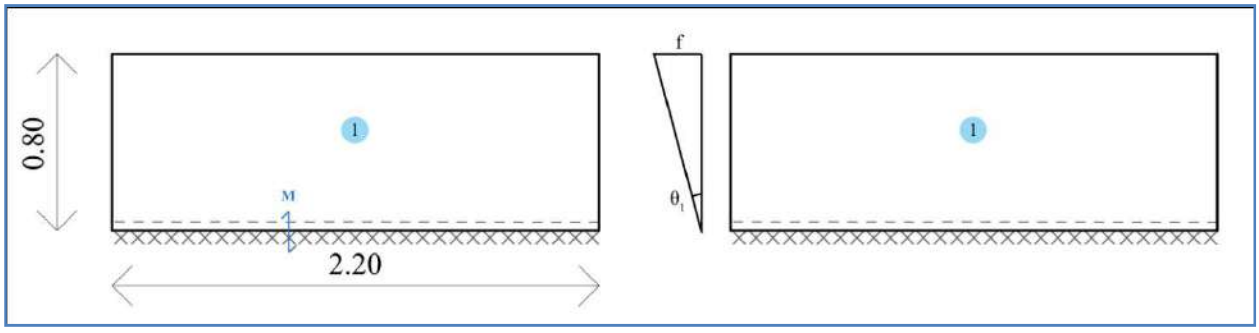


Figure III.34. *Schéma du 4ème type de dalle pleine*

Tableau III.52 *Travail externe (type 4)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	1.76	$f/2$	0.88 qf
$\sum$			0.88 qf

Tableau III.53 *Travail interne (type 4)*

Eléments		Moment de rupture	Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1	-	M	2.2	$f/0.8$	2.75 Mf
$\sum$					2.75 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$0.88\ qf = 2.75\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.32\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.32\ q_u = 0.32 \times 14.15 \ \Rightarrow \ M_u = 4.528\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.32\ q_{ser} = 0.32 \times 10.09 \ \Rightarrow \ M_{ser} = 3.229\ kN.m$$

III.6.6.1. Calcul du ferraillage :

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.80}{2.20} = 0.36 < 0.4$ donc la dalle travaille suivant une seule direction.

Tableau III.54 *Calcul du ferraillage (type 4)*

	M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Appuis	4.528	0.020	0.990	1.05	1.50	5HA10=3.92	25

III.6.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.55 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 4)*

	M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Appuis	3.229	3.29	6174.70	0.05	1.72	15	Oui

III.6.6.3. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

III.6.6.4. Vérification au cisaillement :

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.56 *Vérification au cisaillement (type 4)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	4.789	3.773
τ_u	0.038	0.033
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Donc pour les quatre types, le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoit pas d'armatures transversales.

III.7. LA POUTRE DE CHAINAGE :

III.7.1.Charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre de chainage : $0.30 \times 0.40 \times 25 = 3.00\ kN/ml$
- Poids du plancher : $5.64 \times \left(\frac{1.8}{2} + \frac{4.0}{2}\right) = 16.36\ kN/ml$
- Poids du mur double cloison : $2.36 \times 2.76 = 6.51\ kN/ml$
- Charge d'exploitation : $1.5 \times \left(\frac{1.8}{2} + \frac{4.0}{2}\right) = 4.35\ kN/ml$

$$P_u = 1.35(3.00 + 16.36 + 6.51) + 1.5(4.35) \quad \Rightarrow \quad P_u = 40.44\ kN/ml$$

$$P_{ser} = (3.00 + 16.36 + 6.51) + (4.35) \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 29.47 kN/ml$$

III.7.2.Calcul des efforts :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

Tableau III.57 *Sollicitations de la poutre de chainage*

	E.L.U	E.L.S
$T_{max}(kN)$	98.07	-
$M_t\ (kN.m)$	95.12	69.32
$M_a\ (kN.m)$	-59.45	-43.33

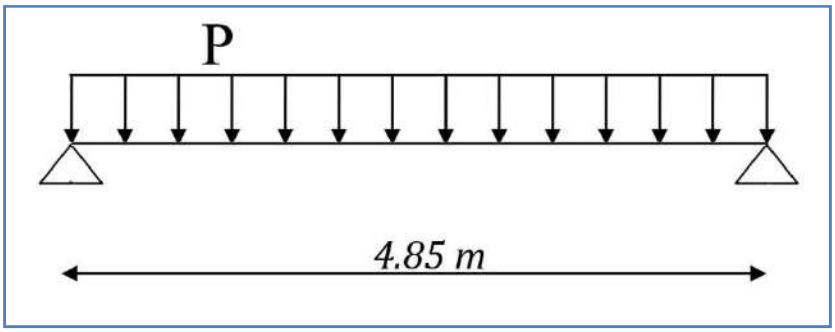


Figure III.35. *Chargement dans la poutre de chainage*

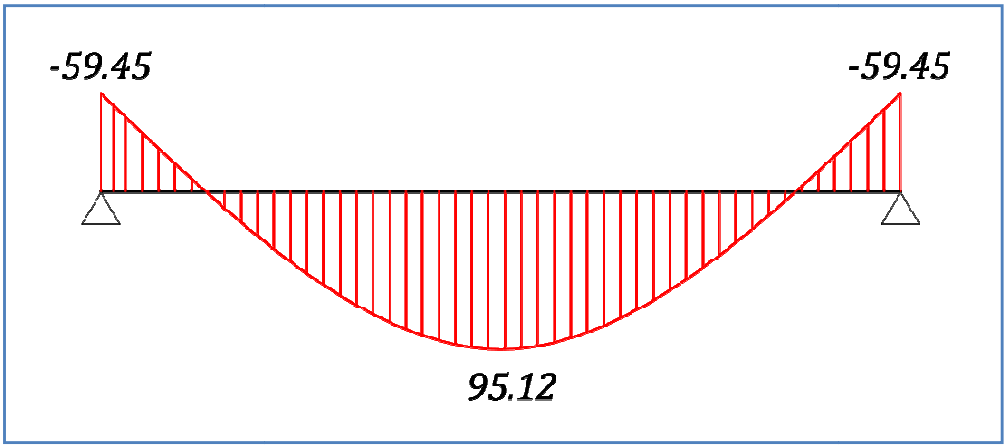


Figure III.36. *Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.U*

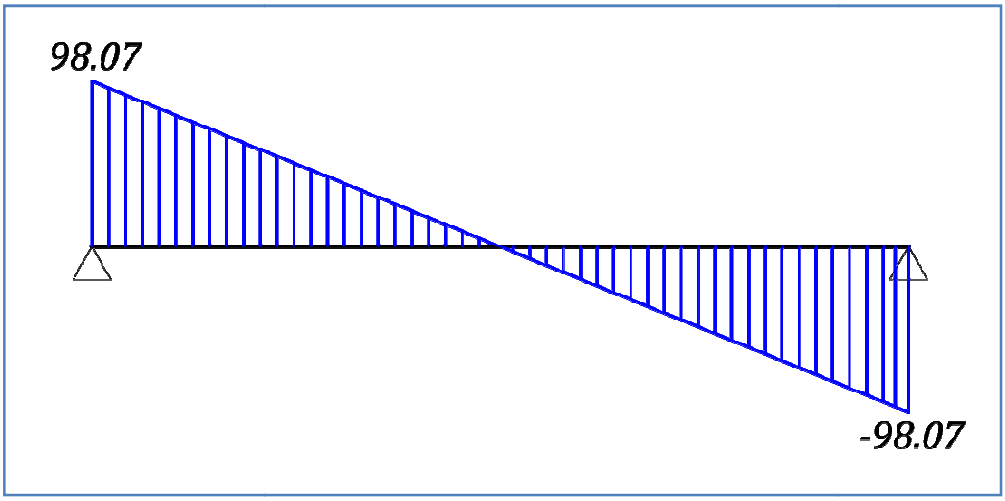


Figure III.37. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre de chainage à l'E.L.U*

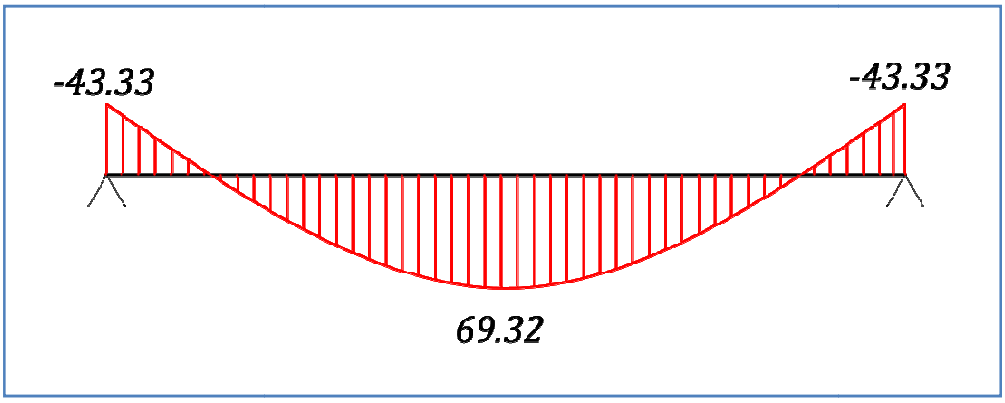


Figure III.38. *Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.S*

III.7.3.Ferraillage de la poutre de chainage :

III.7.3.1. Armatures longitudinales :

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

Acier : $Fe\ E400$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348\ MPa$

Béton : $f_{c28} = 25\ MPa$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17\ MPa$

$b = 30\ cm$, $h = 40\ cm$, $d = 37.5\ cm$, $c = 2.5\ cm$, $(fissuration\ peu\ nuisible)$

Tableau III.58 *Ferraillage de la poutre de chainage*

	$M_u(kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	95.12	0.160	0.912	7.99	1.20	3HA14+ch3HA14 =9.24
En appuis	-59.45	0.100	0.947	4.81	1.20	3HA14+ ch1HA14 =6.16

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Tableau III.59 *Vérification de la poutre de chainage à l'E.L.S*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	$y(mm)$	$I(cm^4)$	K	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	69.32	9.24	145.59	103803.6	0.067	9.72	Oui
En appuis	-43.33	6.16	124.28	77278.8	0.056	6.97	Oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0.5\%\ b.h$

$A_{max} = 4\%\ b.h \quad (zone\ courante)$

$A_{max} = 6\%\ b.h \quad (zone\ de\ recouvrement)$

Tableau III.60 *Vérification de la poutre de chainage selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$
En travée	9.24	6.00	48
En appuis	6.16	6.00	48

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{98.07 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.87\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad (C.V)$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 9.24\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 98.07 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 2.82\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 273\ mm\ ; 0.9d = 337mm] = 337\ mm$$

$$0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 337 \times 10^{-3} = 674\ kN$$

$$V_u = 98.07\ kN\ \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 674\ kN \qquad (C.V)$$

III.7.3.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 11.43\ mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30\ mm\ ;\ \emptyset_l = 14\ mm\right] = 11.43\ mm$$

$$\emptyset_t = 8\ mm\ , \qquad a_t = \frac{\pi {\emptyset_t}^2}{4} = 0.50\ cm^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$A_t = 2.00\ cm^2$; $On\ adopte$: $A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = Min[0.9d = 33.7cm\ ;\ 40cm] = 33.7\ cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.68 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 419.48\ cm$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 33.7\ cm$

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 337}{400} \times 10^{-2} = 1.01\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = 1.01\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 10\ cm\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8cm\right] = 10\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\ cm \quad (zone\ courante)$$

On adopte :

$$S_t = 10\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

$$A_{t\,min} \leq A_t\ ;\ A_{t\,min} = 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \leq A_{t\,min} = 1.35\ cm^2 \quad (C.V)$$

III.7.4.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{485} = 0.0825 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.0825 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{9.72}{30 \times 37.5} = 0.0086 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

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.

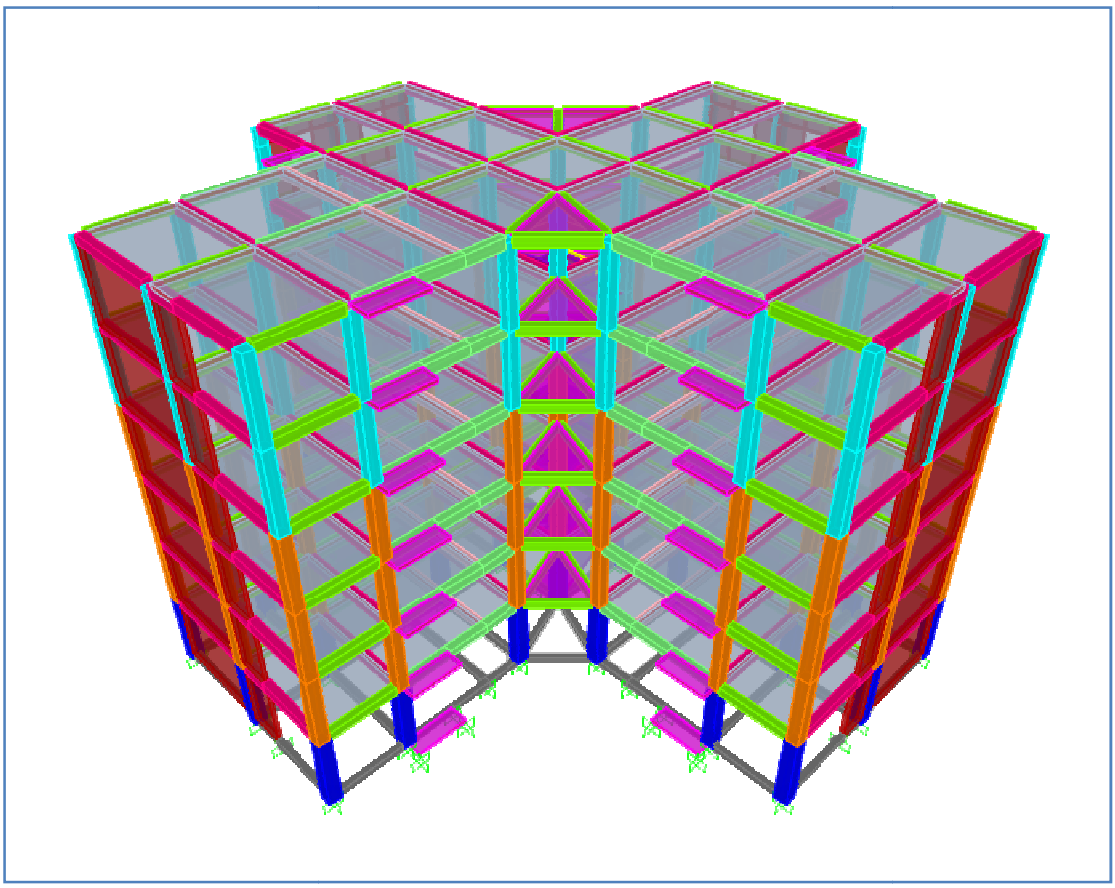


Figure IV.01. *Vue en 3D de la structure*

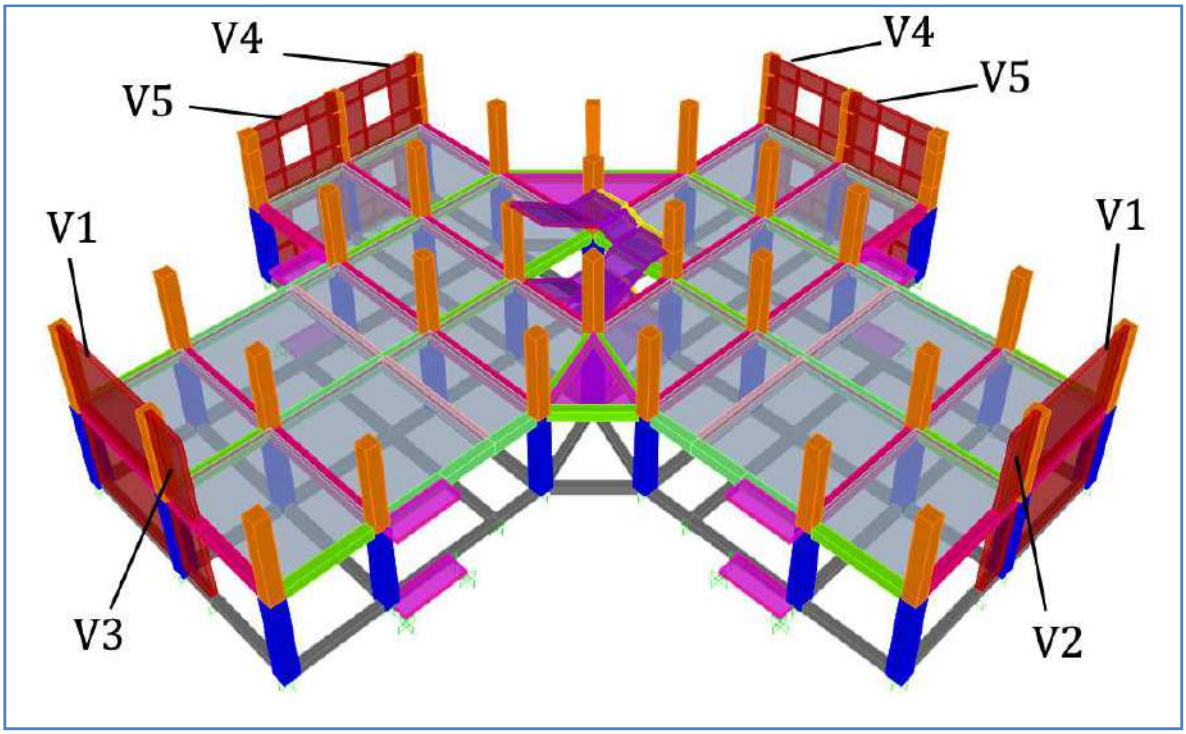


Figure IV.02. *Disposition des voiles*

IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

$X_i$etY_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

$X_G$etY_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.01 *Centre de masse*

Niveau (m)	$\sum W_i\ (kN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$
18.36	3549.28	46211.63	46247.12	13.02	13.03
15.30	4050.41	52290.79	52371.80	12.91	12.93
12.24	4103.46	52934.63	53016.70	12.90	12.92
9.18	4148.03	53468.11	53592.55	12.89	12.92
6.12	4148.03	53468.11	53592.55	12.89	12.92
3.06	4196.66	54094.95	54178.88	12.89	12.91

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte 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.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_x$etI_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

$X_i$etY_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$X_R$etY_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{b.h^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{h.b^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

Tableau IV.02 *Centre de torsion*

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}.X_i$	$\sum I_{Xi}.Y_i$	$X_R\ (m)$	$Y_R\ (m)$
18.36	1.4744	1.4949	17.15	17.46	11.63	11.68
15.30	1.4744	1.4949	17.15	17.46	11.63	11.68
12.24	1.5167	1.5372	17.70	18.00	11.67	11.71
9.18	1.5167	1.5372	17.70	18.00	11.67	11.71
6.12	1.5167	1.5372	17.70	18.00	11.67	11.71
3.06	1.5758	1.5963	18.44	18.74	11.7	11.74

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau IV.03 *Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\ (m)$	$X_R\ (m)$	$E_X\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$Y_R\ (m)$	$E_Y\ (m)$
18.36	13.02	11.63	1.39	13.03	11.68	1.35
15.30	12.91	11.63	1.28	12.93	11.68	1.25
12.24	12.90	11.67	1.23	12.92	11.71	1.21
9.18	12.89	11.67	1.22	12.92	11.71	1.21
6.12	12.89	11.67	1.22	12.92	11.71	1.21
3.06	12.89	11.7	1.19	12.91	11.74	1.17

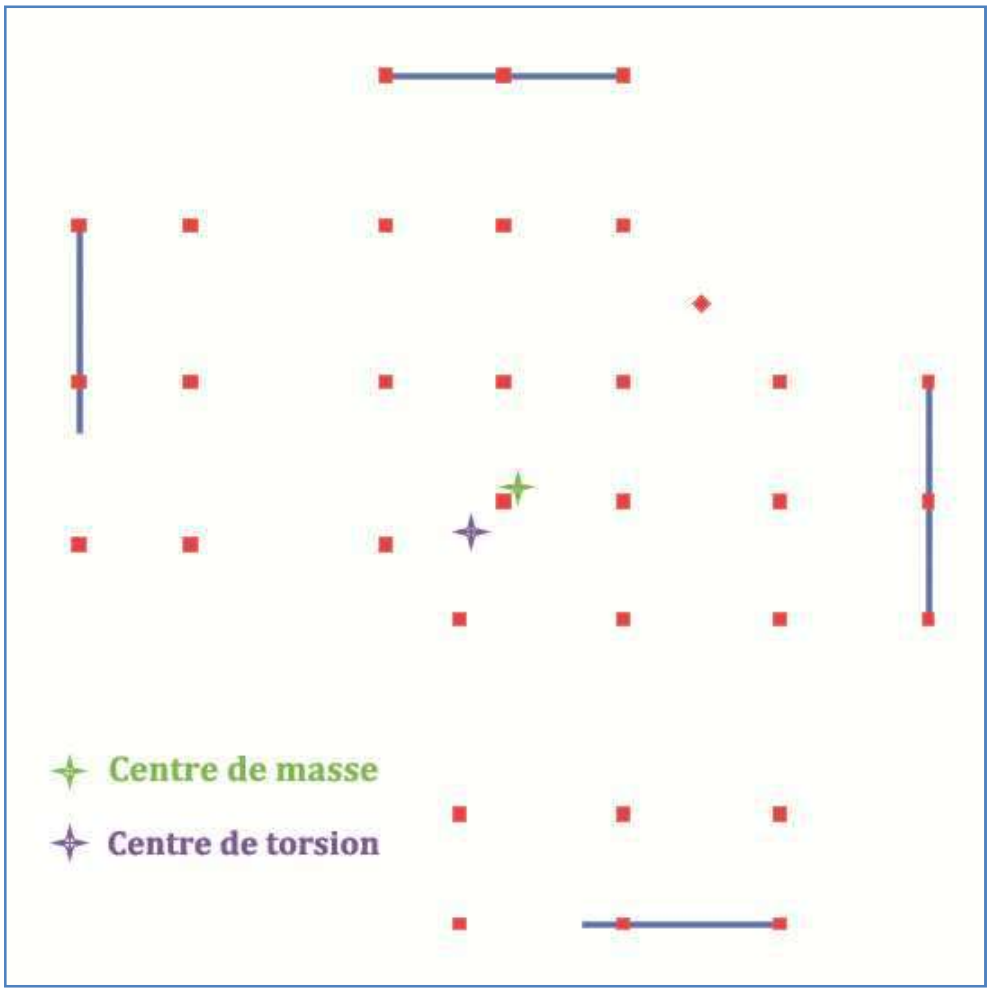


Figure IV.03. *Excentricité théorique*

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [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.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\, L_X \\ E_Y = 0.05\, L_Y \end{cases}$$

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [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 $\pm 0.05\ L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.04 *Excentricité totale*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X\,théo}\ (m)$	$E_{X\,acc}\ (m)$	$E_{X\,tot}\ (m)$	$E_{Y\,théo}\ (m)$	$E_{Y\,acc}\ (m)$	$E_{Y\,tot}\ (m)$
18.36	1.39	1.28	2.67	1.35	1.28	2.63
15.30	1.28	1.28	2.56	1.25	1.28	2.53
12.24	1.23	1.28	2.51	1.21	1.28	2.49
9.18	1.22	1.28	2.50	1.21	1.28	2.49
6.12	1.22	1.28	2.50	1.21	1.28	2.49
3.06	1.19	1.28	2.47	1.17	1.28	2.45

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000v17.3.0")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000v17.3.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & Pour \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\,\frac{Q}{R} & Pour \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab 4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.25$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

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

Donc le système utiliser est système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : R = 4

Tableau IV.05 *Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
18.36	92.629 %	7.371 %	43.725 %	56.275 %
15.30	91.915 %	8.085 %	23.169 %	76.831 %
12.24	92.465 %	7.535 %	22.485 %	77.515 %
9.18	92.489 %	7.511 %	16.386 %	83.614 %
6.12	92.506 %	7.494 %	11.218 %	88.782 %
3.06	93.064 %	6.936 %	15.200 %	84.800 %

Tableau IV.06 *Justification du coefficient de comportement R suivant Y*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
18.36	92.470 %	7.530 %	42.689 %	57.311 %
15.30	91.764 %	8.236 %	23.100 %	76.900 %
12.24	92.312 %	7.688 %	22.636 %	77.364 %
9.18	92.339 %	7.661 %	16.948 %	83.052 %
6.12	92.356 %	7.644 %	11.812 %	88.188 %
3.06	92.908 %	7.092 %	15.767 %	84.233 %

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV.07 *Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification des déplacements en tête
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification de l'effort normal réduit de compression
- Vérification de cisaillement des éléments

IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

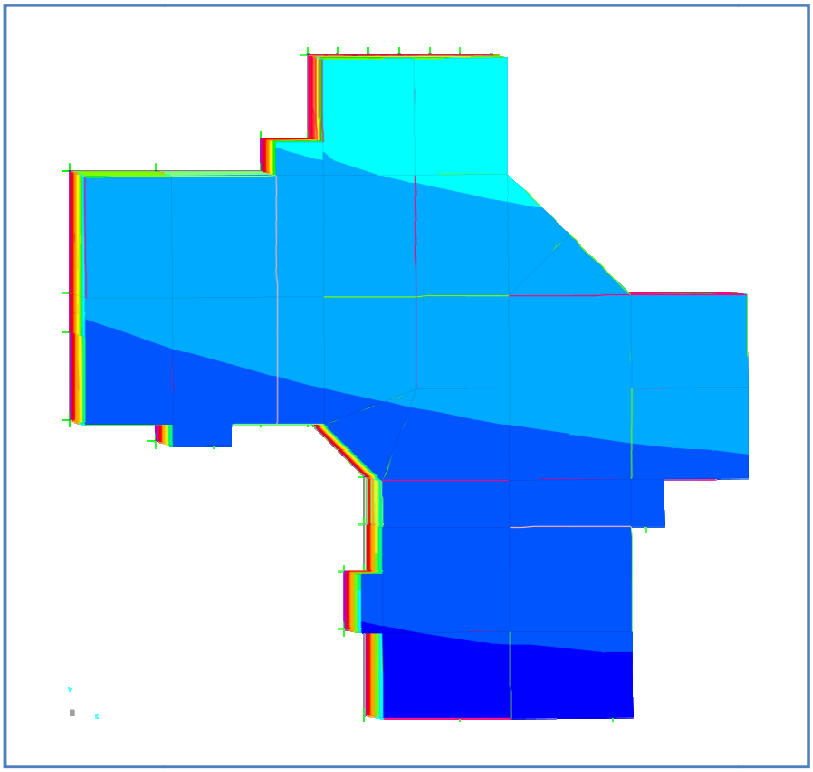


Figure IV.04. *Comportement du 1er mode*

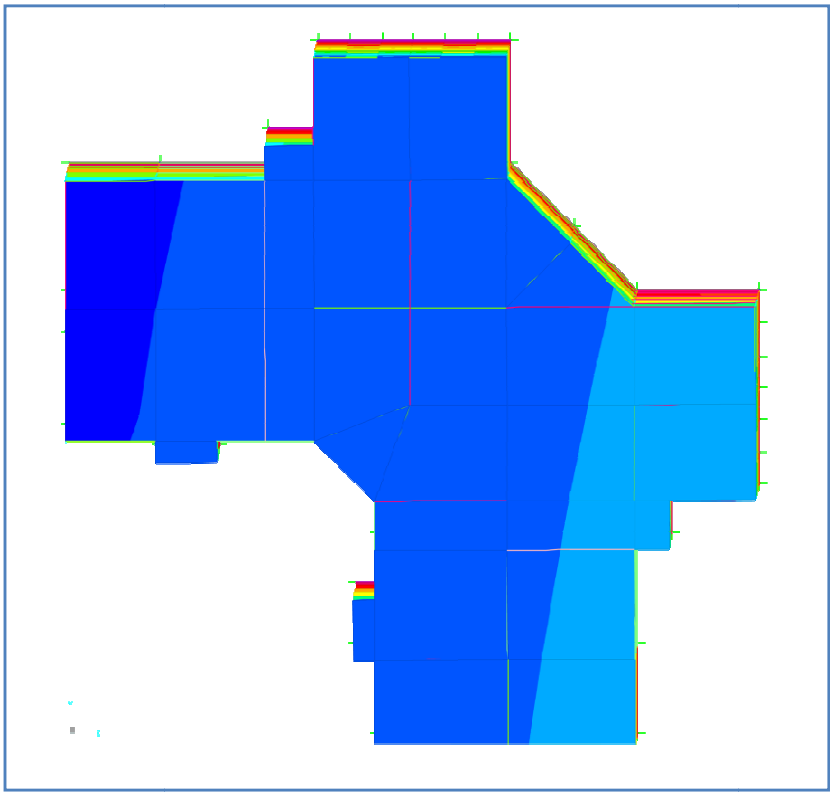


Figure IV.05. *Comportement du 2ème mode*

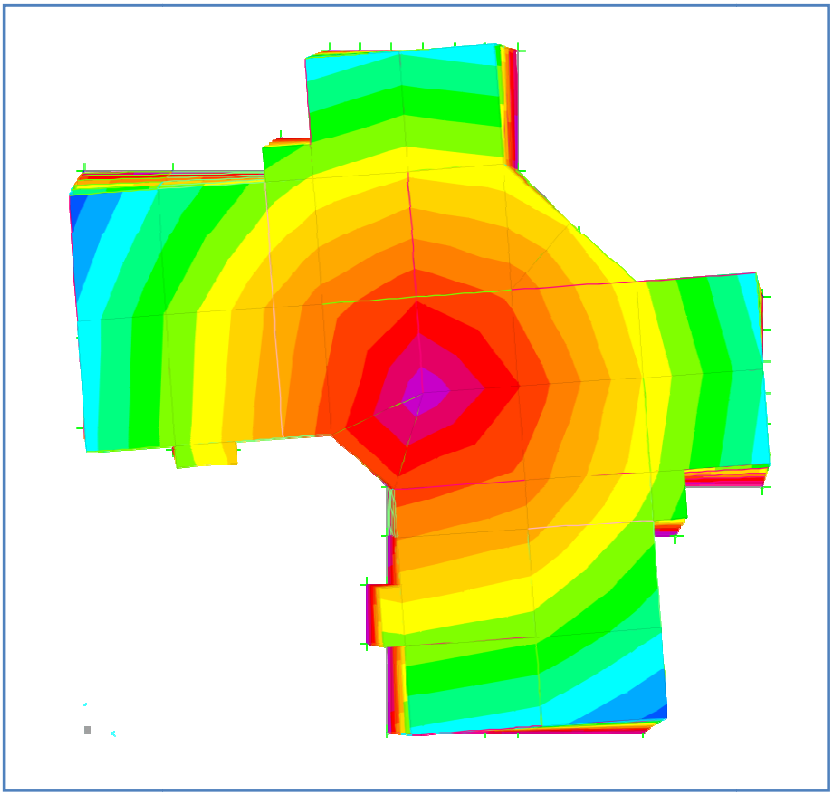


Figure IV.06. *Comportement du 3ème mode*

Tableau IV.08 *Comportement des trois premiers modes*

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massique U_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0.4258	66.86%	2.78%	0.41%	Translation suivant l'axe X
2	0.4108	2.89%	67.29%	0.10%	Translation suivant l'axe Y
3	0.2250	0.57%	0.37%	68.39%	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.2. Vérification de la participation massique :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\ sec$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

[RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV.09 *Vérification de la participation massique*

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.4258	0.4258	66.86%	2.78%	0.41%
2	0.4108	0.8367	69.75%	70.07%	0.51%
3	0.2250	1.0617	70.32%	70.44%	68.90%
4	0.1275	1.1892	70.32%	70.44%	68.90%
5	0.1275	1.3166	70.32%	70.44%	68.90%
6	0.1134	1.4300	70.32%	70.45%	68.90%
7	0.1130	1.5430	70.34%	70.45%	68.90%
8	0.1125	1.6556	70.34%	70.46%	68.90%
9	0.1123	1.7679	70.34%	70.46%	68.90%
10	0.1123	1.8802	70.34%	70.46%	68.90%
11	0.1121	1.9924	70.35%	70.46%	68.90%
12	0.1120	2.1043	70.35%	70.46%	68.90%
13	0.1119	2.2162	70.35%	70.46%	68.90%
14	0.1115	2.3277	70.76%	70.67%	68.90%
15	0.1114	2.4392	70.77%	70.67%	68.94%
16	0.1085	2.5476	70.83%	70.68%	68.94%
17	0.1081	2.6557	70.87%	70.68%	68.94%
18	0.1070	2.7627	91.27%	70.74%	68.98%
19	0.1058	2.8685	91.71%	71.31%	68.98%
20	0.1054	2.9739	91.82%	71.68%	68.98%
21	0.1048	3.0787	91.88%	91.87%	68.99%

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 21ème mode dans les deux directions avec un temps égal à 3.0787 sec.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [RPA99] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & Pour \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5\ s$ (site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.33\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2.205$$

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 4$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.05$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow \quad W = 27212.219\ kN$$

Tableau IV.10 *La force sismique par la méthode statique équivalente*

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0.25	2.205	2.205	4	1.05	1.05	27212.219	3945.77	3945.77

Tableau IV.11 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	3945.77	3152.57	0.799	Non
Sens Y	3945.77	3166.06	0.802	Oui

On doit augmenter la force dynamique dans le sens X par un facteur qui égal :

$$\frac{0.8\ V_X}{V_{tX}} = 1.002 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 3158.87\ kN$$

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égal :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{rxi} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{ryi} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$$

avec :

F_{ix} et F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égal :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.Y_{Gi} \quad ; \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.X_{Gi}$$

Avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

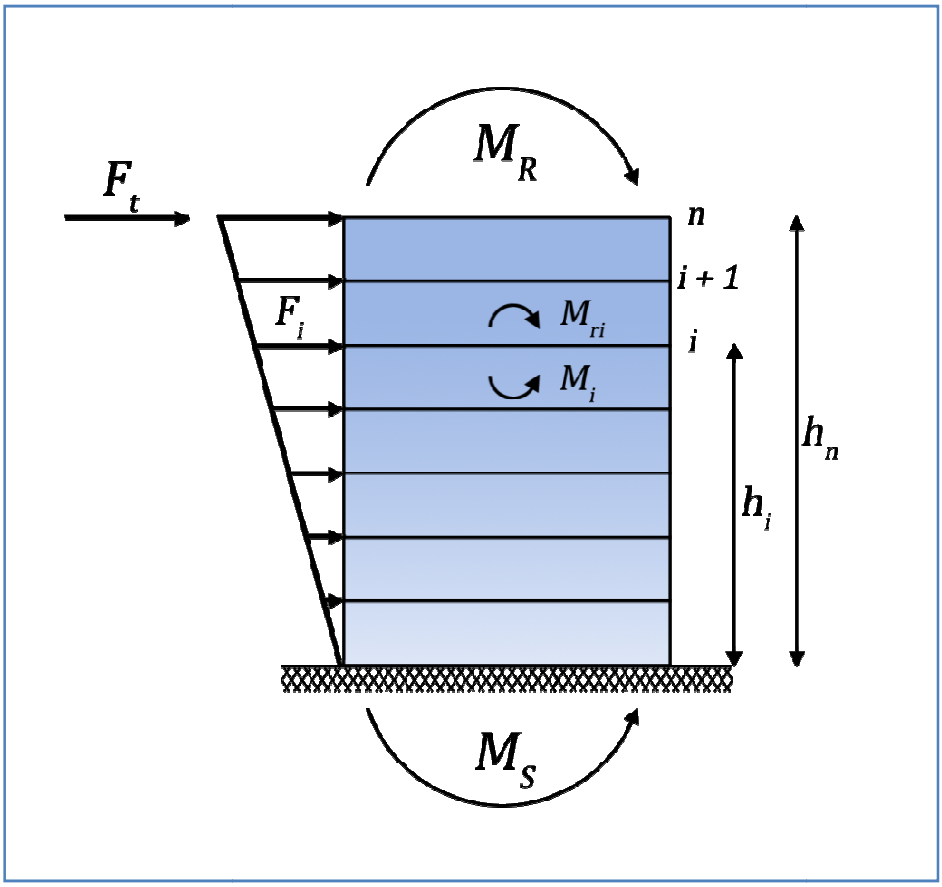


Figure IV.07. *Les forces agissantes sur la stabilité au renversement*

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i}(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & si \quad T \geq 0.7\, s \\ 0 & si \quad T < 0.7\, s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0.33\, s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

Tableau IV.12 *Distribution de la force sismique suivant les deux directions X et Y*

$h_i\ (m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
18.36	3549.22	65163.68	811.48	813.32
15.30	4050.34	61970.20	771.71	773.47
12.24	4103.39	50225.49	625.45	626.88
9.18	4147.96	38078.27	474.19	475.26
6.12	4147.96	25385.52	316.12	316.84
3.06	4196.59	12841.57	159.92	160.28

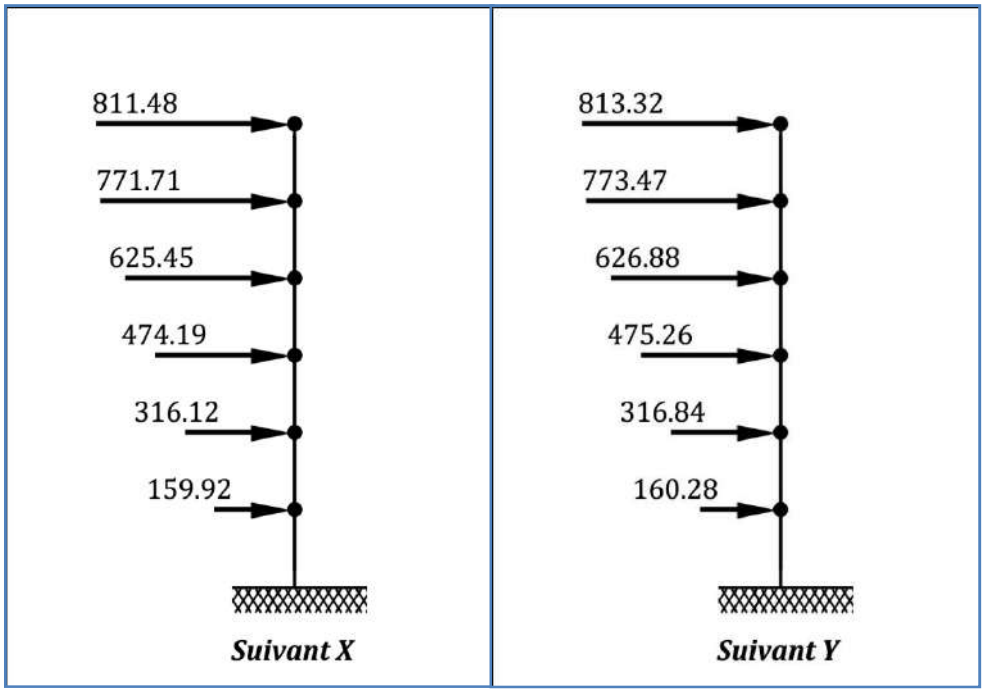


Figure IV.08. *Distribution de la force sismique*

Tableau IV.13 *Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
18.36	811.48	813.32	14932.64	14898.76
15.30	771.71	773.47	11834.03	11807.18
12.24	625.45	626.88	7672.98	7655.57
9.18	474.19	475.26	4362.93	4353.03
6.12	316.12	316.84	1939.08	1934.68
3.06	159.92	160.28	490.45	489.34
$\sum M_R$			41232.11	41138.56

Tableau IV.14 *Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
18.36	3549.22	13.02	13.03	46246.34	46210.84
15.30	4050.34	12.91	12.93	52370.90	52289.89
12.24	4103.39	12.90	12.92	53015.80	52933.73
9.18	4147.96	12.89	12.92	53591.64	53467.20
6.12	4147.96	12.89	12.92	53591.64	53467.20
3.06	4196.59	12.89	12.91	54177.98	54094.05
$\sum M_S$				312994.29	312462.92

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.15 *Vérification de la stabilité au renversement*

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
Au tour de X	312994.29	41232.11	7.59	Oui
Au tour de Y	312462.92	41138.56	7.60	Oui

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \qquad \text{[RPA99] ►► [Art 4.4.3] ◄◄}$$

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i

R : coefficient de comportement

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

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

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(adm)} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k .

Tableau IV.16 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
18.36	1.17	4.68	0.96	3.06	Oui
15.30	0.93	3.72	1.00	3.06	Oui
12.24	0.68	2.72	0.92	3.06	Oui
9.18	0.45	1.80	0.84	3.06	Oui
6.12	0.24	0.96	0.64	3.06	Oui
3.06	0.08	0.32	0.32	3.06	Oui
0.00	0.00	0.00			

Tableau IV.17 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
18.36	1.07	4.28	0.88	3.06	Oui
15.30	0.85	3.40	0.88	3.06	Oui
12.24	0.63	2.52	0.88	3.06	Oui
9.18	0.41	1.64	0.76	3.06	Oui
6.12	0.22	0.88	0.56	3.06	Oui
3.06	0.08	0.32	0.32	3.06	Oui
0.00	0.00	0.00			

IV.4.6. Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{18.36}{250} = 7.34\ cm$$

Tableau IV.18 *Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\delta_{théorique}\ (cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	1.17	4.68	7.34	Oui
Suivant Y	1.07	4.28	7.34	Oui

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

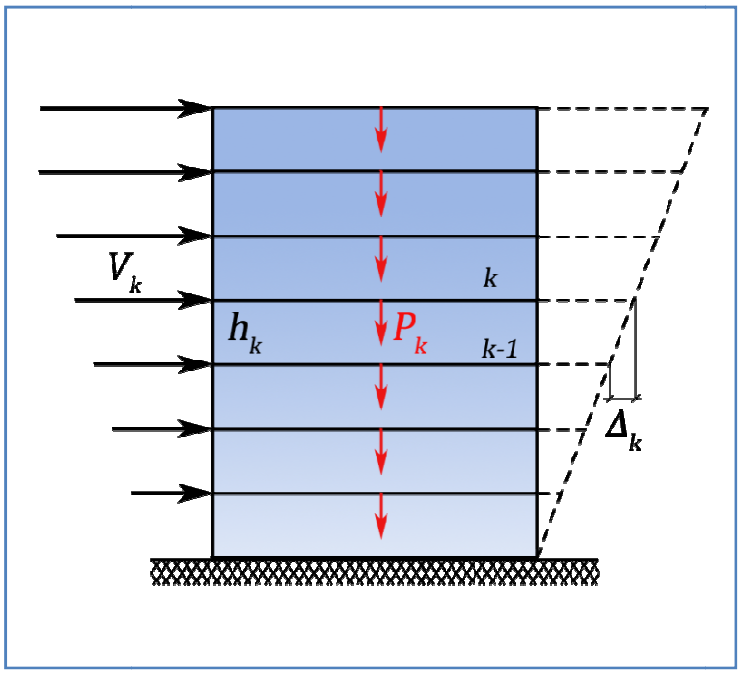


Figure IV.09. *L'effet P-Δ*

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " $k-1$ ".

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur : $1/(1-\theta_k)$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19 *Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
306	3549.22	811.48	0.96	0.014	Oui
306	4050.34	771.71	1.00	0.017	Oui
306	4103.39	625.45	0.92	0.020	Oui
306	4147.96	474.19	0.84	0.024	Oui
306	4147.96	316.12	0.64	0.027	Oui
306	4196.59	159.92	0.32	0.027	Oui

Tableau IV.20 *Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
306	3549.22	813.32	0.88	0.013	Oui
306	4050.34	773.47	0.88	0.015	Oui
306	4103.39	626.88	0.88	0.019	Oui
306	4147.96	475.26	0.76	0.022	Oui
306	4147.96	316.84	0.56	0.024	Oui
306	4196.59	160.28	0.32	0.027	Oui

IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.21 *Vérification de l'effort normal réduit suivant X*

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
18.36	248.173	144400	0.07	Oui
15.30	541.807	144400	0.15	Oui
12.24	839.408	184900	0.18	Oui
9.18	1139.833	184900	0.25	Oui
6.12	1405.151	184900	0.30	Oui
3.06	1748.777	230400	0.30	Oui

Tableau IV.22 *Vérification de l'effort normal réduit suivant Y*

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
18.36	249.741	144400	0.07	Oui
15.30	545.267	144400	0.15	Oui
12.24	844.764	184900	0.18	Oui
9.18	1145.248	184900	0.25	Oui
6.12	1409.654	184900	0.30	Oui
3.06	1753.936	230400	0.30	Oui

IV.4.9. Vérification de cisaillement des éléments :

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

a- Les Poutres :

Selon [CBA93] ►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0 : La largeur de la poutre

d : La hauteur utile

$$\bar{\tau} = Min\left[0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right] \qquad (fissuration\ peu\ nuisible)$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] \qquad (fissuration\ préjudiciable)$$

Le type de fissuration est en fonction de l'environnement, l'élément, et la position de l'élément.

Tableau IV.23 *Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	Combinaison	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30 × 40	118.590	1.35G+1.5Q	1.054	3.33	Oui
Poutre secondaire 01	30 × 35	53.131	1.35G+1.5Q	0.545	3.33	Oui
Poutre secondaire 02	30 × 40	160.081	1.35G+1.5Q	1.423	3.33	Oui
Poutre palière	30 × 30	13.909	G+Q+Ex	0.169	4.35	Oui
Chainage	30 × 30	100.085	1.35G+1.5Q	1.213	3.33	Oui
Longrine	30 × 30	27.000	1.35G+1.5Q	0.327	2.50	Oui

b- Les Poteaux :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Selon [RPA99] ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & Si \quad \lambda \geq 5 \\ 0.040 & Si \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7h}{\sqrt{I/S}}$$

Tableau IV.24 *Vérification de cisaillement des poteaux*

Elément	Direction	$V_u\ (kN)$	λ	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
40×40	Suivant X	61.35	18.55	G+Q+Ex	0.41	1.875	Oui
	Suivant Y	71.40	18.55	G+Q+Ey	0.48	1.875	Oui
45×45	Suivant X	63.95	16.49	G+Q+Ex	0.33	1.875	Oui
	Suivant Y	90.38	16.49	G+Q+Ey	0.47	1.875	Oui
50×50	Suivant X	60.53	14.84	G+Q+Ex	0.26	1.875	Oui
	Suivant Y	69.46	14.84	G+Q+Ey	0.29	1.875	Oui

c- Les Voiles :

Selon [RPA99] ►► [Art 7.7.2] ◄◄

la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile majorée de 40%.

$$\tau_u = \frac{1.4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau IV.25 *Vérification de cisaillement des voiles*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	$b_0\ (cm)$	$d\ (cm)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
RDC	V1	15 × 415	1408.76	15	373.5	3.52	5	Oui
	V2	15 × 120	171.45	15	108	1.48	5	Oui
	V3	15 × 150	238.82	15	135	1.65	5	Oui
	V4	15 × 305	412.42	15	274.5	1.40	5	Oui
	V5	15 × 300	413.16	15	270	1.43	5	Oui
1er , 2ème et 3ème étage	V1	15 × 420	1325.47	15	378	3.27	5	Oui
	V2	15 × 120	50.03	15	108	0.43	5	Oui
	V3	15 × 150	98.74	15	135	0.68	5	Oui
	V4	15 × 310	43.68	15	279	0.15	5	Oui
	V5	15 × 305	47.28	15	274.5	0.16	5	Oui
4ème et 5ème étage	V1	15 × 425	644.34	15	382.5	1.57	5	Oui
	V2	15 × 120	50.20	15	108	0.43	5	Oui
	V3	15 × 150	74.58	15	135	0.52	5	Oui
	V4	15 × 315	40.46	15	283.5	0.13	5	Oui
	V5	15 × 310	46.67	15	279	0.16	5	Oui

IV.5. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.26 *Dimensions finales des poutres*

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	30 × 40
Poutre secondaire 01	30 × 35
Poutre secondaire 02	30 × 40
Poutre palière	30 × 30
Chainage	30 × 40
Longrine	30 × 30

Tableau IV.27 *Dimensions finales des poteaux*

Elément	Section (cm^2)
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	40 × 40
1^{er} , $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	45 × 45
RDC	50 × 50

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau V.01 *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 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.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone III.

V.2.2.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0.003 St.b

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.02 *Ferraillage longitudinal des poutres principales* (30 × 40)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	46.62	G+Q+Ey	0	3.20	3HA14=4.62
		Appui	-80.51	G+Q+Ex	0	5.70	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	68.82	1.35G+1.5Q	0	5.60	3HA14+ ch1HA12=5.75
		Appui	-78.86	1.35G+1.5Q	0	6.50	3HA14+ ch2HA12=6.88
Etage	Rive	Travée	49.01	G+Q+Ex	0	3.40	3HA14=4.62
		Appui	-95.67	G+Q+Ex	0	6.80	3HA14+ ch2HA12=6.88
	Intermédiaire	Travée	66.26	1.35G+1.5Q	0	5.40	3HA14+ch1HA12=5.75
		Appui	-79.82	1.35G+1.5Q	0	6.60	3HA14+ch2HA12=6.88

Tableau V.03 *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 01* (30 × 35)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	9.49	0.8G+Ex	0	1.10	3HA12=3.39
		Appui	-46.36	1.35G+1.5Q	0	4.30	3HA12+ch3HA12=6.79
	Intermédiaire	Travée	16.91	1.35G+1.5Q	0	1.50	3HA14=4.62
		Appui	-68.02	1.35G+1.5Q	0	6.60	3HA14+ch2HA12=6.88
Etage	Rive	Travée	13.93	0.8G+Ex	0	1.10	3HA12=3.39
		Appui	-54.76	1.35G+1.5Q	0	5.20	3HA12+ch3HA12=6.79
	Intermédiaire	Travée	20.53	1.35G+1.5Q	0	1.90	3HA14=4.62
		Appui	-83.20	1.35G+1.5Q	0	8.20	3HA14+ch3HA14=9.23

Tableau V.04 *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 02* (30 × 40)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	85.17	1.35G+1.5Q	0	7.10	3HA14+ch3HA14=9.24
		Appui	-48.30	1.35G+1.5Q	0	3.90	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	151.70	1.35G+1.5Q	0	13.70	3HA14+ch5HA16=14.67
		Appui	-63.45	1.35G+1.5Q	0	5.20	3HA14+ch2HA12=6.88
Etage	Rive	Travée	108.68	1.35G+1.5Q	0	9.30	3HA14+ch4HA16=12.66
		Appui	-57.61	1.35G+1.5Q	0	4.70	3HA14+ch2HA12=6.88
	Intermédiaire	Travée	168.49	1.35G+1.5Q	0	15.60	3HA14+ch6HA16=16.68
		Appui	-76.68	1.35G+1.5Q	0	6.30	3HA14+ch3HA14=9.23

V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire, Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma}_s = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Tableau V.05 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales* (30 × 40)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	22.31	préjudiciable	4.62	3.28	140.18	Oui	Oui
		Appui	-27.07	préjudiciable	5.75	3.69	137.72	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	49.16	peu nuisible	5.75	6.70	-	Oui	-
		Appui	-57.07	peu nuisible	6.88	7.34	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	25.25	préjudiciable	4.62	3.71	158.65	Oui	Oui
		Appui	-34.88	préjudiciable	6.88	4.48	149.35	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	47.15	peu nuisible	5.75	6.43	-	Oui	-
		Appui	-57.05	peu nuisible	6.88	7.34	-	Oui	-

Tableau V.06 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 01* (30 × 35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	3.62	préjudiciable	3.39	0.78	35.75	Oui	Oui
		Appui	-32.89	préjudiciable	6.79	4.91	164.56	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	12.47	peu nuisible	4.62	2.29	-	Oui	-
		Appui	-51.20	peu nuisible	6.88	7.60	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	5.04	préjudiciable	3.39	1.09	49.78	Oui	Oui
		Appui	-39.09	préjudiciable	6.79	5.84	195.58	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	14.91	peu nuisible	4.62	2.74	-	Oui	-
		Appui	-66.23	peu nuisible	9.23	8.33	-	Oui	-

Tableau V.07 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 02* (30 × 40)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	62.34	préjudiciable	9.24	7.31	201.31	Oui	Oui
		Appui	-35.36	préjudiciable	5.75	4.63	179.28	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	110.97	peu nuisible	14.67	11.39	-	Oui	-
		Appui	-46.43	peu nuisible	6.88	5.52	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	79.27	préjudiciable	12.66	8.48	189.75	Oui	Oui
		Appui	-41.99	préjudiciable	6.88	4.99	178.49	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	122.76	peu nuisible	16.68	12.18	-	Oui	-
		Appui	-55.93	peu nuisible	9.23	5.64	-	Oui	-

V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\%\ (b \times h)$ [CBA93] ►► [Art B.6.4] ◄◄
- $A_{min} \leq A_{travée} \leq A_{max}$
- $A_{min} \leq A_{appui} \leq A_{max}$

Avec :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$ [RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

$A_{max} = 4\%(b \times h)$ [RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

Tableau V.08 *Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1.2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 6\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 48\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	11.50	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	11.50	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	11.50	Oui	Oui

Tableau V.09 *Vérification des poutres secondaires 01 selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1.05\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 5.25\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 42\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	13.76	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	9.23	Oui	18.46	Oui	Oui

Tableau V.10 *Vérification des poutres secondaires 02 selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min} = 1.2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min} = 6\ cm^2$	$\leq A_{max} = 48\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	9.24	Oui	13.86	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	11.50	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	14.67	Oui	19.29	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	13.76	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	12.66	Oui	17.28	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	13.76	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	16.68	Oui	21.30	Oui	Oui
		Appui	9.23	Oui	18.46	Oui	Oui

V.2.3.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

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

V_u : effort tranchant.

Tableau V.11 *Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ MPa$

Tableau V.12 *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	63.27	G+Q+Ey	0.56	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	94.49	1.35G+1.5Q	0.84	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	79.99	G+Q+Ey	0.71	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	88.34	1.35G+1.5Q	0.79	3.33	Oui

Tableau V.13 *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 01*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	20.97	G+Q+Ex	0.22	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	34.85	1.35G+1.5Q	0.36	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	36.11	G+Q+Ex	0.37	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	35.67	1.35G+1.5Q	0.37	3.33	Oui

Tableau V.14 *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 02*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	75.38	1.35G+1.5Q	0.67	2.50	Oui
	Intermédiaire	Appui	138.92	1.35G+1.5Q	1.24	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	105.42	1.35G+1.5Q	0.94	2.50	Oui
	Intermédiaire	Appui	169.88	1.35G+1.5Q	1.51	3.33	Oui

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d' armatures transversales donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} & \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) & zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\ f_{t28}.K)}{0.9\ f_e(cos\ \alpha + sin\ \alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\ ;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.15 *Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	$\tau_u\ (MPa)$	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}\ (cm)$		$A_t\ Choisie\ (cm^2)$
		$S_t\ (cm)$	$A_t\ (cm^2)$	$S\ (cm)$	$S'\ (cm)$	$A_t\ (cm^2)$	$S\ (cm)$	$S'\ (cm)$	
P.P (30 × 40)	1.054	33.75	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01
P.S 01 (30 × 35)	0.545	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	10	15	4Ø8=2.01
P.S 02 (30 × 40)	1.423	33.75	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01

V.2.5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

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

Tableau V.16 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P (30 × 40)	0.082	0.0625	Oui	0.082	0.080	Oui	0.004	0.011	Non
P.S 01 (30 × 35)	0.099	0.0625	Oui	0.099	0.080	Oui	0.003	0.011	Non
P.S 02 (30 × 40)	0.069	0.0625	Oui	0.069	0.080	Non	0.005	0.011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.17 *Vérification de la flèche des poutres principales*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.75	49.16	0.51	227.99	0.456	22.42	186625.87
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
71394.49	117296.69	5.036	9.195	4.159	9.700	Oui

Tableau V.18 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 01*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4.62	14.91	0.47	99.30	0.077	19.37	122802.79
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
100672.03	118835.28	0.580	1.475	0.895	7.100	Oui

Tableau V.19 *Vérification de la flèche des poutres secondaires 02*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
16.68	122.76	1.48	196.26	0.733	27.48	252200.00
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
136155.69	196055.40	9.430	19.646	10.217	10.800	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

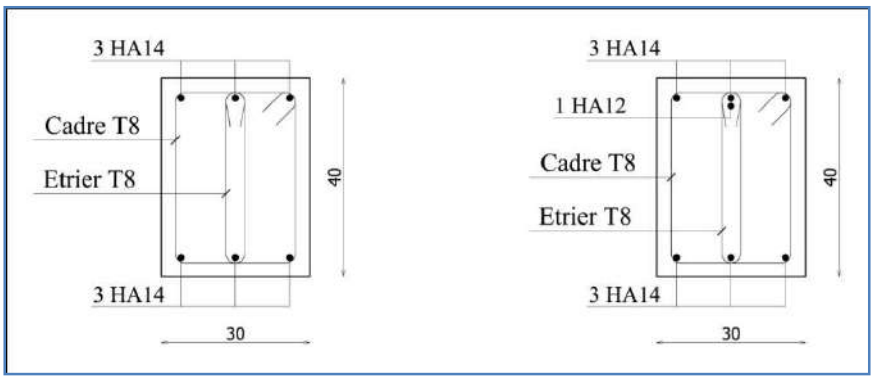


Figure V.01. *Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse*

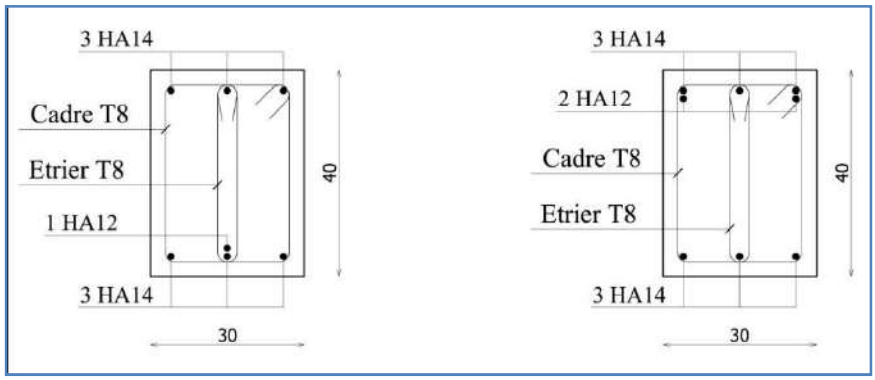


Figure V.02. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse*

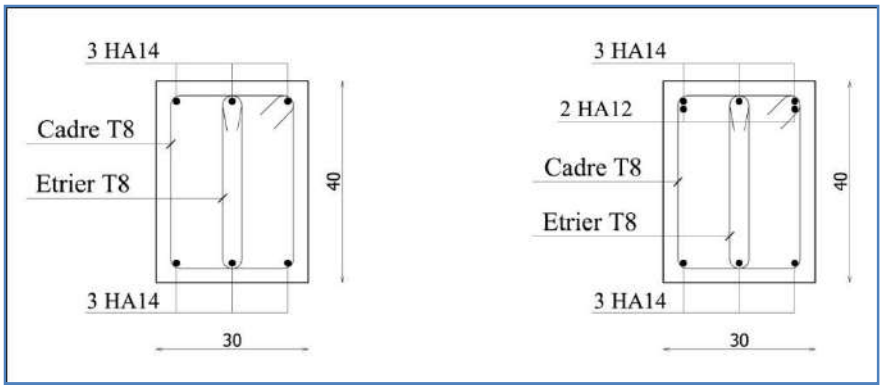


Figure V.03. *Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant*

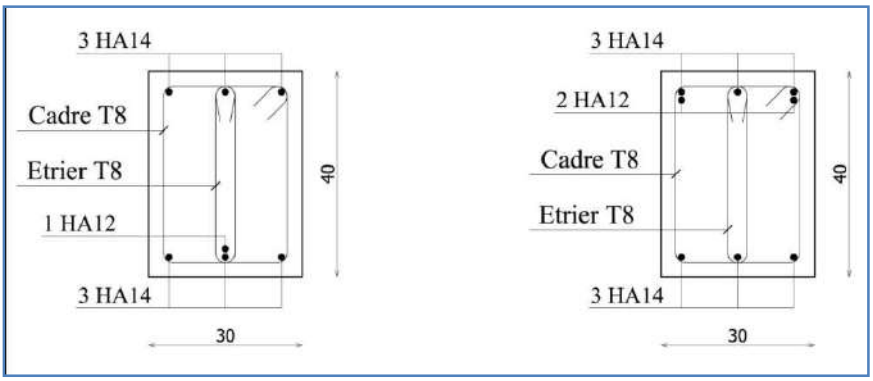


Figure V.04. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant*

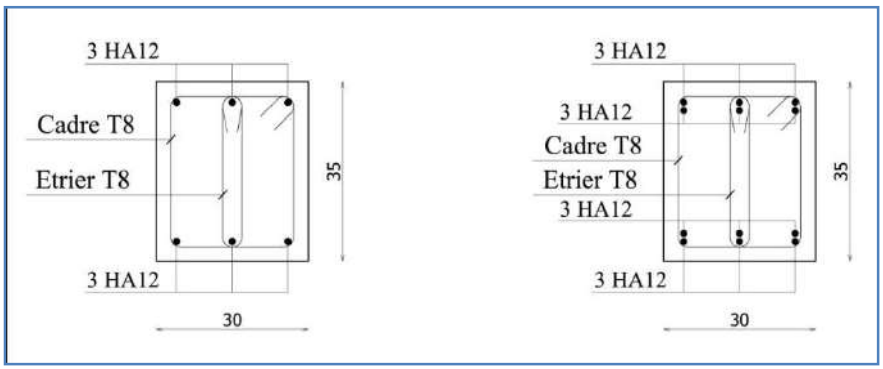


Figure V.05. *Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de terrasse*

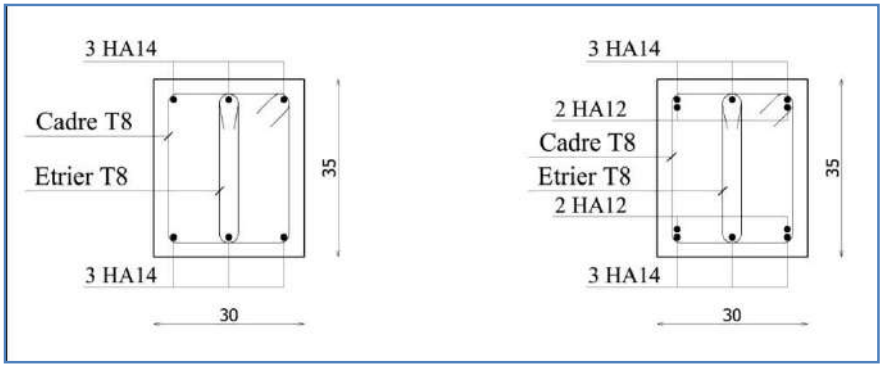


Figure V.06. *Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de terrasse*

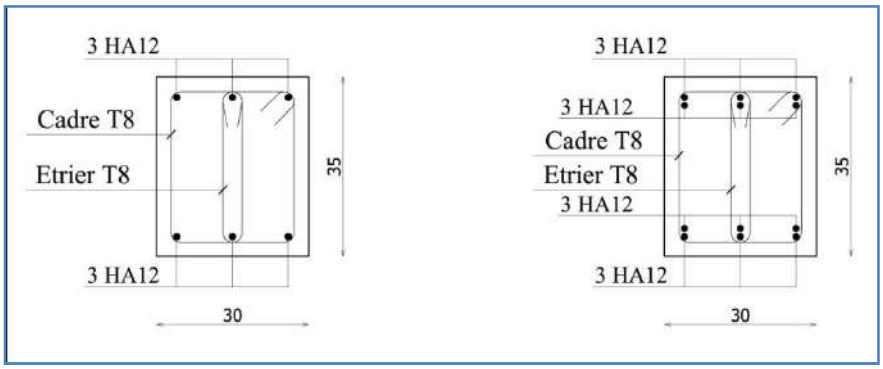


Figure V.07. *Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de l'étage courant*

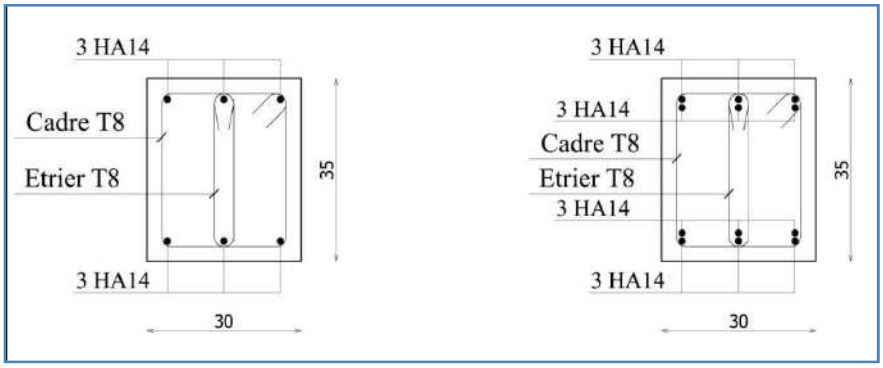


Figure V.08. *Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de l'étage courant*

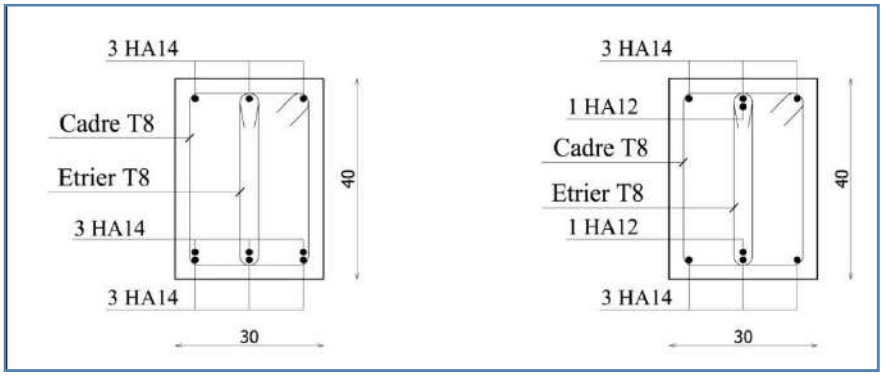


Figure V.09. *Ferraillage des poutres secondaires 02 de rive de terrasse*

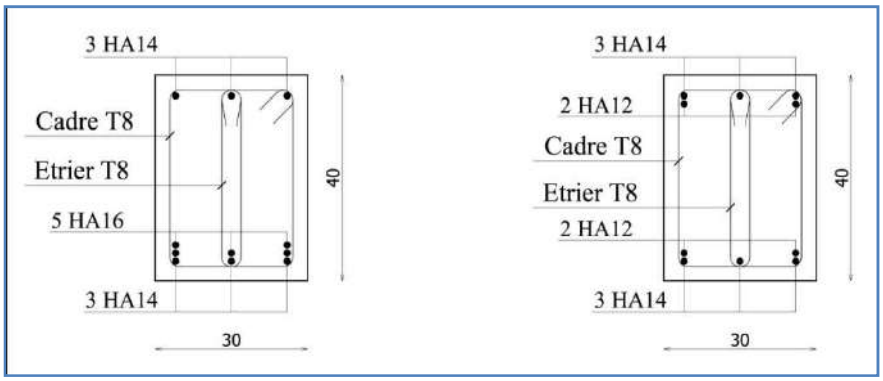


Figure V.10. *Ferraillage des poutres secondaires 02 intermédiaires de terrasse*

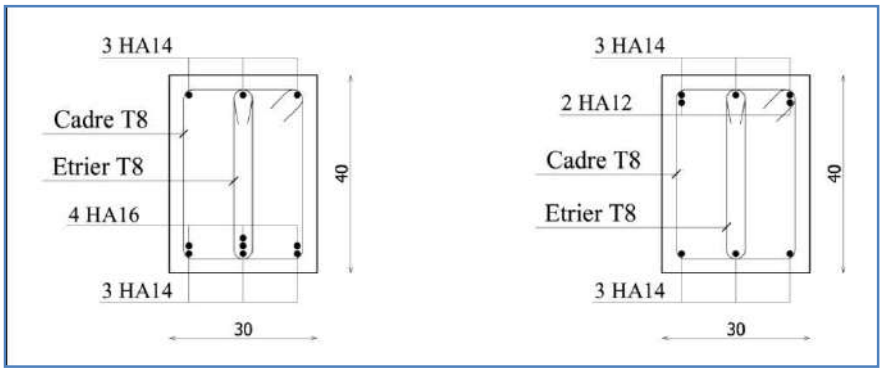


Figure V.11. *Ferraillage des poutres secondaires 02 de rive de l'étage courant*

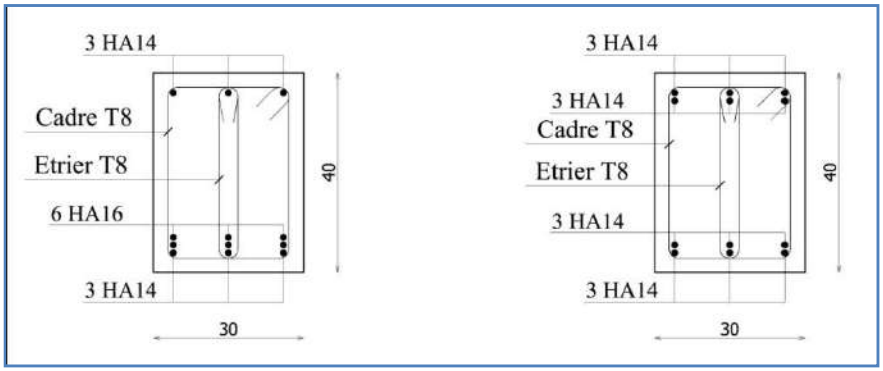


Figure V.12. *Ferraillage des poutres secondaires 02 intermédiaires de l'étage courant*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Dans notre projet les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le [CBA93] ►► [Art A.7.1.2] ◄◄

La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement :

$$A_l\ (cm^2) \geq 4u\ (m)$$

u : périmètre de la section droite.

Le pourcentage d'armatures est compris entre $0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 4\%$

B : Section de béton comprimé.

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1ère cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2ème cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G + 1.5Q$.

3ème cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

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

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

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,{L_f}^2\,(2 + \alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = Max\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\,cm\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion.

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

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau V.20 *Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x $(kN.m)$	M_y $(kN.m)$	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
$5^{ème}(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	312.19	82.42	2.99	3.12	0.08	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	221.27	4.55	83.72	0.27	2.93	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-13.00	1.21	5.12	1.24	1.96	14.40	4HA14+8HA12=15.21
$4^{ème}(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	675.56	60.91	4.33	2.00	1.20	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	476.74	4.93	63.91	2.00	1.20	14.40	4HA14+8HA12=15.21
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-93.58	4.95	3.28	1.60	1.60	14.40	4HA14+8HA12=15.21
$3^{ème}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1044.94	79.20	5.49	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	737.44	6.26	83.72	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-280.32	10.19	4.41	1.80	1.80	18.23	12HA14=18.47
$2^{ème}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1415.53	75.06	6.02	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	1000.05	6.32	79.35	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-529.98	14.22	3.54	3.31	3.31	18.23	12HA14=18.47
$1^{ér}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1791.48	74.22	6.95	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	0.8G + Ex	903.06	37.62	27.13	2.25	1.35	18.23	12HA14=18.47
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-873.36	18.59	1.85	5.46	5.46	18.23	12HA14=18.47
$RDC(50\times50)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2178.03	35.30	2.96	2.50	1.50	22.50	12HA16=24.13
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	1545.82	3.91	65.35	2.50	1.50	22.50	12HA16=24.13
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G + Ex	-1356.52	40.88	0.63	8.49	8.49	22.50	12HA16=24.13

V.3.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Contrainte limite du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\, MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\, MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.21 *Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	N (kN)	M_x $(kN.m)$	M_y $(kN.m)$	$A_{x\ choisie}$ (cm^2)	$A_{y\ choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	*Vérification*
$5^{éme}(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	228.59	2.24	60.14	10.68	4.52	7.10	95.17	77.76	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	228.59	2.24	60.14	10.68	4.52	7.10	95.17	77.76	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	22.98	-8.29	0.29	10.68	4.52	0.85	13.71	10.83	Oui
$4^{éme}(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	493.80	3.22	44.36	10.68	4.52	6.00	6.51	76.35	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	493.80	3.22	44.36	10.68	4.52	6.00	6.51	76.35	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	49.28	-6.22	1.06	10.68	4.52	0.76	3.27	10.24	Oui
$3^{éme}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	763.46	4.07	57.70	12.32	6.16	6.10	0.00	81.08	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	763.46	4.07	57.70	12.32	6.16	6.10	0.00	81.08	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	94.73	-7.77	1.17	12.32	6.16	5.13	97.31	56.34	Oui
$2^{éme}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1034.02	4.46	54.67	12.32	6.16	7.05	0.00	95.67	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1034.02	4.46	54.67	12.32	6.16	7.05	0.00	95.67	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	130.70	-6.33	1.10	12.32	6.16	0.84	0.00	11.90	Oui
$1^{ér}(45\times45)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1308.48	5.13	54.06	12.32	6.16	8.15	0.00	112.06	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1303.38	54.23	5.31	12.32	6.16	8.04	0.00	110.71	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	163.71	-4.75	1.47	12.32	6.16	0.91	0.00	13.01	Oui
$RDC(50\times50)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1590.74	2.19	25.71	16.08	8.04	6.06	0.00	87.50	Oui
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1590.74	2.19	25.71	16.08	8.04	6.06	0.00	87.50	Oui
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	226.09	-2.41	0.62	16.08	8.04	1.31	0.00	17.78	Oui

Tableau V.22 *Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
$5^{éme}$	(40×40)	15.21	6.40	14.40	Oui
$4^{éme}$	(40×40)	15.21	6.40	14.40	Oui
$3^{éme}$	(45×45)	18.47	7.20	18.23	Oui
$2^{éme}$	(45×45)	18.47	7.20	18.23	Oui
$1^{ér}$	(45×45)	18.47	7.20	18.23	Oui
RDC	(50×50)	24.13	8.00	22.50	Oui

V.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

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

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.11.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; Lf : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V.23 *Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ RPA$ (MPa)	$\tau_{bu}\ CBA$ (MPa)	Vérification
$5^{éme}$	(40×40)	61.35	0.41	18.55	0.075	1.875	3.26	Oui
$4^{éme}$	(40×40)	71.40	0.48	18.55	0.075	1.875	3.26	Oui
$3^{éme}$	(45×45)	90.38	0.47	16.49	0.075	1.875	3.26	Oui
$2^{éme}$	(45×45)	85.45	0.45	16.49	0.075	1.875	3.26	Oui
$1^{ér}$	(45×45)	75.58	0.40	16.49	0.075	1.875	3.26	Oui
RDC	(50×50)	69.46	0.29	14.84	0.075	1.875	3.26	Oui

V.3.2. Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_l . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_l : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ; 10\emptyset_l] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \qquad si \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \qquad si \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0.8\% \quad si \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \quad si \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V.24 *Ferraillage transversal des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	T_u (kN)	λ	*Zone*	S_t (cm) *RPA*	$A_{t\ calc}$ (cm^2)	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
$5^{éme}$	(40×40)	61.35	18.55	Nodale	10	1.01	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.51	15	4Ø8=2.01
$4^{éme}$	(40×40)	71.40	18.55	Nodale	10	1.17	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.76	15	4Ø8=2.01
$3^{éme}$	(45×45)	90.38	16.49	Nodale	10	1.31	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.97	15	4Ø8=2.01
$2^{éme}$	(45×45)	85.54	16.49	Nodale	10	1.24	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.86	15	4Ø8=2.01
$1^{ér}$	(45×45)	75.58	16.49	Nodale	10	1.10	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.65	15	4Ø8=2.01
RDC	(50×50)	69.46	14.84	Nodale	10	0.90	10	4Ø8=2.01
				Courante	16	1.36	15	4Ø8=2.01

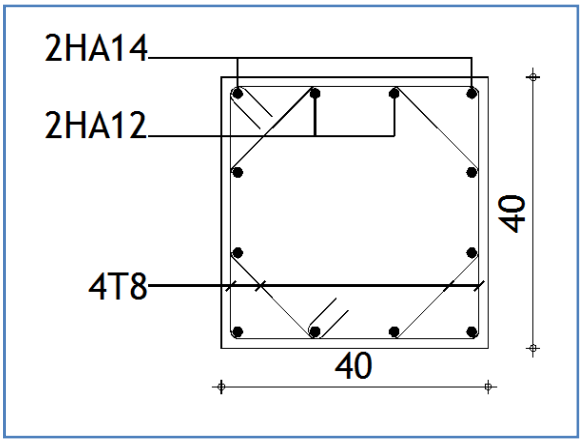


Figure V.13. *Ferraillage poteaux* (40 × 40)

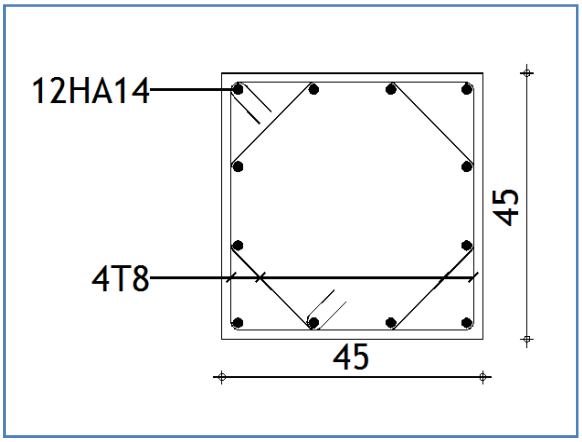


Figure V.14. *Ferraillage poteaux* (45 × 45)

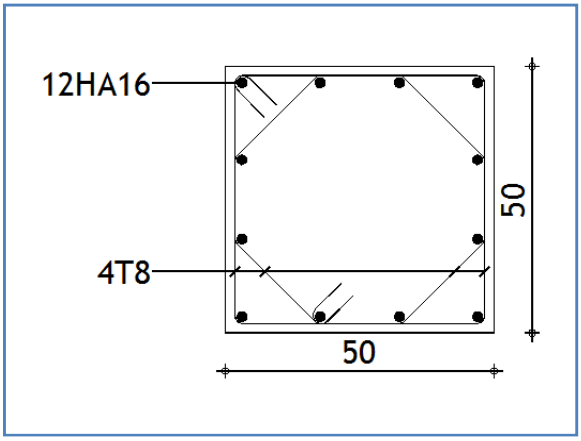


Figure V.15. *Ferraillage poteaux* (50 × 50)

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm} \ \text{ pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm} \ \text{ pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

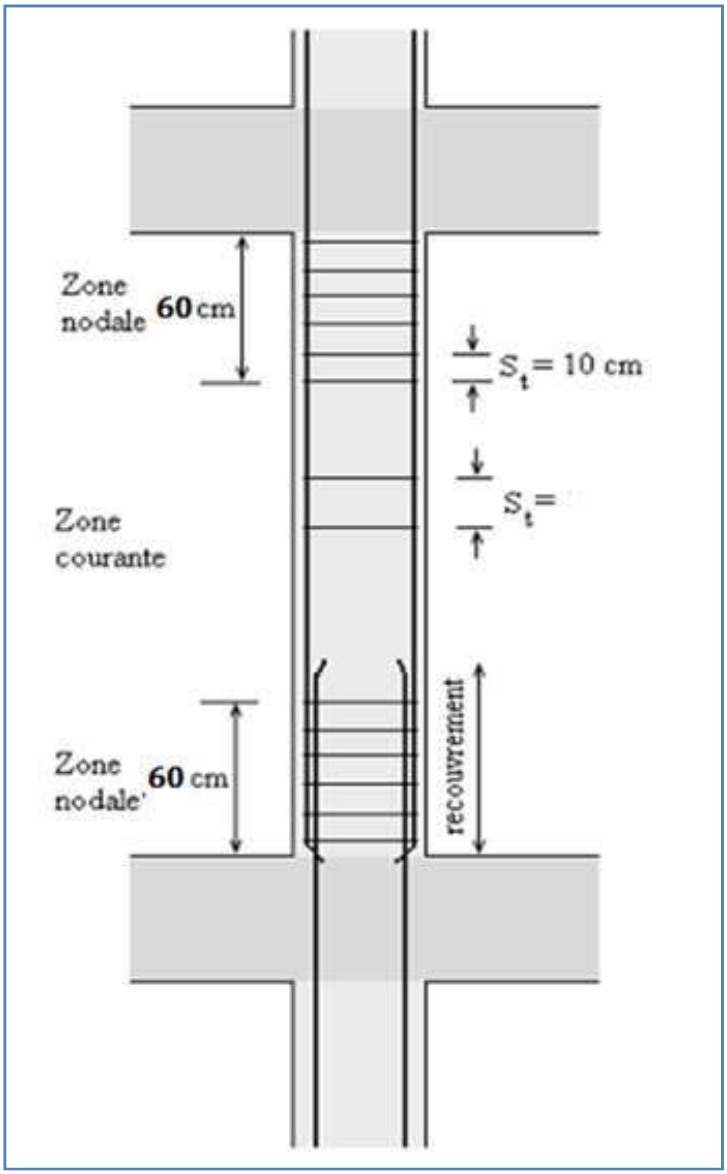


Figure V.16. *Disposition des armatures dans les poteaux*

V.4. FERRAILLAGE 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 pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.4.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.4.2.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

$$On\ \text{à}\ :\qquad \tau_b = \frac{1.4\ V_u}{b_0 \times d}$$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

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) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

V.4.3. Recommandation selon les règlements :

V.4.3.1. Armatures verticales :

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon le RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0.15\% \times B$ (B: la section globale du voile).

$A_{min} \geq 0.10\% \times B_c$ (B_c: la section courante du voile).

$S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité} = L/10) \end{cases}$$

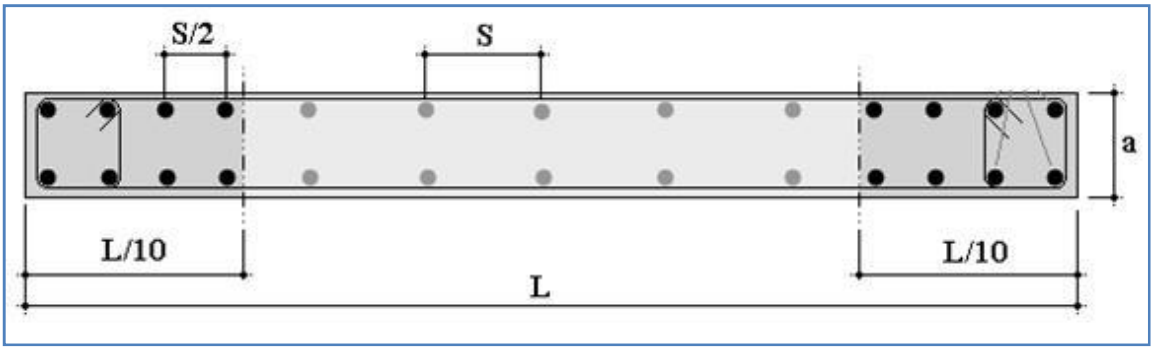


Figure V.17. *Disposition des armatures verticales des voiles*

V.4.3.2. 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 ".

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq Min[0.9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$$

V.4.3.3. Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10∅ dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.25 *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.4.4. Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1. Armatures verticales :

Tableau V.26 *Calcul des armatures verticales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	15×415	1559.87	5849.02	37.92	15	2×28HA10=43.98
	V2	15×120	1702.08	358.57	10.80	15	2×8HA10=12.57
	V3	15×150	1993.49	565.42	13.20	15	$2 \times 10HA10 = 15.71$
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15×420	1298.98	5092.00	34.80	15	2×28HA10=43.98
	V2	15×120	1235.09	111.18	10.80	15	2×8HA10=12.57
	V3	15×150	1442.80	313.85	13.20	15	2×10HA10=15.71
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15×425	399.13	1640.73	35.20	15	2×28HA10=43.98
	V2	15×120	283.69	82.22	10.80	15	2×8HA10=12.57
	V3	15×150	331.54	214.25	13.20	15	2×10HA10=15.71

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$ *et* $\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\ f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ *et* $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.27 *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	15 × 415	651.71	121.42	2×21.99	1.16	17.39	Oui
	V2	15 × 120	237.53	28.39	2×6.28	1.81	26.72	Oui
	V3	15 × 150	296.43	17.14	2×7.85	1.43	21.31	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15 × 420	590.60	119.75	2×21.99	1.06	15.81	Oui
	V2	15 × 120	192.99	53.13	2×6.28	2.13	31.18	Oui
	V3	15 × 150	239.92	47.82	2×7.85	1.62	24.01	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15 × 425	247.45	30.94	2×21.99	0.40	6.06	Oui
	V2	15 × 120	87.12	47.59	2×6.28	1.69	24.33	Oui
	V3	15 × 150	105.49	45.25	2×7.85	1.08	15.84	Oui

Tableau V.28 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V1	15 × 415	2×28HA10=43.98	6.23	9.34	Oui
	V2	15 × 120	2×8HA10=12.57	1.80	2.70	Oui
	V3	15 × 150	2×10HA10=15.71	2.25	3.38	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15 × 420	2×28HA10=43.98	6.30	9.45	Oui
	V2	15 × 120	2×8HA10=12.56	1.80	2.70	Oui
	V3	15 × 150	2×10HA10=15.71	2.25	3.38	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15 × 425	2×28HA10=43.98	6.38	9.56	Oui
	V2	15 × 120	2×8HA10=12.56	1.80	2.70	Oui
	V3	15 × 150	2×10HA10=15.71	2.25	3.38	Oui

V.4.4.2. Armatures horizontales :

Tableau V.29 *Calcul des armatures horizontales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	V1	15×415	11.00	15	2×7HA10=11.00
	V2	15×120	3.14	15	2×7HA10=11.00
	V3	15×150	3.93	15	2×7HA10=11.00
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15×420	11.00	15	2×7HA10=11.00
	V2	15×120	3.14	15	2×7HA10=11.00
	V3	15×150	3.93	15	2×7HA10=11.00
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15×425	11.00	15	2×7HA10=11.00
	V2	15×120	3.14	15	2×7HA10=11.00
	V3	15×150	3.93	15	2×7HA10=11.00

V.4.4.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 10mm \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \emptyset_t = 6mm.$

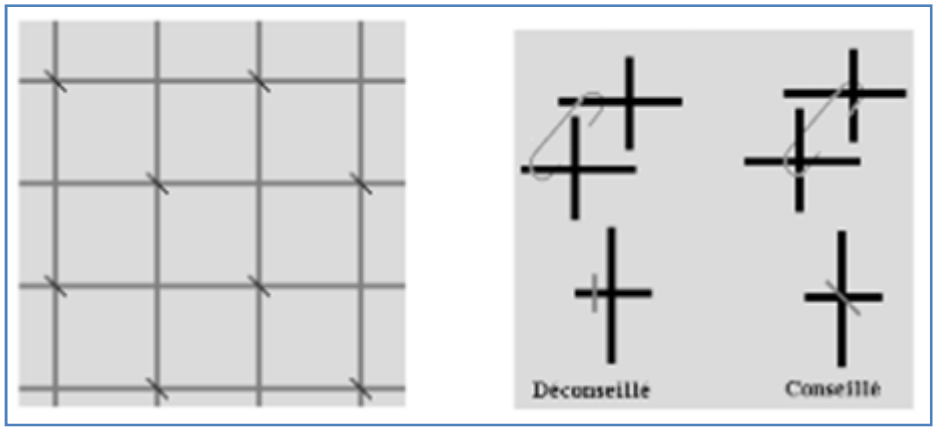


Figure V.18. *Disposition des épingles*

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 50\ cm$

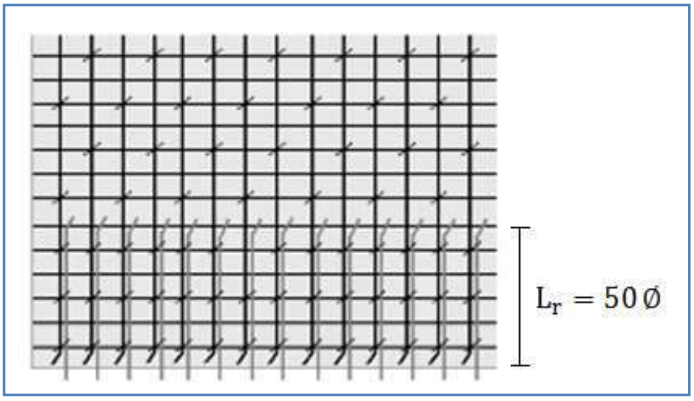


Figure V.19. *La zone de recouvrement des voiles*

V.4.5. Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures :

V.4.5.1. Les trumeaux :

V.4.5.1.1. Armatures verticales :

Tableau V.30 *Calcul des armatures verticales des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V4	15 × 305	1345.02	455.29	11.68	15	2×7HA12=15.84
	V5	15 × 300	1383.16	404.63	12.60	15	2×7HA12=15.84
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V4	15 × 310	1153.27	458.03	9.04	15	2×7HA10=11.00
	V5	15 × 305	1196.49	413.66	9.24	15	2×7HA10=11.00
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V4	15 × 315	301.97	272.18	9.20	15	2×7HA10=11.00
	V5	15 × 310	328.40	244.29	8.80	15	2×7HA10=11.00

Tableau V.31 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V4	15 × 305	190.31	15.76	2×7.92	1.63	24.02	Oui
	V5	15 × 300	257.89	13.18	2×7.92	2.07	30.63	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V4	15 × 310	165.88	20.37	2×5.50	1.68	24.64	Oui
	V5	15 × 305	235.24	5.58	2×5.50	25.53	1.71	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V4	15 × 315	66.79	18.37	2×5.50	0.99	14.41	Oui
	V5	15 × 310	41.93	5.53	2×5.50	0.45	6.61	Oui

Tableau V.32 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V4	15 × 305	2×7HA12=15.84	1.43	2.14	Oui
	V5	15 × 300	2×7HA12=15.84	1.35	2.03	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V4	15 × 310	2×7HA10=11.00	1.46	2.19	Oui
	V5	15 × 305	2×7HA10=11.00	1.39	2.08	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V4	15 × 315	2×7HA10=11.00	1.50	2.25	Oui
	V5	15 × 310	2×7HA10=11.00	1.43	2.14	Oui

V.4.5.1.2. Armatures horizontales :

Tableau V.33 *Calcul des armatures horizontales des trumeaux*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	V4	15 × 305	3.96	20	2×6HA10=9.42
	V5	15 × 300	3.96	20	2×6HA10=9.42
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V4	15 × 310	2.75	20	2×6HA10=9.42
	V5	15 × 305	2.75	20	2×6HA10=9.42
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V4	15 × 315	2.75	20	2×6HA10=9.42
	V5	15 × 310	2.75	20	2×6HA10=9.42

V.4.5.2. Les linteaux :

V.4.5.2.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$M = 1.4\, M_u$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux courts} \end{cases}$$

l : portée du linteau.

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e \,(h - 2d')}{1.4\, V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e . l}{V + A_t \,.\, f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;\; ; \;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \,.\, f_e (h - 2d')$$

V.4.5.2.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \quad ; \quad tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$(A_l ; A'_l) \geq 0.0015\ b.h$

$A_c \geq 0.0020\ b.h$

$A_t \geq 0.0015\ b.S \quad si \quad \tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$

$A_t \geq 0.0025\ b.S \quad si \quad \tau_b > 0.025\ f_{c28}$

$A_D \geq 0.0015\ b.h \quad si \quad \tau_b > 0.06\ f_{c28}$

$A_D \geq 0 \quad si \quad \tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$

Tableau V.34 *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	l (cm)	V (kN)	M $(kN.m)$	τ_b (MPa)	Mode de travail
RDC - 1^{er}	V4	15	166	120	682.72	0.72	4.27	Traction/Compression
	V5	15	166	120	676.37	0.44	4.23	Traction/Compression
1^{er} - $2^{ème}$	V4	15	166	120	665.09	1.32	4.15	Traction/Compression
	V5	15	166	120	658.04	0.84	4.11	Traction/Compression
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V4	15	166	120	581.09	1.70	3.63	Traction/Compression
	V5	15	166	120	575.92	1.13	3.60	Traction/Compression
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V4	15	166	120	466.24	1.92	2.91	Traction/Compression
	V5	15	166	120	463.17	1.33	2.89	Traction/Compression
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V4	15	166	120	320.25	2.15	2.00	Traction/Compression
	V5	15	166	120	317.49	0.92	1.98	Traction/Compression
$5^{ème}$	V4	15	66	120	104.48	1.59	1.64	Traction/Compression
	V5	15	66	120	103.87	2.56	1.63	Traction/Compression

Tableau V.35 *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niveau	Voile	$A_{calculée}$ (cm^2)				$A_{choisie}$ (cm^2)			
		A_l	A_t	A_c	A_D	A_l	A_t	A_c	A_D
RDC - 1^{er}	V4	3.74	0.56	4.98	10.53	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA14 =12.32
	V5	3.74	0.56	4.98	10.43	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA14 =12.32
1^{er} - $2^{ème}$	V4	3.74	0.56	4.98	10.26	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA14 =12.32
	V5	3.74	0.56	4.98	10.15	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA14 =12.32
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V4	3.74	0.56	4.98	8.96	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05
	V5	3.74	0.56	4.98	8.88	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V4	3.74	0.56	4.98	7.19	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05
	V5	3.74	0.56	4.98	7.14	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V4	3.74	0.56	4.98	4.94	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA10 =6.28
	V5	3.74	0.56	4.98	4.90	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA10 =6.28
$5^{ème}$	V4	1.49	0.56	1.98	2.71	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA10 =6.28
	V5	1.49	0.56	1.98	2.69	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA10 =6.28

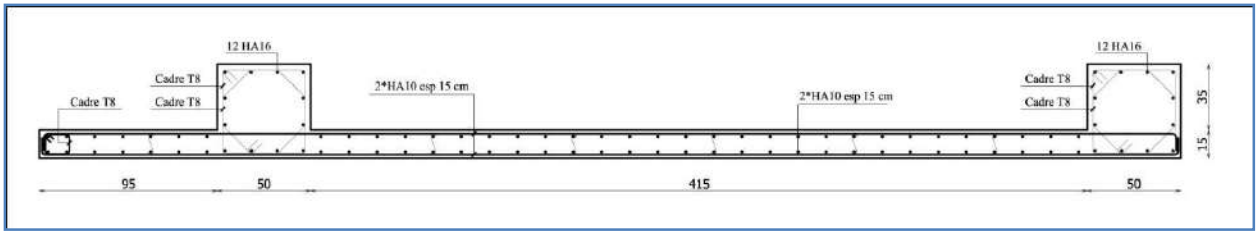


Figure V.20. *Ferraillage du voile V1 et V2*

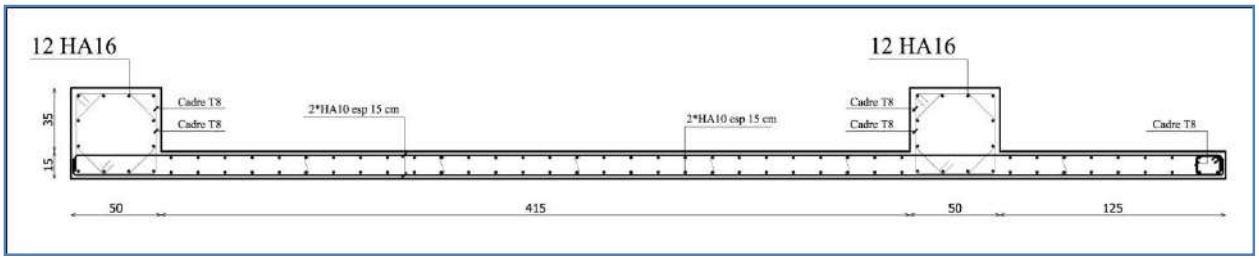


Figure V.21. *Ferraillage du voile V1 et V3*

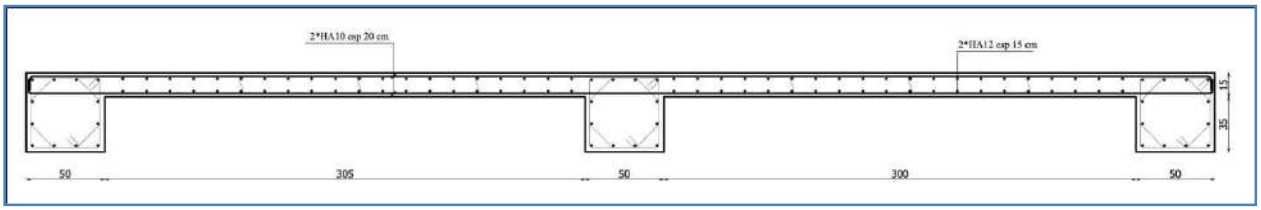


Figure V.22. *Ferraillage du voile V4 et V5*

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTUTRE

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en trios 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire "SETAM de Médéa".

VI.3.1. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L , est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\boldsymbol{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur z = 2.00m (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\boldsymbol{q_{adm} = 1.60\ bars}$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondante à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\boldsymbol{D = 2.00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0.43\ bars$, $\gamma_h = 19.80\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50\ bar$ avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

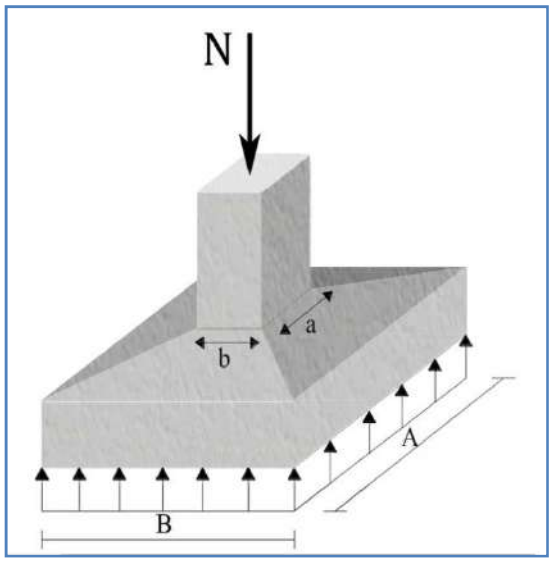


Figure VI.01. *Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.150\ MPa \quad , \quad a = b = 50\ cm \quad , \quad c = 3\ cm$$

Tableau VI.01 *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	1739.75	3.41	3.41	3.50	3.50	0.80	0.77
S2	1338.81	2.99	2.99	3.00	3.00	0.70	0.67
S3	882.87	2.43	2.43	2.50	2.50	0.55	0.52
S4	334.09	1.49	1.49	1.50	1.50	0.30	0.27

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 4.65\ m \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(3.50 + 3.00)}{2} = 4.88\ m \quad (C.N.V)$$

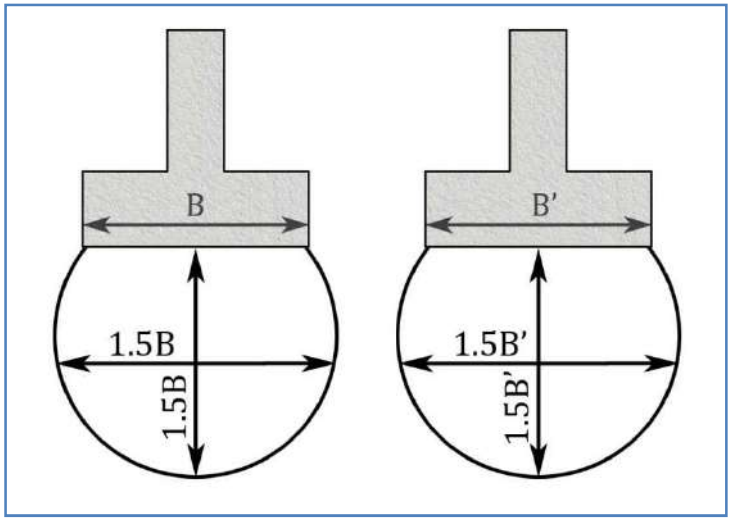


Figure VI.02. *Les bulles de pression*

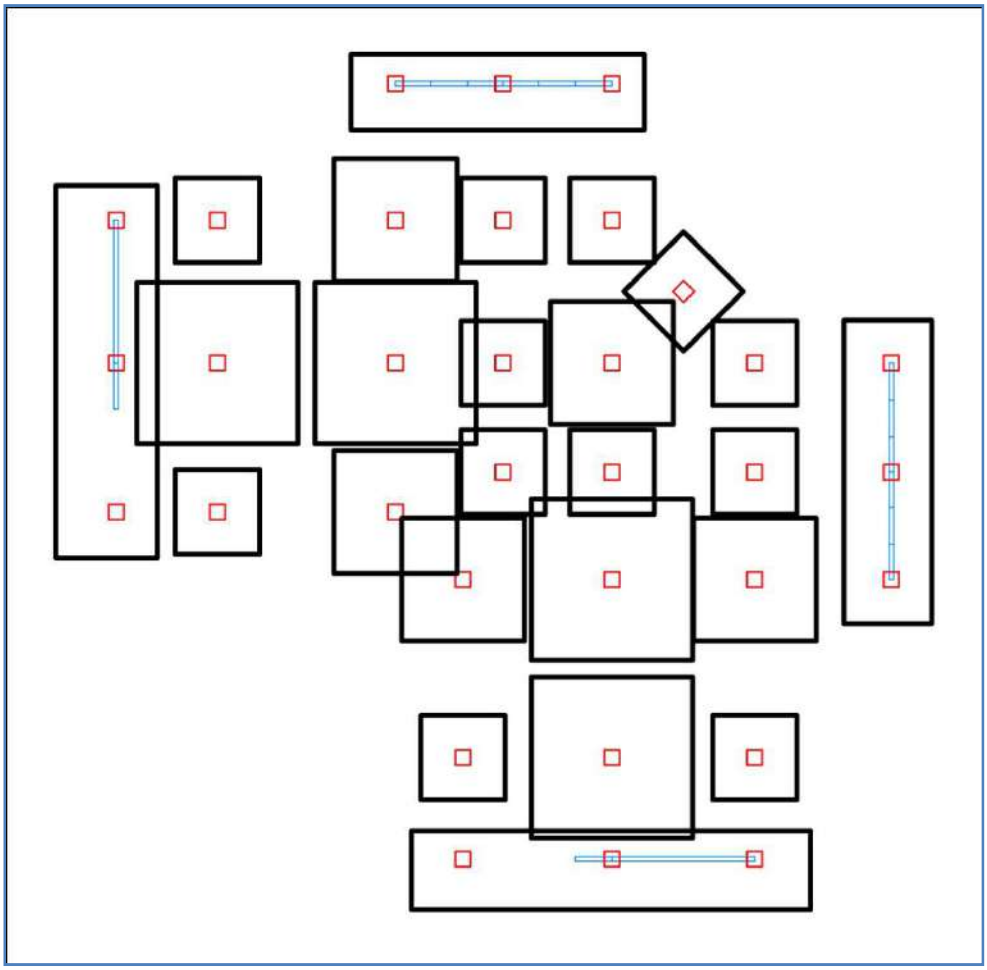


Figure VI.03. *La proposition des semelles isolées*

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

VI.4.2.1. Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$ (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = (d_1 + L + d_2) \times B$$

L : La longueur total de la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : le débord à gauche et à droite de la semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset\ en\ cm)$$

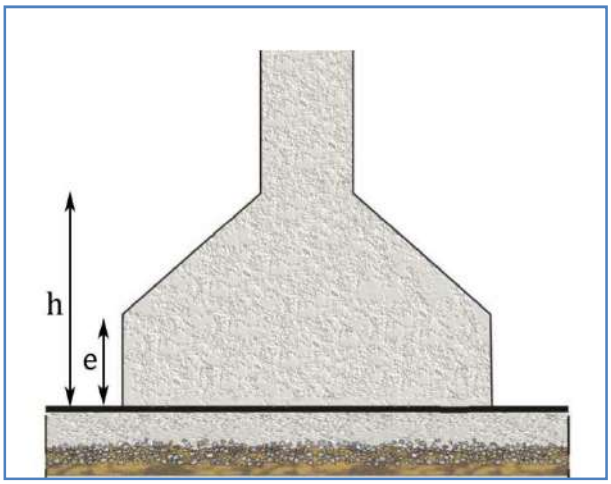


Figure VI.04. *Hauteur du patin "e" :*

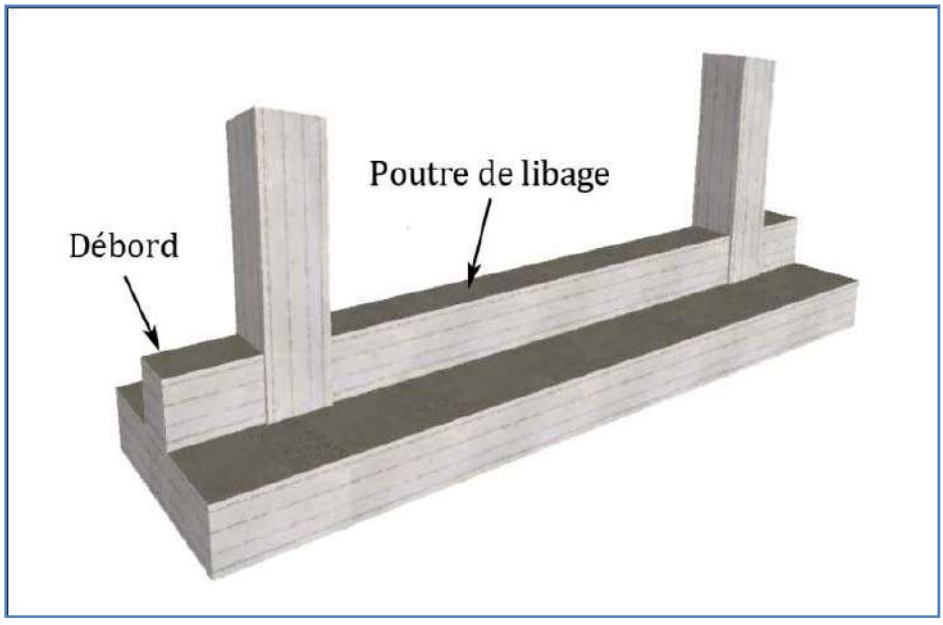


Figure VI.05. *Semelle filante sous poteaux*

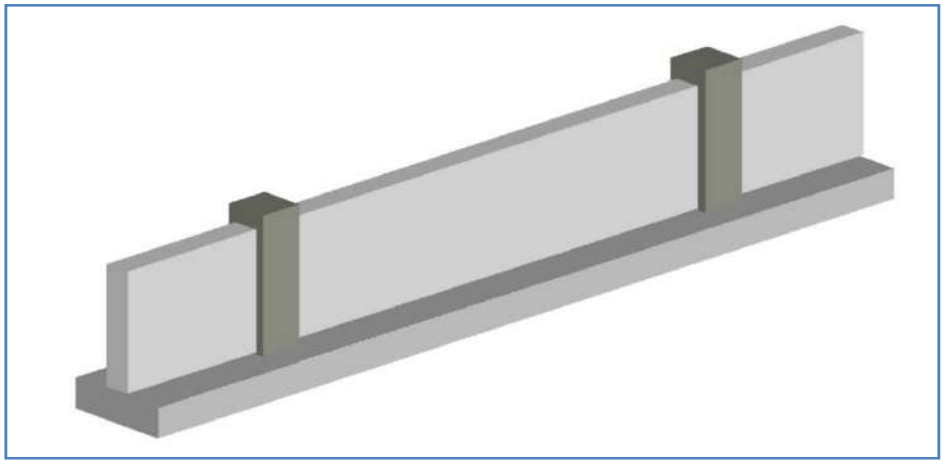


Figure VI.06. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids des semelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.02 *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	$N_{ser}\ (kN)$	$L\ (m)$	$B_{calculée}\ (m)$	$B_{choisie}\ (m)$	$h\ (m)$	$d\ (m)$
SF1	1630.97	8.55	1.27	1.80	0.40	0.37
SF2	1271.18	11.25	0.75	1.60	0.55	0.52
SF3	8158.58	40.88	1.38	2.00	0.55	0.52
SF4	8907.88	34.30	1.83	2.50	0.55	0.52
SF5	4039.27	24.60	1.10	1.50	0.55	0.52
SF6	1582.89	11.15	0.95	1.70	0.55	0.52

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Tableau VI.03 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF3	8158.58	1144.20	79.06	1861.68	81.79	0.137	Oui
SF4	8907.88	1179.06	64.69	1952.53	85.75	0.141	Oui
SF5	4039.27	507.38	43.13	840.21	36.90	0.147	Oui
SF6	1582.89	260.63	21.56	431.61	18.96	0.121	Oui

Il faut vérifier que : $\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$

On a :

$$\sigma_m = \frac{3\,\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3\,e_0}{B}\right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6\,e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6\,e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N} \quad ; \quad N = N_{ser} + P$$

$$P = (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai})$$

Tableau VI.04 *Détermination de N*

Semelle	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{amorces\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	P (kN)	N_{ser} (kN)	N (kN)
SF1	153.90	24.38	64.61	396.14	639.03	1630.97	2270.00
SF2	247.50	21.56	40.97	409.86	719.89	1271.18	1991.07

Tableau VI.05 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles*

Semelle	N (kN)	M_{ser} (kN)	e_0 (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	$\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	2270.00	12.68	0.006	0.145	0.150	0.148	Oui
SF2	1991.07	21.21	0.011	0.106	0.115	0.113	Oui

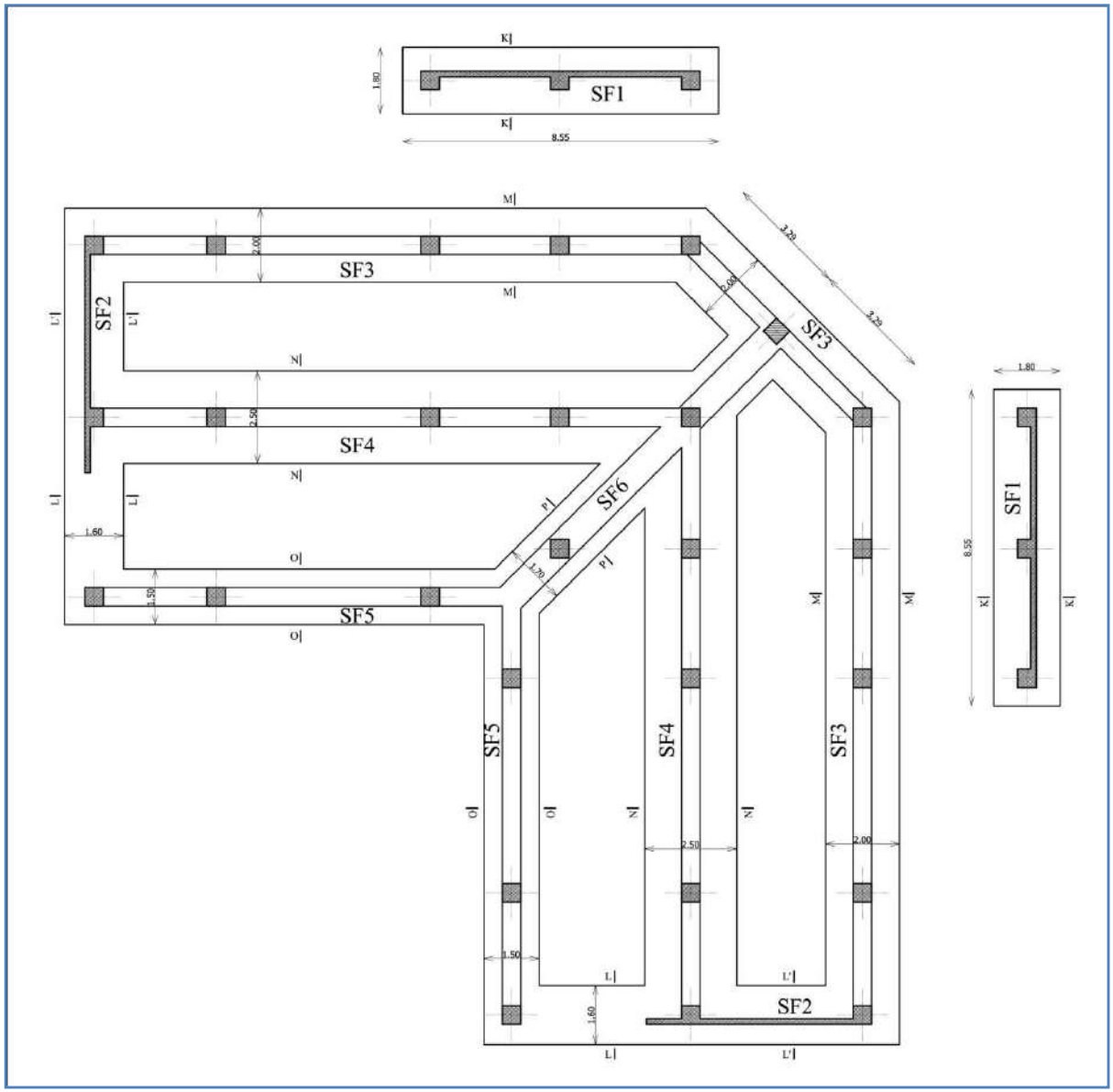


Figure VI.07. *Plan de fondation*

VI.4.2.2. Ferraillage :

Pour les semelles filantes sous poteaux, on utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles, et pour les semelles filantes sous voiles la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inférieure au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m .

Cette méthode admet que la charge N centrée agissante par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\bar{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\bar{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\bar{\sigma_s}}$$

La semelle sera considéré comme isolée ayant un effort normal N le maximum entre les effort des poteaux liés à cette semelle filante, la dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = \frac{l_i + l_{i+1} + b}{2} \qquad ; \qquad N = Max[N_1\ ;\ N_2\ ;\ \ldots\ ;\ N_n]$$

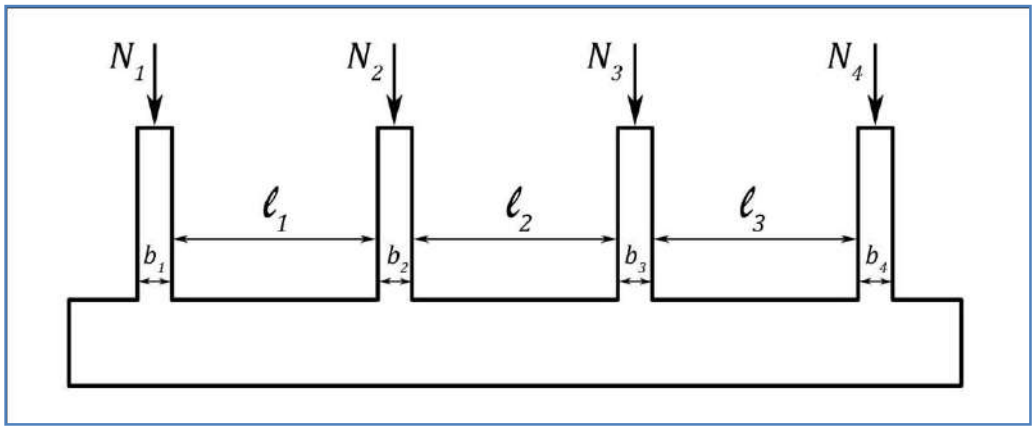


Figure VI.08. *semelles filantes sous poteaux*

Tableau VI.06 *Armatures principales des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	B (m)	A (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF3	2.00	4.65	1833.46	394.29	4.09	6HA12=6.79	20
SF4	2.50	4.65	2382.95	512.46	7.08	6HA14=10.78	20
SF5	1.50	4.00	1389.39	347.35	2.40	6HA12=6.79	20
SF6	1.70	4.16	1449.53	348.44	2.89	6HA12=6.79	20

Tableau VI.07 *Armatures principales des semelles filantes sous voiles*

Semelle	B (m)	l (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF1	1.80	8.55	1679.55	196.44	3.15	6HA12=6.79	20
SF2	1.60	11.25	2294.37	198.65	1.99	6HA12=6.79	20

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B\ en\ [m] \quad , \quad A\ et\ A_{rép}\ en\ [cm^2]$$

Tableau VI.08 *Armatures de répartition*

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	3.06	9HA12=10.18	20
SF2	2.72	8HA12=9.05	20
SF3	2.83	10HA12=11.31	20
SF4	4.81	13HA12=14.70	20
SF5	2.12	8HA12=9.05	20
SF6	2.40	9HA12=10.18	20

c) Longueur de scellement " l_s" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\ \tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8\ MPa$$

- $l_s > B/4$: Ancrage courbe.
- $B/8 \leq l_s \leq B/4$: Ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s < B/8$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau VI.09 *Longueur de scellement*

Semelle	Ø (mm)	l_s (cm)	$B/8$ (cm)	$B/4$ (cm)	Ancrage
SF1	12	42.86	22.50	45.00	Courbe / rectiligne
SF2	12	42.86	20.00	40.00	Courbe / rectiligne
SF3	12	42.86	25.00	50.00	Courbe / rectiligne
SF4	14	50.00	31.25	62.50	Courbe / rectiligne
SF5	12	42.86	18.75	37.5	Courbe
SF6	12	42.86	21.25	42.50	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.3. Poutre de libage :

VI.4.3.1. Dimensionnement :

La poutre de libage utilisée pour rigidifier la semelle et pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

Elle travaille en flexion simple comme des poutres renversées. Sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87\ MPa$)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Les poutres de libage (PL3 , PL4 , PL5 et PL6) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF3 , SF4 , SF5 et SF6) respectivement .

Tableau VI.10 *Dimensionnement des poutres de libages*

Elément	$b\ (m)$	$l\ (m)$	$h_p(m)$	$I\ (cm^4)$	$\frac{\pi}{2} l_e\ (m)$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL3	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL4	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL5	0.50	5.80	1.20	7200000	5.84	Oui
PL6	0.75	5.00	1.20	10800000	5.55	Oui

VI.4.3.2. Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées (∑ Ni) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

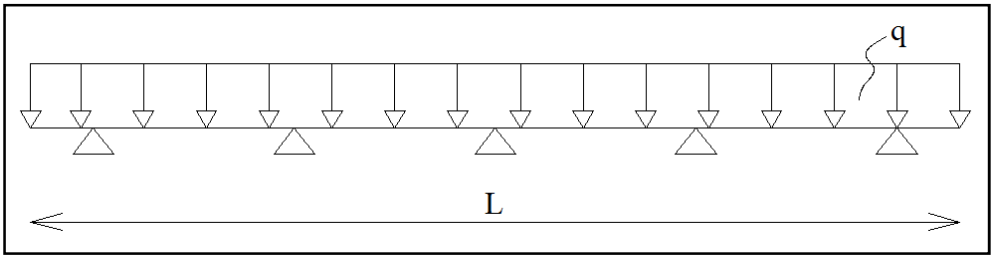


Figure VI.09. *La charge répartie sur la poutre de libage*

Tableau VI.11 *Détermination des sollicitations*

Elément	$l\ (m)$	$\sum N_u\ (kN)$	$\sum N_{ser}\ (kN)$	$q_u\ (kN/ml)$	$q_{ser}\ (kN/ml)$
PL3	40.88	15151.75	11223.52	370.64	274.55
PL4	34.30	16340.61	12104.16	476.40	352.89
PL5	24.60	7330.48	5429.99	297.99	220.73
PL6	11.15	3100.53	2296.69	278.07	205.98

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieures est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

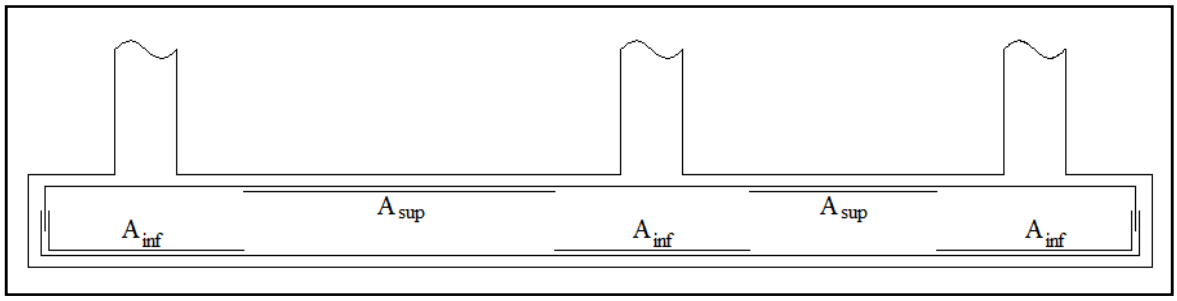


Figure VI.10. *Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Semelle		$M_u\ (kN.m)$	$d\ (cm)$	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{choisie}\ (cm^2)$
PL3	Travée	732.35	117	18.73	0	5HA20+ch4HA20 =28.27
	Appui	-916.25	117	23.69	0	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL4	Travée	933.35	117	24.16	0	5HA20+ch7HA20 =37.70
	Appui	-1167.71	117	30.67	0	5HA20+ch9HA20 =43.98
PL5	Travée	886.11	117	22.87	0	5HA20+ch5HA20 =31.42
	Appui	-941.43	117	24.38	0	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL6	Travée	624.86	117	15.70	0	7HA20=21.99
	Appui	-688.65	117	17.34	0	8HA20=25.13

VI.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.13 *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Semelle		$A_{choisie}\ (cm^2)$	$M_u\ (kN.m)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL3	Travée	28.27	549.74	4.85	180.93	5HA20+ch4HA20 =28.27
	Appui	37.70	-687.78	5.54	171.96	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL4	Travée	37.70	698.62	5.63	174.67	5HA20+ch7HA20 =37.70
	Appui	43.98	-874.04	6.72	188.74	5HA20+ch9HA20 =43.98
PL5	Travée	31.42	667.18	5.69	198.48	5HA20+ch5HA20 =31.42
	Appui	37.70	-708.83	5.71	177.22	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL6	Travée	21.99	474.77	3.30	172.15	8HA20=25.13
	Appui	25.13	-523.25	3.71	190.17	8HA20=25.13

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 *Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	$V_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	$\overline{\tau_u}\ (MPa)$	$A_t\ (cm^2)$	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL3	1127.24	1.93	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL4	1436.62	2.46	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL5	1069.15	1.83	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL6	890.58	1.01	2.50	8HA8=4.02	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2/ml$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60\ cm$
- 4 barres si $h \geq 70\ cm$
- 6 barres si $h \geq 80\ cm$

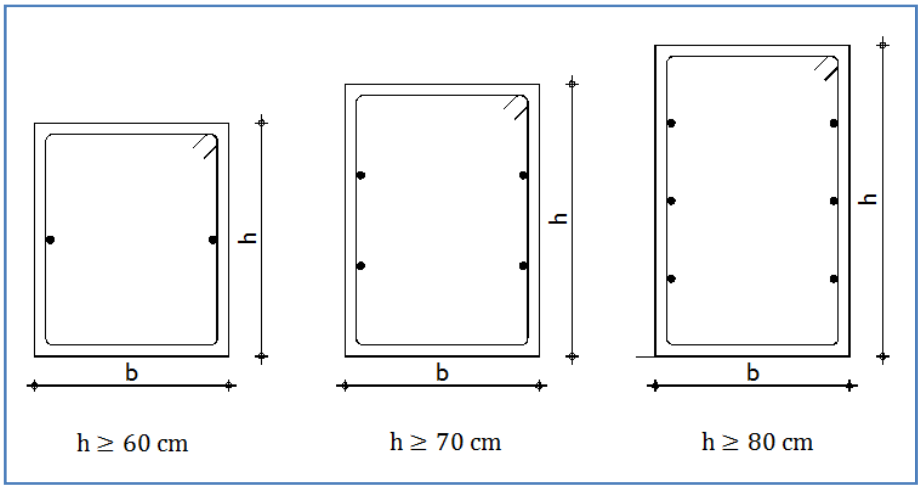


Figure VI.11. *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a une hauteur $h = 120$ cm, donc on utilise des armatures de peau $6HA16 = 12.06\ cm^2$.

VI.5. LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30)\ cm^2$. On a choisi une section de dimensions $(30 \times 30)\ cm^2$.

VI.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10\ (zone\ III)$

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.6\%\ b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2448.82}{10} = 244.88\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{244.88 \times 10^3}{347.83} = 704.02\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 7.04\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA14 = 9.24\ cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 1788.54\ kN \quad ; \quad F = \frac{1788.54}{10} = 178.85\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{178.85 \times 10^3}{924} = 193.56\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

VI.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choisit l'espacement $S_t' = 15\ cm$, donc : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

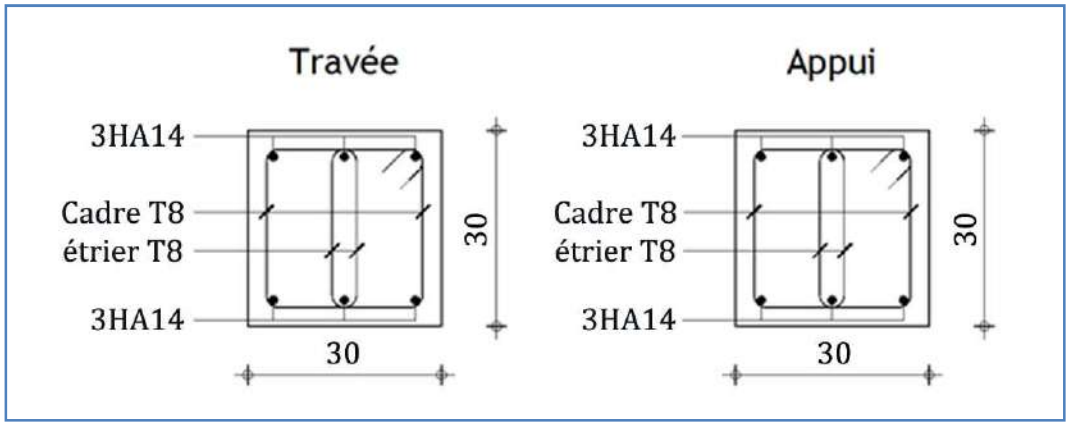


Figure VI.12. *Ferraillage des longrines*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce 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 architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- ✓ SAP2000 v17.3.0
- ✓ Robot EXPERT 2010
- ✓ Autocad 2008
- ✓ Microsoft office Excel 2007