REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 10 étages

Présenté par

MOUKLI Rayane

ZERROUAL Hafssa

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUNSI Abderahman

Promotion Juin 2024

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier LE BON DIEU pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière, du savoir, pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions notre promoteur Dr. YOUNSI Abderahman avec qui nous avons eu le privilège de travailler.

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

Un remerciement particulier et sincère à Dr. KHELLADI mohamed pour tous ses efforts fournis et pour sa présence permanente et son aide précieuse.

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

Dédicace

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à

« Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever Cette réalisation.

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

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon Cœur," Ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage,

A Mes frères : Abdelkader et Hakim pour leur

Soutien moral et leurs encouragements

Je tiens à remercier mon Binôme Zerroual hafsa avec qui j'ai partagé

Des moments inoubliables pour la réalisation de ce modeste travail.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de

Près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en Particulier

MOUKLI R AYANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail tout d'abord aux personnes les plus chères et proches de mon cœur, celles qui présentent ma raison d'être et mon espoir d'exister et que je leur dois tout mon succès de réussite : En premier lieu je le dédie surtout avec toutes mes sensations à ma chère maman qui restera toujours dans mon cœur et jamais je l'oublierai. Et mon cher père qui m'a encouragé tout long de ma vie.

Je dédie ce simple travail à mes très chères sœurs et mon frère pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Je tiens à remercier ma chère binôme MOUKELI Rayane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A mes collègues avec qui nous avons tracé le chemin du GÉNIE CIVIL tous ensemble ainsi que tout mes amis sans exception…. Je dis Merci.

ZERROUAL Hafssa.

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + عشر طوابق) ذات استعمال سكنيو المقرر بناءها في ولاية تيبازة المصنفة ذات زلزال قوي (منطقة3)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة

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

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA 99 VERSION 2003)

- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «ETABS V21.0.0» و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية و هذا بحساب الاساسات

الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية, التسليح, الخرسانة المسلحة,الهياكل

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en RDC + dix étages, Il est implanté à la willaya de TIPAZA, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur :

les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en -béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «ETABS V21.0.0» En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + ten floors), of a residential building. It will be built in the province of TIPAZA, which is classified as a seismic zone of a high level (Zone III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards: RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «ETABS V21.0.0»

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

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

I. Remerciements

II. Dédicace

III. Résumé

Introduction générale…… 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation De L'ouvrage ……... 5

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage ……. 5

I.2.1 Dimensions en élévation ……... 5

I.2.2 Dimension en plan ……..... 5

I.3 Conception structurelle …….. 5

I.3.1 Planchers ……... 5

I.3.2. Escaliers ……. 5

I.3.3 L'ascenseur ……. 5

I.3.4. Maçonnerie …… 6

I.3.5 Revêtement …… 6

I.4 Caractéristiques des matériaux ……..... 6

I.4.1 Béton ……..... 6

I .4.2 Aciers ……. 6

I.5 Les combinaisons d'action ……... 7

Chapitre II : Predimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges …… 8

II.1 Introduction …… 8

II.2 Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitation ……... 8

II.2.1 Plancher corps creux ……. 8

a.Plancher terrasse inaccessible ……...……..... 8

b.Plancher étage courant ……. 9

II.2.2 Plancher dalle pleine ……..... 9

a.Plancher Terrasse inaccessible ……. 9

b.Plancher étage courant ……. 10

II.2.3 Maçonnerie ……... 10

a.Murs extérieurs …… 10

II.2.4 Charge d'exploitation ……..... 11
II.3 Pré dimensionnement des éléments ……. 11
II .3.1 Plancher à corps creux ……. 11
II .2.2 Les dalles pleines …… 11
II.2.3 Les poutres ……... 12
II.2.4 les poteaux ……..... 13
II.2.4.1 Etapes de pré dimensionnement ……. 14
II.2.4.1.a Choix du poteau le plus sollicité ……. 14
II.2.4.1.b La surface reprise par le poteau …….. 14
II.2.4.1.c Descente des charges ……... 14
II.2.4.2 Effort normal ultime de résistance ……..... 16
II.2.4.3 Calcul de l'effort Nu …….. 17
II.2.4.4 Calcul des charges permanentes et N_u ……... 18
II.2.4.5 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1 ……... 19
II.2.5 Pré dimensionnement des voiles ……... 20
II.3 Conclusion ……... 21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1 L'acrotère ……... 22
III.1.1 Principe de calcul ……. 22
III.1.2 Évaluation des charges et surcharges …….. 22
III.1.3 Détermination des efforts ……..... 22
III.1.4 Calcul du ferraillage …… 23
III.1.5 Vérification à l'état limite de service …….. 23
III.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……..... 25
III.2 Les poutrelles …… 25
III.2.1 Avant coulage ……. 26
III.2.2 Après coulage …….. 26
III.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges ……..... 27
III.2.2.2 Sollicitation de calcul ……... 28
III.2.2.3 Récapitulations ……. 28
III.2.2.4 Calcul du ferraillage ……. 34

III.2.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …… 37
III.2.2.6 Vérifications préliminaires de la flèche …… 37
III.2.2.7 Évaluation détaillée de la flèche ……... 37
III.3 La dalle de compression ……. 38
III.3.1 Schéma de ferraillage ……. 39
III.4 Calcul des escaliers ……. 39
III.4.1 Dimensionnement……. 39
III.4.2 Evaluation des charges …… 40
III.4.2.1 Charges permanents……... 40
III.4.2.2 Surcharge d'exploitation…… 41
III.4.3 Détermination des sollicitations …….. 41
III.4.4 Calcul du ferraillage …… 41
III.4.5 Condition de non fragilité ……... 42
III.4.6 Armatures de répartition …….. 42
III.4.7 Vérification des contraintes normales ……. 42
III.4.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……... 43
III.4.9 Vérification de la flèche ……... 43
III.4.10 Calcul de la poutre palière ……. 44
III.4.11 Evaluation des charges …….. 45
III.4.12 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU ……. 45
III.4.13 Vérifications des contraintes a l'ELS …… 46
III.4.14 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ……... 46
III.4.15 Vérification de la flèche à L'ELS …….. 46
III.5 Dalle pleine ……. 48
III.5.1 Définition ……. 48
III.5.2 Calcul de actions …….. 48
III.5.4 Calcul du ferraillage …… 50
III.5.5 Condition d'espacement ……..... 51
III.5.6 Vérification au cisaillement ……. 51
III.5.7 Vérifications préliminaires de la flèche ……... 51
III.6 Dalle machine ……. 52
III.6.1 Introduction …….. 52

III.6.2 Pré dimensionnement de la dalle ……. 52
III.6.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation …….... 52
III.6.4 Détermination des sollicitations …….. 53
III.6.5 Calcul de ferraillage à L'ELU …….. 53
III.6.6 Vérification des contraintes à L'ELS ……... 54
III.6.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……... 54
III.6.8 Vérification de la flèche à L'ELS …… 54
III.6.9 Vérification Poinçonnement …… 55

Chapitre IV : Etude dynamique

IV. Etude dynamique …….. 56
IV.1 Choix de la méthode de calcul …… 56
IV.2 Modélisation ……... 56
IV.3 Disposition des voiles ……. 56
IV.4 Caractéristiques dynamiques …….. 58
IV.4.1 Centre de masse ……... 58
IV.4.2 Centre de rigidité ……..... 58
IV.4.3 Excentricité théorique et admissible..... 58
IV.4.4 Spectre de réponse ……... 59
IV.4.4.a Coefficient d'accélération A …..... 61
IV.4.4.b Facteur de correction d'amortissement η ……. 62
IV.4.4.c Facteur de qualité Q …….. 62
IV.4.5 Justification du coefficient de comportement ……. 63
IV.4.6 Résultats de l'analyse dynamique …… 63
IV.5 Résultats des analyses dynamiques……. 64
IV.5.1 Analyse modale……..... 64
IV.5.1.1 Comportement modal de la structure……... 64
IV.5.1.2 Participation massique …….. 64
IV.5.2 Analyse statique et dynamique …… 65
IV.5.2.1 Vérification de la force sismique à la base…… 65
IV.5.2.2 Vérification de la stabilité au renversement ……. 66
IV.5.2.3 Vérification du déplacement en tête 67
IV.5.2.4 Vérification des déplacements inter-étages …….. 68

IV.5.2.5 Vérification du cisaillement des éléments……. 71
IV.5.2.5.1 Vérification du cisaillement des poutres ……..... 71
IV.5.2.5.1 Vérification du cisaillement des poteaux …….. 71
IV.5.2.5.3 Vérification du cisaillement des voiles …….. 72
IV.5.2.6 Vérification de l'effort normal réduit…… 73
IV.5.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ …… 74
IV.6 Conclusion 76

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V. Ferraillage des éléments structuraux …….. 77
V.1 Ferraillage des poutres ……. 77
V.1.1 Ferraillage longitudinal des poutres …….. 77
V.1.2 Vérification Des contraintes à l'ELS ……... 78
V.1.3 Vérification de la flèche …… 79
V.1.4 Évaluation détaillée de la flèche ……... 80
V.1.5 Ferraillage transversal des poutres …… 80
V.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……... 81
V.2 Ferraillages des poteaux …….. 82
V.2.1 Recommandations des règlements …… 83
V.2.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage …… 83
V.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS ……. 85
V.2.4 Armatures transversales …… 86
V.3 Ferraillage des voiles ……... 88
V.3.1 Ferraillage des trumeaux ……... 88
V.3.1.1 Calcul d'armatures verticales …… 88
V.3.1.2 Vérification des contraintes normales à L'ELS ……. 91
V.3.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC …….. 91
V.3.1.4 Calcul des armatures horizontales ……. 92
V.3.1.5 Armatures d'attache …….. 93
V.3.5 Ferraillage des voiles avec ouverture …… 94
V.3.5.1 Trumeaux ……... 94
V.3.5.1.a Armatures verticales ……... 94
V.3.5.1.b Vérification des contraintes normales à L'ELS …….. 95

V.3.5.1.c Calcul des armatures horizontales ……... 95
V.3.5.2 Linteaux ……. 95
V.3.5.2.a Aciers longitudinaux ……... 96
V.3.5.2.b Aciers transversaux ……. 96
V.3.5.2.d Ferraillage des linteaux ……... 98

Chapitre IV : Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure ……... 99
VI.1 Connaissance du site et du sol …… 99
VI.2 Etude préliminaire du choix de type de semelle ……. 99
VI.3 Les efforts normaux à base de la structure …… 100
VI.4 Calcul des semelles isolées …… 100
VI .4.1 Dimensionnement des semelles isolées …….. 100
VI.4.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles ……... 101
VI.5 Calcule des semelles filantes …….. 102
VI.5.1 Semelle filante sous plusieurs poteaux ……... 103
VI.5.2 Semelle filante sous un voile ……... 104
VI.5.3 Vérification de la stabilité au renversement ……... 105
VI.5.4 Vérification de poinçonnement de semelle filante …….. 106
VI.5.5 Ferraillage des Semelles filantes ……. 106
VI.5.5.1 Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux ……... 106
VI.5.5.2 Ferraillage de semelles filantes sous voile ……... 107
VI.6 Poutre de libage …….. 108
VI.6.1 Dimensionnement de la poutre de libage …… 108
VI.6.2 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage …….. 109
VI.6.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU …….. 109
VI.6.4 Ferraillage Poutre de libage …… 109
VI.6.5 Armature calculée en travée et en appuis ……... 110
VI.6.6 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU ……... 111
VI.6.7 Vérification de la flèche a L'ELS ……... 111
VI.7 Ferraillage des longrines ……. 112
VI.7.1 Pré dimensionnement …….. 112

VI.7.2 Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC …….. 112
VI.7.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS ……... 112
VI.8 Calcul de radier partielle …… 113
VI.8.1 Dimensionnement …… 113
VI.8.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS ……. 114
VI.8.3 Vérification au non poinçonnement …… 114
VI.8.4 Vérification des contraintes de cisaillement du radier …… 115
VI.8.5 Dimensionnement des nervures ……... 115
VI.9 Ferraillage le radier partielle …….. 116
VI.9.1 Détermination des efforts …… 116
VI.9.2 Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance …… 117
VI.9.3 Vérification des contraintes à l'ELS …….. 117
VI.10 Ferraillage Nervures ……. 117
VI.10.1 Calcul des efforts ……... 117
VI.10.2 Calcul des armatures à ELU …….. 117
VI.10.3 Vérification des contraintes à l'ELS …….. 118
VI.10.4 Vérification de l'effort tranchant ……... 118
Conclusion générale …… 119

Liste des figures

Introduction

Figure 1: Coupe A-A……..... 2
Figure 2: Plans de la coupe façade postérieure ……..... 3
Figure 3: Plan d'étage …… 4

Chapitre II

Figure II.1: Dimensionnement de plancher corps creux…… 11
Figure II.2. Le poteau le plus sollicité (3 - B)…….. 14
Figure II.3: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…… 20

Chapitre III

Figure III.1 : L'acrotère……. 22
Figure III.2 : Section de béton armé à L'E.L.U…… 23
Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère……... 25
Figure III.4 : Poutrelle de 4.60 m de portée…… 26
Figure III.5 : Poutrelles à deux travées…….. 28
Figure III.6: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse …… 29
Figure III.7: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse ……. 29
Figure III.8: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant …… 30
Figure III.9: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant 31
Figure III.10 : Poutrelles cinq travées…… 31
Figure III.11: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse ……... 32
Figure III.12: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse 32
Figure III.13: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant 33
Figure III.14: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant …… 34
Figure III.15: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite) ……. 35
Figure III.16 : Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant) ……... 38
Figure III.17: Disposition des armatures de la table de compression ……... 39

Figure III.18 : Dimension des éléments des escaliers …….. 40
Figure III.19: Ferraillage de l'escalier..... 44
Figure III.20: Ferraillage de poutre palier 47
Figure III. 21 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés …… 48
Figure III.22: les différentes étapes de calcul sur la dalle ……. 48
Figure III.21: Ferraillage des dalles pleines 51
Figure III.23: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine …….. 53
Figure III.24: Vérification de poinçonnement …….. 55
Figure III.25: Ferraillage de la dalle machine ……..... 55

Chapitre IV

Figure IV.1: les dispositions des voiles proposées……. 57
Figure IV.2: Disposition des voiles ……... 57
Figure IV.3: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y) ……. 61

Chapitre V

Figure V.1: Les sections des poutres ……. 82
Figure V.2: Ferraillage des poteaux 87
Figure V.3 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux ……... 97
Figure V.4 : Armatures du linteau selon le RPA 99 …….. 97

Chapitre VI

Figure VI.1: Les efforts normaux à base de la structure 100
Figure VI.2: Semelle isolée……..... 101
Figure VI.3: Les bulbes de pression sous la semelle …… 102
Figure VI.4: Les bulbes de pression sous la semelle ……. 102
Figure VI.5: Semelle filantes sous voiles …….. 103
Figure VI.6: Semelle filantes sous plusieurs poteaux ……... 103
Figure VI.7: Schéma présenté les semelles filantes 104
Figure VI.8: Ferraillage Poutre de libage ……... 111
Figure VI.9 : Ferraillage des longrines ……... 113

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Caractéristiques du béton……..... 7

Tableau I.2 : Caractéristiques de l'acier……..... 7

Chapitre II

Tableau II.1 : charges permanentes des Plancher terrasse…… 8

Tableau II.2 : charges permanentes des Plancher étage courant …….. 9

Tableau II.3 : charges permanentes du Plancher Terrasse ……... 9

Tableau II.4 : charges permanentes du Plancher courant ……..... 10

Tableau II.5 : charge permanente des murs extérieurs (double cloison)……... 10

Tableau II.6 : Charge d'exploitation …… 11

Tableau. II.7 : Détermination des charges d'exploitations ……... 15

Tableau II.8: calcule de $\overline{N}$ …… 17

Tableau II.9: Vérifications du (1.1Nu $\leq\overline{N_u}$) ……. 18

Tableau II.10: vérifications de coffrage des poteaux ……... 20

Chapitre III

Tableau III.1 : Donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère……. 22

Tableau III.2: Donne les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service…….. 23

Tableau III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux…….. 23

Tableau III.4 : Armatures verticales et horizontales …… 24

Tableau III.5 : Espacement des armatures.……... 24

Tableau III.6: Vérification des contraintes normales de l'acrotère …….. 25

Tableau III.7 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère ……... 25

Tableau III.8: Donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation des poutrelles 26

Tableau III.9 : Détermination du nombre d'étaiements ……... 27

Tableau III.10 : Donne les charges, surcharges et efforts aux états limites ultime et de service …… 28

Tableau III.11: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU …… 28

Tableau III.12: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS ……. 29
Tableau III.13: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU …….... 30
Tableau III.14: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS …….. 30
Tableau III.15: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU …… 31
Tableau III.16: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS ……. 32
Tableau III.17: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU …….. 33
Tableau III.18: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS……... 33
Tableau III.19: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse……... 34
Tableau III.20: Récapitulations des efforts internes de plancher courant……. 34
Tableau III.21: Calcul et vérification des armatures de plancher courant..... 36
Tableau III.22: Calcul et vérification des armatures transversales « RPA99V2003 Article 7.5.2.2 »…….. 37
Tableau III.23: Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles……. 37
Tableau III.24: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…… 37
Tableau III.25: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles…… 37
Tableau III.26 : Armatures de la dalle de compression…… 38
Tableau III.27 : Evaluation des charges…… 40
Tableau III.28: Combinaison des charges de l'escalier…… 41
Tableau III.29: Les données……. 41
Tableau III.30: Calcul des sections d'acier de l'escalier…… 41
Tableau III.31 : Espacement d'acier de l'escalier……. 42
Tableau III.32 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier……... 42
Tableau III.33: Vérification à l'E.L.S …….. 42
Tableau III.34 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU……... 43
Tableau III.35 : Vérification de flèche de l'escalier…… 43

Tableau III.36 : Vérification de la flèche de l'escalier …… 43
Tableau III.37 : Pré dimensionnement des poutres palières……. 44
Tableau III.38: Calcul des efforts des poutres palières…… 45
Tableau III.39: Ferraillage de la poutre palière 46
Tableau III.40: Vérification du ferraillage à l'ELS $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$de Poutre palière…..... 46
Tableau III.41: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière…… 46
Tableau III.42 : Vérification de flèche des poutres palières…… 47
Tableau III.43: Les actions sur la dalle pleine..... 48
Tableau III.44 : Les valeurs du travail externe…… 49
Tableau III.45 : Les valeurs du travail interne……. 49
Tableau III.46: les données..... 50
Tableau III.47: Calcul des sections de la dalle……. 50
Tableau III.48: Vérification à l'E.L.S 50
Tableau III.49: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……. 51
Tableau III.50: Vérification de flèche de la dalle..... 51
Tableau III.51: Poids de la machine…… 52
Tableau III.52: Détermination des charges……. 53
Tableau III.53: Sollicitations de la dalle machine…… 53
Tableau III.54: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y)……... 53
Tableau III.55: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X..... 54
Tableau III.56: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y……. 54
Tableau III.57: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….. 54

Chapitre IV

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité…… 59
Tableau IV.2 : Excentricité théorique et admissible…… 60
Tableau IV.3 : Coefficient d'accélération de zone A ……. 62
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q …… 62
Tableau IV.5 : Comportement des trois premiers modes …… 64
Tableau IV.6 : Participation massique 65
Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique ……. 66
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …… 66
Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….. 66

Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement……. 67
Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête ……. 68
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X ……. 69
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…….. 70
Tableau IV.14: Vérification du cisaillement des poutres …… 71
Tableau IV.15: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X)……. 72
Tableau IV.16: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y)……. 72
Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des voiles …….. 73
Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…….. 74
Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y)... 75
Tableau IV.20: Dimensionnement finales des éléments…….. 76

Chapitre V

Tableau V.1 : Les données de calcul …… 77
Tableau V.2: La section calculée et choisie d'armatures des poutres ……... 78
Tableau V.3: La section choisie d'armatures des poutres …… 78
Tableau V.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. (Travée) …… 78
Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.(Appui)……... 79
Tableau V.6: Vérification de section d'armatures…… 79
Tableau V.7: Vérification de flèche des poutres……..... 80
Tableau V.8: Vérifications détaillée de la flèche des poutres …….. 80
Tableau V.9: La section d'armatures transversale ……... 81
Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillement ……. 81
Tableau V.11 : Les données de calcul …….. 82
Tableau V.12: La section d'armatures des poteaux ……. 84
Tableau V.13: Vérification des contraintes à L'ELS …… 85
Tableau V.14: La section d'armatures transversales des poteaux …… 87
Tableau V. 15: La section calculée d'armatures verticales des voiles ……..... 89
Tableau V.16: La section choisie d'armatures verticales des voiles …… 90
Tableau V.17: Vérification des contraintes normales des voiles ……. 91
Tableau V. 18: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles ……... 92
Tableau V.19. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles .. 93
Tableau V.20: La section calculée d'armatures verticales des voiles …….. 94
Tableau V.21: La section choisie d'armatures verticales des voiles …… 94

Tableau V.22: Vérification des contraintes normales des voiles ……. 95
Tableau V.23 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles . 95
Tableau V.24: La section calculée d'armatures verticales des linteaux ……... 98
Tableau V.25 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux …. 98

Chapitre VI

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……... 101
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS ……. 103
Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes sous voile à l'ELS ……. 104
Tableau VI.4 : Vérification de renversement des semelles filante sous plusieurs poteaux ……... 105
Tableau VI.5 : Vérification de renversement des semelles filante sous voile …….. 106
Tableau VI. 6 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante …….. 106
Tableau VI .7 : Choix de méthode de calcul …… 106
Tableau VI .8 : Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux …….. 107
Tableau VI.9: Armature de répartition des semelles filante sous plusieurs poteaux 107
Tableau VI.10 : Choix de méthode de calcul ……... 107
Tableau VI .11 : Ferraillage de semelles filantes sous voile …… 108
Tableau VI.12: Armature de répartition des semelles filante sous voile ……. 108
Tableau VI.13: Dimensionnement poutre de la poutre de libage…….. 109
Tableau VI.14: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage ……... 109
Tableau VI.15: Vérification de cisaillement des poutres de libage ……. 109
Tableau VI.16: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage ……. 110
Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage ……..... 110
Tableau VI.18:Vérification des contraintes à l'ELS ……..... 110
Tableau VI.19: Vérification de cisaillement des poutres de libage …….. 111
Tableau VI.20 : Vérifications préliminaire de la flèche ……... 111
Tableau VI. 21: Ferraillage des longrines …… 112
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes normales de longrines ……... 112
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS …….. 114
Tableau VI.24 : Vérification des contraintes de cisaillement sous radier partielle .. 115
Tableau VI.25 : Dimensionnement des nervures …… 115
Tableau VI.26 : Détermination des efforts à L'ELU ……... 116

Tableau VI.27 : Détermination des efforts à L'ELS …… 116
Tableau VI.28 : les armatures longitudinales à l'ELU ……. 117
Tableau VI.29 : Vérification des contraintes à l'ELS …….. 117
Tableau VI.30: Les résultats du ferraillage de nervure suivant ……... 118
Tableau VI.31: Vérification des contraintes à l'ELS ……... 118
Tableau VI.32 : Vérification de l'effort tranchant ……... 118

Notations

- **Majuscules romaines**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures peau).

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

L_t: Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsion elle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalente.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S'

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

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.

i : Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement,

S_t: Espacement de cours d'armature transversale.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

- **Majuscules grecques**

Δ : Variation.

Σ : Sommation.

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

W : Poids.

- **Minuscules grecques**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de Poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations**

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

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

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

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

L'étude portera sur un bâtiment en RDC + dix étages, situé en zone de forte sismicité (zone III).

Le bâtiment est composé de portiques (poteaux-poutres) contreventés par des voiles en béton armé conformément au règlement Algérien (RPA99 V2003). Nous suivrons les étapes suivantes :

1. Présentation du bâtiment, définition des éléments et choix des matériaux.
2. Détermination des charges verticales et pré-dimensionnement des éléments structuraux.
3. Calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, poutrelles, dalle pleine).
4. Application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques horizontales.
5. Calcul du ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. Calcul de l'infrastructure (type, dimensions, ferraillages).

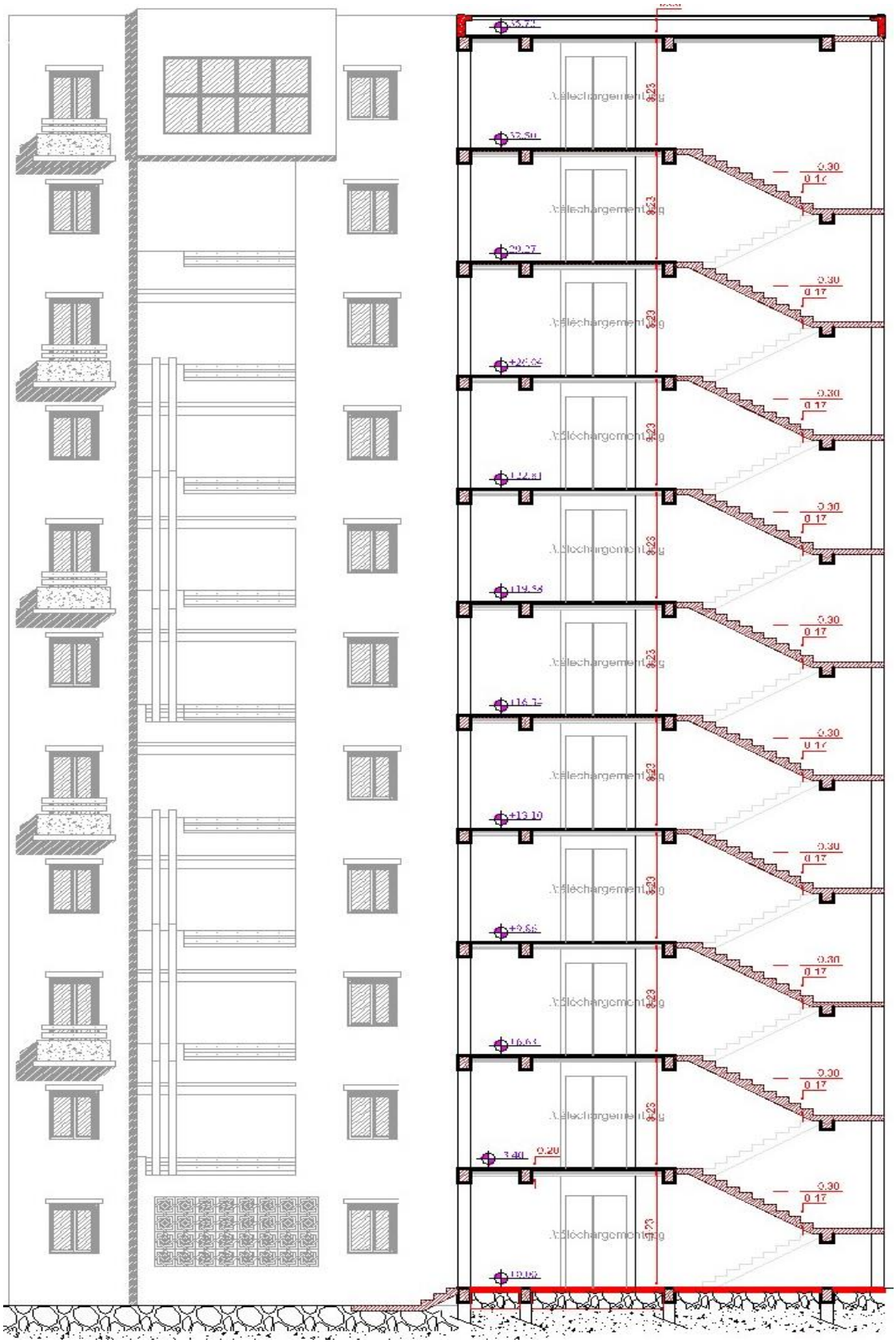


Figure 1: Coupe A-A.



Figure 2: Plans de la coupe façade postérieure.

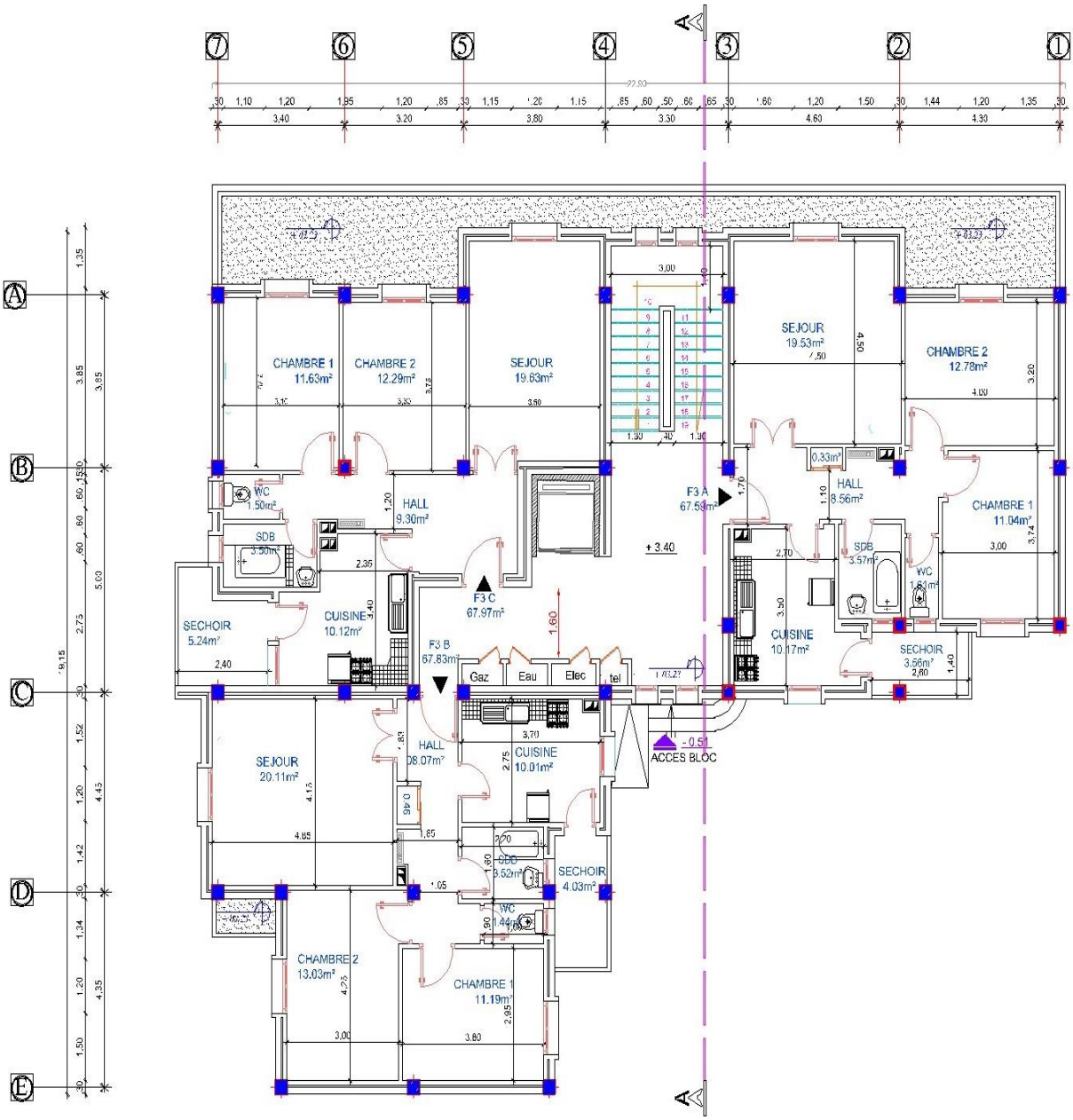


Figure 3: Plan d'étage.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I .1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcul d'un Bâtiment en RDC+ dix étages, à usage d'abitation, l'ouvrage sera implanté à la wilaya de TIPAZA.

C'est un site classé dans la forte sismicité zone (III), selon le règlement Parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé « CBA 93 ».
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations DTR. C.2.2.
- Règlement parasismique « RPA99 version 2003 ».

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.2.1 Dimensions en élévation

- La hauteur de rez-de-chaussée =3 ,23m.
- La hauteur de l'étage courant =3,23m.
- La hauteur de l'acrotère = 0,6m.
- La hauteur totale de bâtiment est de =35,53 m.

I.2.2 Dimension en plan

- La longueur totale =19,15m.
- La largeur totale =22,90m.

I.3 Conception structurelle

I.3.1 Planchers

Dans notre projet il y a deux types de plancher :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.2 Escaliers

Notre structure comporte un type d'escalier (type escaliers droit à deux volées).

I.3.3 L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différent niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.3.4 Maçonnerie

Les murs extérieurs : Sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs : Sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5 Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4 Caractéristiques des matériaux

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 Béton

La composition d'un mètre cube **($1m^3$),** de béton est :

- Ciment (classe 42.5) ……**350 kg.**
- Sable (0/5) ……**400L.**
- Gravier (15/25) ……**800L.**
- Eau de gâchage ……**175L.**

Tableau I.1: Caractéristiques du béton.

		Valeur
Masse volumique « ρ »		25 KN/m^3
Résistance à la compression a 28 jours égale à minimum		25 MPa
Résistance a la traction « f_{c28}»		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	Déformations	0,2

I .4.2 Aciers

Tableau I. 2: Caractéristiques de l'acier.

	Valeur
Masse volumique « ρ »	78,5 KN/m ^{3}
Limite d'élasticité «FeE»	400 MPa
Module d'élasticité « E »	200000 MPa

I.6 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- ✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

  ELA : G+Q+E

  0,8G±E

- ✓ **Combinaison du BAEL 91:**

  ELU : 1,35G+1,5Q

  ELS : G+Q

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

II. Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitation

II.2.1 Plancher corps creux

a. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : charges permanentes des Plancher terrasse.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	/	/	0,05
4	Forme de pente	0,14	22	3,08
5	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	/	/	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	/	2,80
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
		Total	**G (KN/m^2)**	**7,28**

Remarque : pour l'épaisseur de la forme de pente on a pris la valeur moyenne à cause de l'absence du plan.

b. Plancher étage courant

Tableau II.2 : charges permanentes des Plancher étage courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planches en corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,10	/	1,62
		Totale	**G (KN/m^2)**	**5,96**

II.2.2 Plancher dalle pleine

a. Plancher Terrasse inaccessible

Tableau II.3 : charges permanentes du Plancher Terrasse.

N°	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumiques (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	0,14	22	3,08
5	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	/	/	0,01
8	Plancher	0,15	25	3,75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
		Total	G **(KN/m^2)**	**8,23**

b. Plancher étage courant

Tableau II.4: charges permanentes du Plancher courant.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle peine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Mur simple	0,1	16,2	1,62
		Total	**G (KN/m^2)**	7,07

II.2.3 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous Avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.5: charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,72
2	Brique creuse	0,1	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,1	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,72
		Total	**G (KN/m^2)**	**2,52**

II.2.4 Charge d'exploitation

Tableau II.6 : Charge d'exploitation.

Planches terrasse inaccessible	1 KN/m^2
Planches étage courant	1,5 KN/m^2
Escalier	2,5 KN/m^2
Acrotère	1 KN/m^2
Balcon	3,5 KN/m^2

II.3 Prédimensionnement des éléments

II .3.1 Plancher à corps creux

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

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

$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$; $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus d » appui. pour le cas de notre structure, nous avons **: L=470 cm**.

$18,8\ cm < h_t < 23,5cm$; $h_t \geq 20,9cm$

On prend pour :$\boldsymbol{h_t}$**=20 cm** ce qui correspond à un plancher à corps creux de type (16+4) tell que :$h_t = d + e$.

D= 16 cm (hauteur de corps creux)

e =4cm (hauteur de la dalle de compression) donc $\boldsymbol{h_t = (16 + 4)cm}$

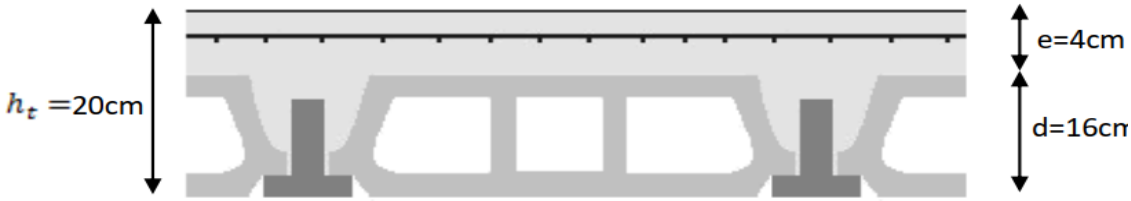


Figure II.1: Dimensionnement de plancher corps creux.

- **Condition d'isolation acoustique**

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

H min≥ 16 cm d'où l'on a : 20 cm>16 cm **(condition vérifiée).**

II .2.2 Les dalles pleines

- Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivent :
  - **Critère de résistance**
- Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

L : la plus petite portée entre nus des appuis. e : épaisseur de la dalle.

L'épaisseur de planches dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications des résistances. aussi, l'épaisseur de planches est déduite à partir des conditions suivantes : $\frac{101}{35} = 2{,}88 \leq e \leq \frac{101}{30} = 3{,}36$

- **Sécurité contre l'incendie**

e_p=7 cm: peut assurer un coupe-feu d'un heur

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

On adopte e = 15

II.2.3 Les poutres

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

- les poutres sont de éléments structuraux horizontaux assurés la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la fléché, imposées par les règles (CBA93).

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

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

Avec :

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

Et doivent respecter les conditions imposées par le **RPA. [ART.7.5.1]**

Poutres principal

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \implies 27{,}7cm \leq h \leq 41{,}5cm$$

- h= 40 cm

$$0{,}3 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40 \quad \Rightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$$

- b= 30 cm

Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5

- $\frac{h}{b} = 1{,}33 \leq 4$
- $b_{max} \leq 1{,}5h + b = 90$

Poutres secondaire

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \implies 28{,}7cm \leq h \leq 43cm$$

- $h = 35cm$

$$0{,}3 \times 35 \leq b \leq 0{,}7 \times 35 \implies 10{,}5cm \leq b \leq 24{,}5cm$$

- b= 30 cm

Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5

- $\frac{h}{b} = 1{,}66 \leq 4$
- $b_{max} \leq 1{,}5 + b = 45$

II.2.4 les poteaux

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décent des charges permanent et des surcharge exploitation à l'état limité ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaire voisins des poteux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

II.2.4.1 Etapes de pré dimensionnement

- Choix des poteaux le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du (**Art.7.4.1 :RPA99 VERSION 2003).**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min\,(b1, h1) \geq 30cm \\ Min\,(b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

II.2.4.1.a Choix du poteau le plus sollicité

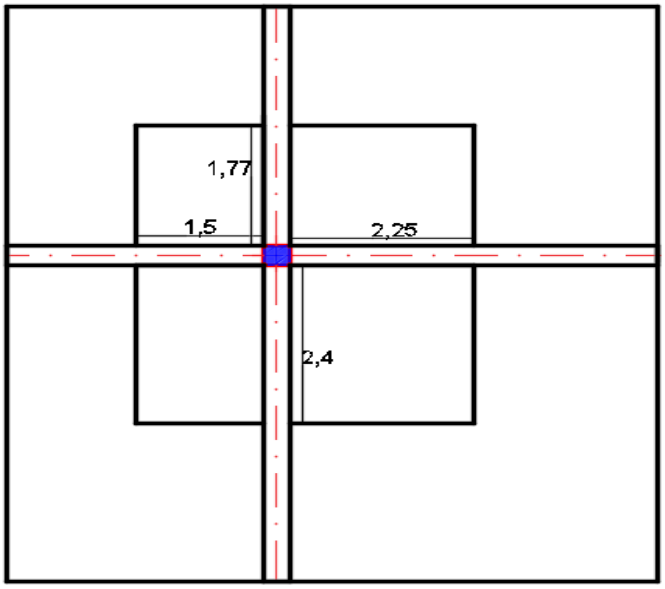


Figure II.2 : Le poteau le plus sollicité (3 - B).

II.2.4.1.b La surface reprise par le poteau

Le poteau le plus sollicité (3 - B).

- Surface du plancher revenant au poteau :

$S_P = (\frac{3}{2} + \frac{4,3}{2}) \times (\frac{3,55}{2} + \frac{4,7}{2})$

S_P =15,056 m^2

- Surface totale :

$S = (\frac{3,3}{2} + \frac{4,6}{2}) \times (\frac{3,85}{2} + \frac{5}{2})$

S =17,478 m^2

II.2.4.1.c Descente des charges

- **Charges d'exploitation :**

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}\,(Q_1 + Q_2 + \cdots \ldots + Q_n)$$

- ✓ $10^{éme}$ étage : Q_0
- ✓ $9^{éme}$ étage : $Q_0 + Q_1$
- ✓ $8^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$
- ✓ $7^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓ $6^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓ $5^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓ $4^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ✓ $3^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- ✓ $2^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- ✓ $1^{éme}$ étage : $Q_0 + 0{,}667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- ✓ RDC : $Q_0 + 0{,}650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

$Q = S_{totale} \cdot Q_i$

Avec :

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

Tableau II.7: Détermination des charges d'exploitations.

	q (KN/m^2)	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cum}(KN)$
10^{eme} étage	1	Q_0	17,4787	0	17,478
9^{eme} étage	1,5	Q_1	26,2180	1	43,696
8^{eme} étage	1,5	Q_2	26,2180	0,95	67,292
7^{eme} étage	1,5	Q_3	26,2180	0,90	88,267
6^{eme} étage	1,5	Q_4	26,2180	0,85	106,490
5^{eme} étage	1,5	Q_5	26,2180	0,80	122,350
4^{eme} étage	1,5	Q_6	26,2180	0,75	135,459
3^{eme} étage	1,5	Q_7	26,2180	0,714	148,516
2^{eme} étage	1,5	Q_8	26,2180	0,688	161,782
1^{ere} étage	1,5	Q_9	26,2180	0,667	174,865
RDC	1,5	Q_{10}	26,2180	0,650	187,895

II.2.4.2 Effort normal ultime de résistance

D'après **« CBA 93 Art B.8.4.1»** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau

$N_{ultime} \leq \alpha * \left(\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma b} + A_s \frac{fe}{\gamma s}\right)$

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G + 1,5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\%N_u = 1,1N_u \end{cases}$$

Avec :

- $\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- A_s : section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_S = \frac{B}{1000}$; 0,03
- Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie ; Br= (b-2cm). (h-2cm).
- $\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- α:coefficient.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour} \quad \lambda = 50 \\ \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (section rectangulaire)

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f: Longueur de flambement.

Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suite :

- ✓ $0,7L_0$: si le poteau est encastré à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de planches ayant ou moins la même raideur que lui dans le sens considéré et traversant de part en part.
- ✓ L_0 : la longueur libre entre la face supérieure de deux planchers consécutifs.
- ✓ Pour les étages courants et le RDC on a : $L_f = 0,7\ L_0$.

II.2.4.3 Calcul de l'effort Nu

Les charges permanentes et d'exploitation sont évaluées pour le poteau intermédiaire le plus sollicité à chaque niveau. Cela offre la possibilité d'ajuster les dimensions du poteau étudié en cas de besoin, en garantissant qu'il soit suffisamment robuste sana être excessif

- Une section de (45x45) cm^2 pour le $1^{ére}$ et le 2^{eme} étage et RDC.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le $3^{ème}$, le $4^{ème}$ et le $5^{ème}$ étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour le $6^{ème}$, le $7^{ème}$ et le $8^{ème}$ étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour le $9^{ème}$ et le $10^{ème}$ étage.

Tableau II.8: calcule de $\overline{N}$.

Étage	Dimension (Cm^2)	**Br** (**mm^2**)	**Lf** (mm)	**λ**	**α**	**As** (**mm**)	$\overline{N}$ (KN)
$10^{éme}$	30×30	78400	2261	26,107	0,764	90	1133,131
$9^{éme}$	30×30	78400	2261	26,107	0,764	90	1133,131
$8^{éme}$	35×35	108900	2261	22,378	0,785	122,5	1616,531
$7^{éme}$	35×35	108900	2261	22,378	0,785	122,5	1616,531
$6^{éme}$	35×35	108900	2261	22,378	0,785	122,5	1616,531
$5^{éme}$	40×40	144400	2261	19,580	0,799	160	2181,051
$4^{éme}$	40×40	144400	2261	19,580	0,799	160	2181,051
$3^{éme}$	40×40	144400	2261	19,580	0,799	160	2181,051
$2^{éme}$	45×45	184900	2261	17,405	0,809	202,5	2827,057
1^{ere}	45×45	184900	2261	17,405	0,809	202,5	2827,057
RDC	45×45	184900	2261	17,405	0,809	202,5	2827,057

II.2.4.4 Calcul des charges permanentes et N_u

Tableau II.9: Vérifications du (1.1Nu ≤$\overline{N_u}$).

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G cum (KN)	Q cum (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1Nu \leq \overline{N_u}$
10éme étage	Poutre P	10,95	117,41	117,41	17,47	184,72	203,19	1133 ,13	C.V
	Poutre S	9,581							
	Poteau	7,267							
	Plancher	89,616							
9éme étage	Poutre P	10,95	101,21	218,62	43,69	360,69	396,75	1133,13	C.V
	Poutre S	9.581							
	Poteau	7.267							
	Plancher	73.419							
8éme étage	Poutre P	10,80	103,56	322,18	67,29	535,89	589,47	1616,53	C.V
	Poutre S	9,45							
	Poteau	9.891							
	Plancher	73.419							
7éme étage	Poutre P	10,80	103,56	425,74	88,26	707,14	777,86	1616,53	C.V
	Poutre S	9,45							
	Poteau	9.891							
	Plancher	73.419							
6éme étage	Poutre P	10,80	103,56	529,30	106,49	874,29	961,72	1616,53	C.V
	Poutre S	9,45							
	Poteau	9.891							
	Plancher	73.419							
5éme étage	Poutre P	10,65	105,67	634,98	122,35	1040,75	1144,80	2181,05	C.V
	Poutre S	9,318							
	Poteau	12.92							
	Plancher	73.419							

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1N\imath \leq \overline{N_u}$
4éme étage	Poutre P	10,65	105,67	740,66	135,45	1203,08	1323,38	2181,05	C.V
	Poutre S	9,31							
	Poteau	12.92							
	Plancher	78.83							
3éme étage	Poutre P	10,65	105,67	846,33	148,51	1365,32	1501,86	2181,05	C.V
	Poutre S	9,31							
	Poteau	12.92							
	Plancher	73.41							
2éme étage	Poutre P	10,5	109,45	955,78	161,78	1532,98	1686,28	2827,05	C.V
	Poutre S	9,18							
	Poteau	16.35							
	Plancher	73.41							
1ere étage	Poutre P	10,5	109,45	1065,24	174,86	1700,37	1870,41	2827,05	C.V
	Poutre S	9,18							
	Poteau	16.35							
	Plancher	104.17							
RDC	Poutre P	10,5	109,45	1174,70	187,89	1831,23	2014,36	2827,05	C.V
	Poutre S	9,18							
	Poteau	16.35							
	Plancher	73.41							

II.2.4.5 Vérification selon le RPA99 version 2003 Article 7.5.1

D'après **« RPA99version2003 Art 7.5.1»**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥ 30 cm.
- ✓ Min (b1, h1) ≥ he / 20

✓ $1/4 < b1 / h1 < 4$

Tableau II.10: vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ 30cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥ 30 cm		Condition vérifiée
Min (b1, h1) ≥ he /20	Le 9eme et 10eme étage	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Le 6eme, 7emeet le 8eme étage	Condition vérifiée	
	Le 3eme, 4emeet le 5eme étage	Condition vérifiée	
	Le 1ire et le 2eme étage le RDC	Condition vérifiée	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		Condition vérifiée

II.2.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles, constitués de béton armé, serviront à la fois de contreventement et de support pour les charges verticales et horizontales. Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], une épaisseur minimale de 15 cm est requise, avec une détermination basée sur la hauteur libre d'étage et les conditions de rigidité aux extrémités.

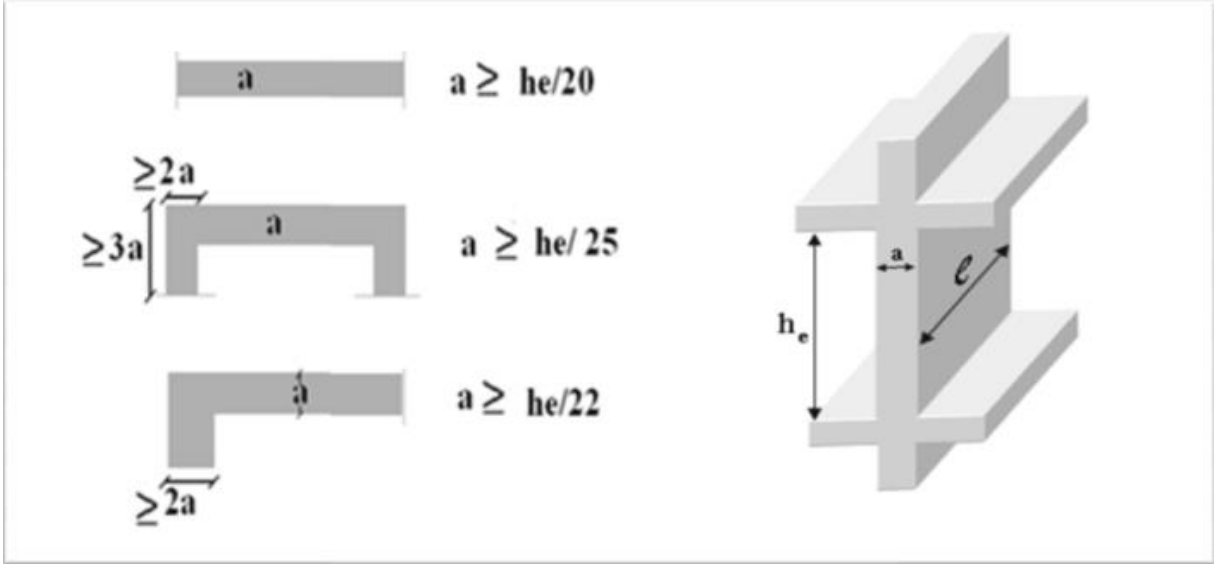


Figure II.3: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

- ✓ Voiles de contreventement

Pour tous les étages : $h_e = 2{,}83\ m$

$$a \geq Max\left\{15\ cm\ ; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$$

$$a \geq Max\{15\ cm\ ; 11{,}32\ cm\ ; 13\ cm\ ; 14.15\}$$

On adopte a=15cm

II.3 Conclusion

Les résultats actuels ne sont pas finaux et pourraient être modifiés suite à l'application du calcul dynamique et à la vérification des flèches des éléments porteurs.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

L'acrotère, constitué de béton armé, encadre le plancher terrasse avec pour objectifs principaux la sécurité et la prévention des infiltrations d'eau de pluie susceptibles de causer des fissures le long de la jonction entre l'acrotère et la surface inclinée.

III.1.1 Principe de calcul

L'acrotère est défini comme une console intégrée au plancher de la terrasse, supportant son poids propre ainsi qu'une charge supplémentaire de 1 KN/m liée à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

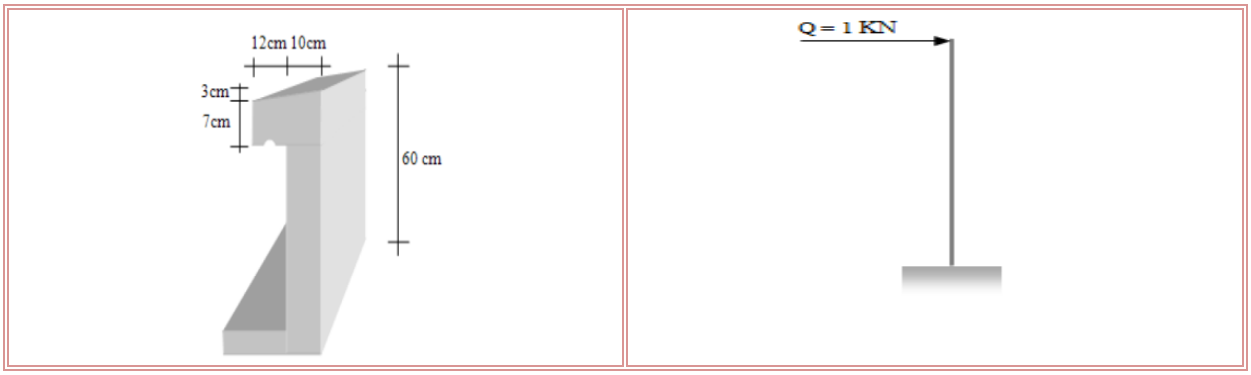


Figure III.1 : L′acrotère.

III.1.2 Évaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Donne les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge permanentes (Poids propre 'G')	[(0,6×0,1) + (0,1×0.07)+((0,12×0,03)/2)]×0,25 G=1.72 KN/ ml
Charge d'exploitation	Q=1KN/ ml

III.1.3 Détermination des efforts

Tableau III.2: Donne les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

L'ELU	
L'effort normal	Nu = 1,35.G = 2,322 KN
L'effort tranchant	Tu = 1,5.Q = 1,5 KN
Moment d'encastrement	Mu = 1,5 Q. h = 0,9 KN. M
L'ELS	
L'effort normal	Nser = G = 1,75 KN
L'effort d'encastrement	Tser = G =1 KN
Moment d'encastrement	Mser = Q. h = 0,6 KN. M

III.1.4 Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage sera pour une section rectangulaire de (100×10) cm^2.

- En flexion composé.
- Vérification de l'effort tranchant (T).

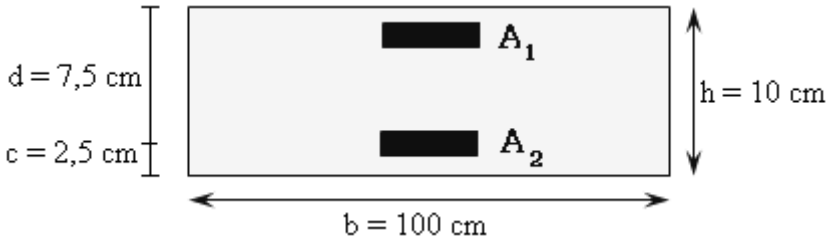


Figure III.2 : Section de béton armé à L'E.L.U.

Tableau III.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	F_{c28} (MPa)	F_e (MPa)	L_0 (m)	L_f (m)
Valeur	100	10	2,5	25	400	0,6	1,2

- **Etat Limite Ultime**

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9 \times 10^6}{2{,}322 \times 10^3} = 387{,}60\ mm \ \Rightarrow\ e_0 = 38{,}76\ cm$$

Où l'enrobage est $c = c_1 = 2{,}5\text{cm}$

On a $e_0 = 38{,}76\ \text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5\ \text{cm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée a distance entre le point d'application de "N " et le centre des armatures tendues.

$$a = e_0 + (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow a = 41{,}26cm.$$

$$M1 = N \times a \Rightarrow M1 = 0{,}96\ kN.m.$$

Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple.

Tableau III.4: Armatures verticales et horizontales.

	Armatures verticales		Armatures horizontales.	
	A_{S1} cm/ml	A_{S2} cm/ml	$A_{rép1}$ cm/0.8m	$A_{rép2}$ cm/0.8m
Calculée	0,37	0,00	0,502	0,502
Choisie	7HA10	0,00	5HA8	5HA8

Condition de non fragilité

$$Amin = 1{,}00\ cm^2 > A_{S1} = 0{,}37\ cm^2$$

- **Armatures de répartition**

Tableau III.5: Espacement des armatures.

	Armatures verticales	Armatures horizontales
St choisie	15	15
$\overline{St}$ admissible	$min\ [\ 3h\ ;33cm] = 30\ cm$	$min\ [\ 4h\ ;45cm] = 40\ cm$
$St < \overline{St}$	condition vérifiée	condition vérifiée

II.1.5 Vérification à l'état limite de service

Type de fissuration : préjudiciable.

Tableau III.6: Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}\ (MPa)$	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}\ (MPa)$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
1,182	15	condition vérifiée	66,85	201,63	condition vérifiée

Que La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à

$$T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \times d} = 1{,}5 - \frac{0{,}90}{0{,}9 \times 0{,}075} \Rightarrow T = -11{,}83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Tableau III.7: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}\ (MPa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
11,83	0,02	2,5	condition vérifiée

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

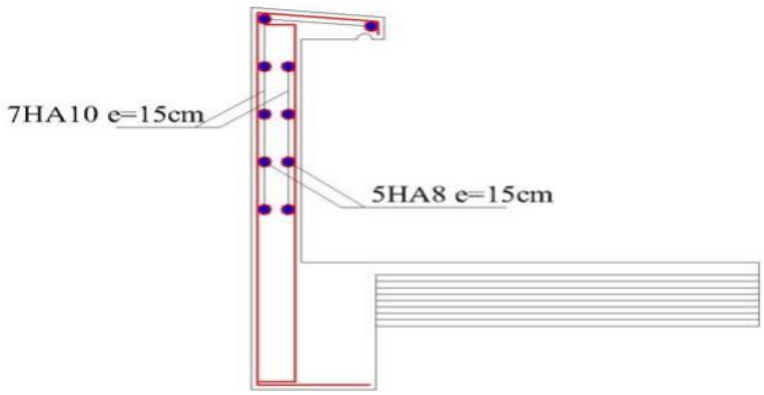


Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont éléments préfabriquée, elles sont calculées par la sollicitation (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S= 0,65.L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

On a deux types de poutrelles le premier type a sept travées et l'autre deux travées, le calcul des Poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Apres coulage.

III.2.1 Avant coulage

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN

Ou (0,5.L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

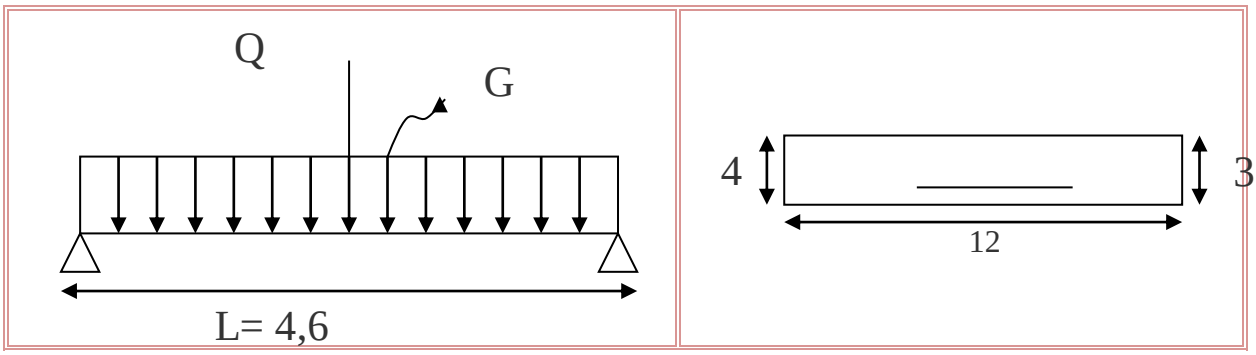


Figure III.4 : Poutrelle de 4.60 m de portée.

Les charges permanentes sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Donne les charges permanentes et les surcharges d′exploitation des poutrelles.

Charge permanentes		GKN/ml
Poutrelle	0,12. 0,04 .25	0,12
Entrevous	0,65.1	0,65
	Total	0,77
Surcharge d'exploitation		
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q=Max (1KN ; 0.5. 4,60) = 2,3KN		

Calcul des étaiements :

Vérification de la flèche :

$f < \bar{f}$

$$f = \frac{Q.L^3}{48.E.I} + \frac{5.G.L^4}{348.E.I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \; si \; L \leq 5m$$

$$f = \frac{2{,}3 \times 4600^3}{48 \times 10819 \times 6{,}4 \times 10^5} + \frac{5 \times 0{,}77 \times 4600^4}{348 \times 10819 \times 6{,}4 \times 10^5}$$

$f = 791{,}705 \; mm$

$$\bar{f} = \frac{4600}{500} = 9{,}2 \; mm$$

$f = 716{,}068 \; mm < \bar{f} \; 9{,}2 \; mm$ **Condition non vérifiée**.

Tableau III.9: Détermination du nombre d'étaiements.

N° des Etaiements	Longueur de travée (mm)	G (KN)	Q (KN)	$f \; (mm)$	$\bar{f} \; (mm)$	$f \leq \bar{f}$
0	4600	0,77	2.3	716,068	9,2	Condition non vérifiée
1	2300	0,77	1.2	40,604	4,6	Condition non vérifiée
2	1533,333	0,77	1	8,856	3,06	Condition non vérifiée
3	1150	0 ,77	1	2,805	2,3	Condition non vérifiée
4	920	0,77	1	1,12	1,84	Condition vérifiée

Il faut prévoir 4 étaiements le long de travée espacée de **0 ,920 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2 Après coulage

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

III.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.10: Donne les charges, surcharges et efforts aux états limites ultime et de service

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	1.35G+1.5Q (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Terrasse	G×0,65=4,732	Q×0,65=0,65	7,363	5,382
Niveau courent	G×0,65=3,874	Q×0,65=0,975	6,692	4,849

III.2.2.2 Sollicitation de calcul

On à choisie le type le plus défavorable.

- **1er Type : Poutrelles à deux travées**

➢ **La méthode forfaitaire**

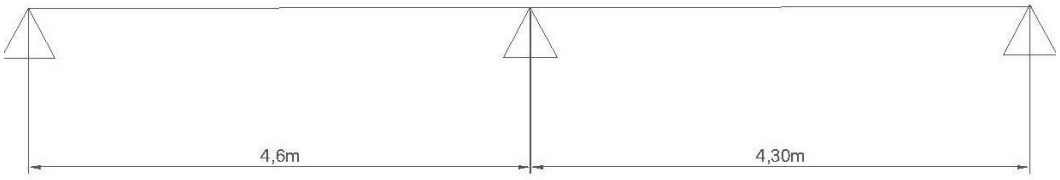


Figure III.5 : Poutrelles à deux travées.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

Q =1,5 KN/m^2< max {2. G; 5 KN/m^2}.

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées.

Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,65}{3,55} = 1,02$ (Condition vérifiée).

La fissuration peu nuisible (Condition vérifiée).

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

➢ **Exposé de la méthode forfaitaire**

Tableau III.11: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	α°	L (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	Me (KN. m)	Mt (KN. m)	T_w (KN)	Te (KN)
Travée 1	0,121	4,60	19,475	3,894	11,685	12,038	15,241	-18,628
Travée 2		4,30	17,018	10,210	3,403	10,519	17,413	-14,247

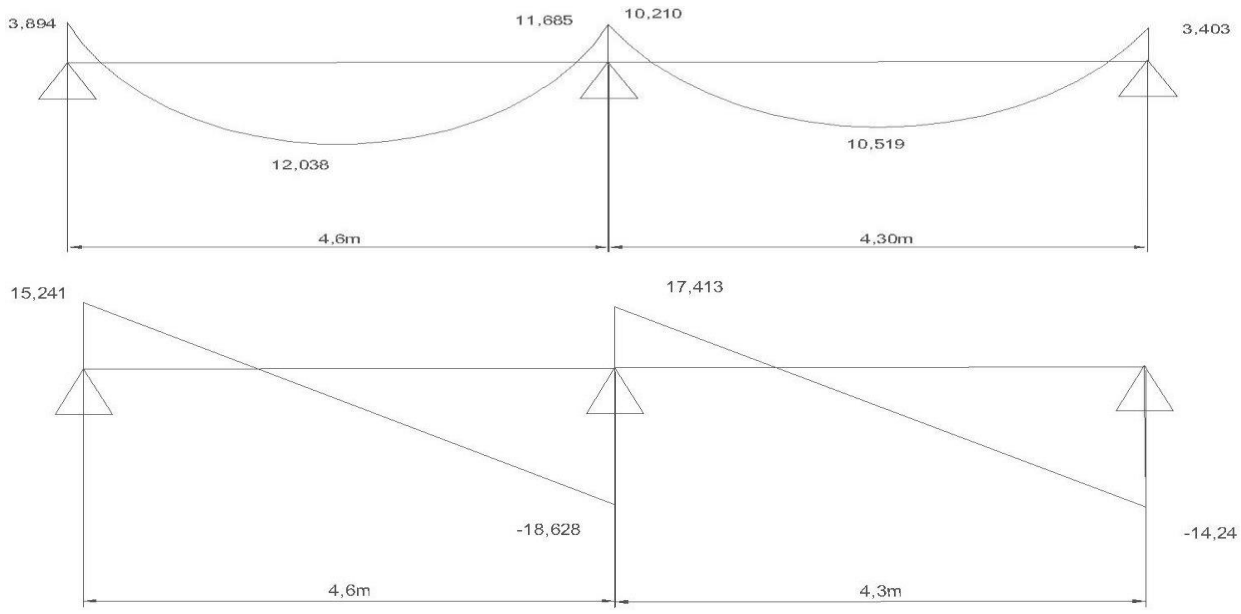


Figure III.6: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau III.12: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	α°	L (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	Me (KN. m)	Mt (KN. m)
Travée 1	0,121	4,60	14,235	2,847	8,541	8,799
Travée 2		4,30	12,439	7,463	2,498	7,688

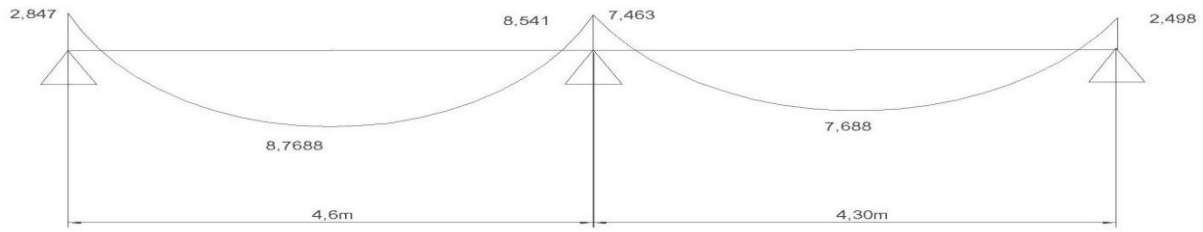


Figure III.7: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

Tableau III.13: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	α°	L (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	Me (KN. m)	Mt (KN. m)	T_w (KN)	Te (KN)
Travée 1	0,201	4,6	17,704	3,540	10,622	11,157	13,853	-16,931
Travée 2		4,3	15,467	9,280	3,093	9,747	15,827	-12,949

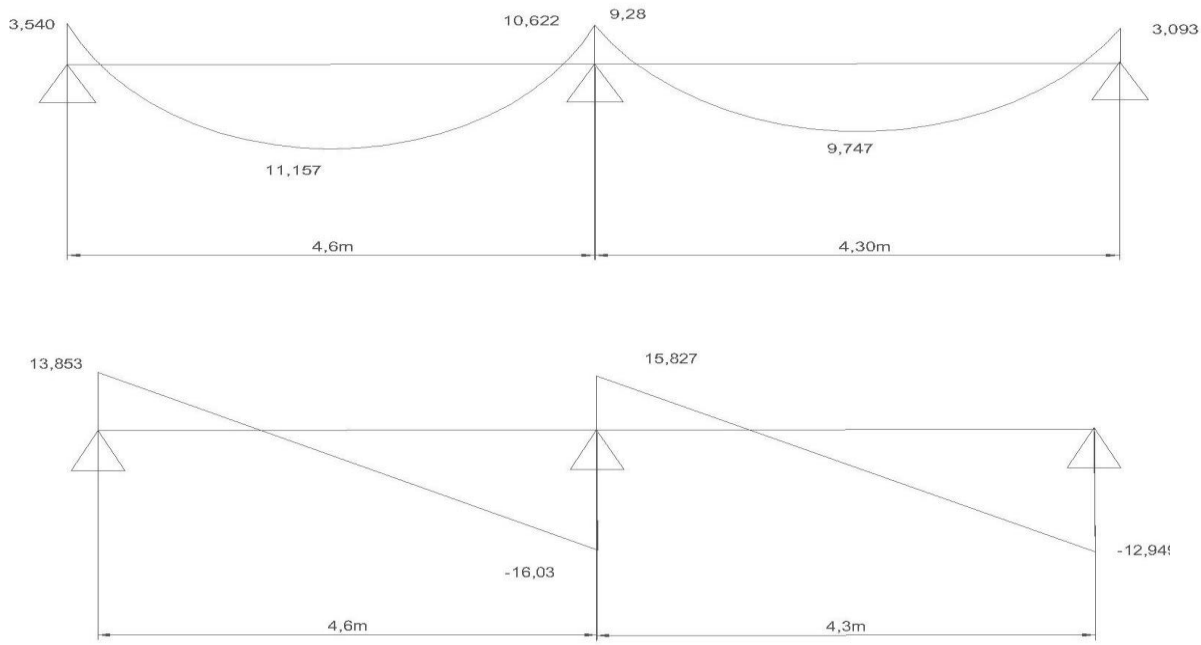


Figure III.8: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau III.14: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	α°	L (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	Me (KN. m)	Mt (KN. m)
Travée 1	0,201	4,6	12,825	2,565	7,695	8,082
Travée 2		4,3	11,207	6,724	2,241	7,062

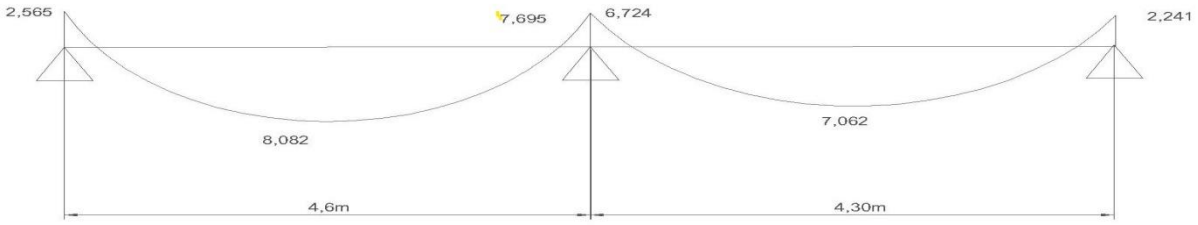


Figure III.9: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant .

- **2eme Type : Poutrelles à cinq travées :**

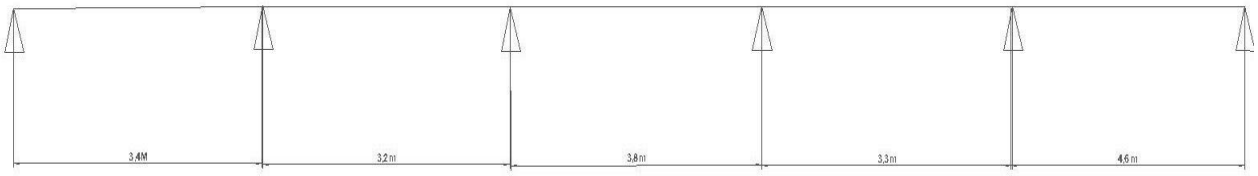


Figure III.10 : Poutrelles cinq travées.

➢ **La méthode Caquot**

Tableau III.15: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	M_t (KN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	3,4	3,4	10,640	2,128	8,151	5,500	10,746	-14,289
Travée 2	3,2	2,56	9,425	8,151	6,941	1,879	12,159	-11,403
Travée 3	3,8	3,04	13,291	6,941	7,091	6,275	13,951	-14,029
Travée 4	3,3	2,64	10,023	7,091	13,848	-0,446	10,102	-14,197
Travée 5	4,6	4,6	19,476	13,848	3,895	10,604	19,099	-14,772

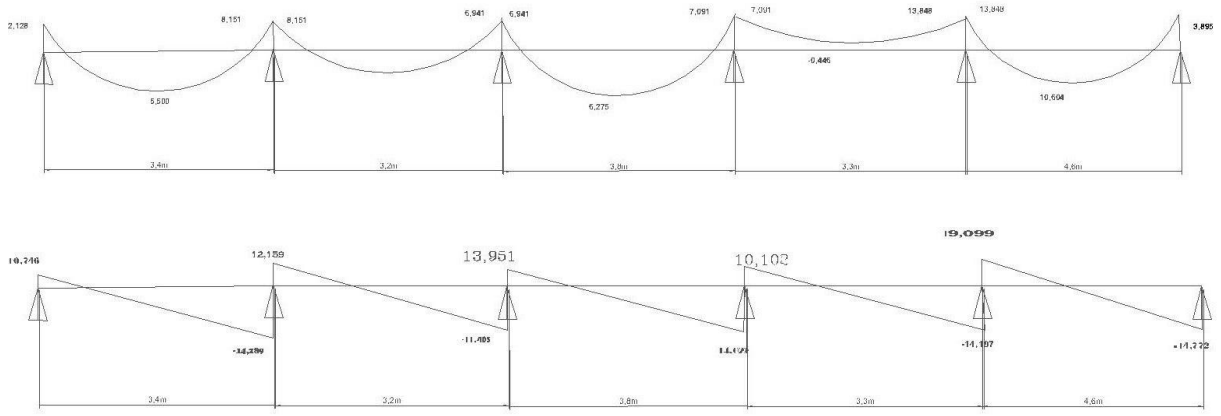


Figure III.11: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher Terrasse.

Tableau III.16: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	M_t (KN. m)
Travée 1	3,4	3,4	7,777	1,555	5,958	4,020
Travée 2	3,2	2,56	6,889	5,958	5,074	1,373
Travée 3	3,8	3,04	9,715	5,074	5,183	4,586
Travée 4	3,3	2,64	7,326	5,183	10,122	-0,326
Travée 5	4,6	4,6	14,235	10,122	2,847	7,751

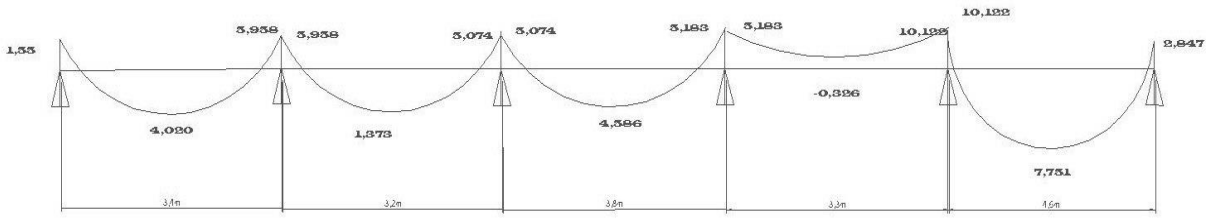


Figure III.12: Diagramme de moment à l'ELS du plancher Terrasse.

Tableau III.17: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	M_t (KN. m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Travée 1	3,4	3,4	9,671	1,934	7,409	4,999	9,767	-12,987
Travée 2	3,2	2,56	8,566	7,409	6,309	1,708	11,052	-10,364
Travée 3	3,8	3,04	12,080	6,309	6,445	5,703	12,680	-12,751
Travée 4	3,3	2,64	9,110	6,445	12,586	-0,405	9,181	-12,903
Travée 5	4,6	4,6	17,701	12,586	3,540	9,638	17,359	-13,426

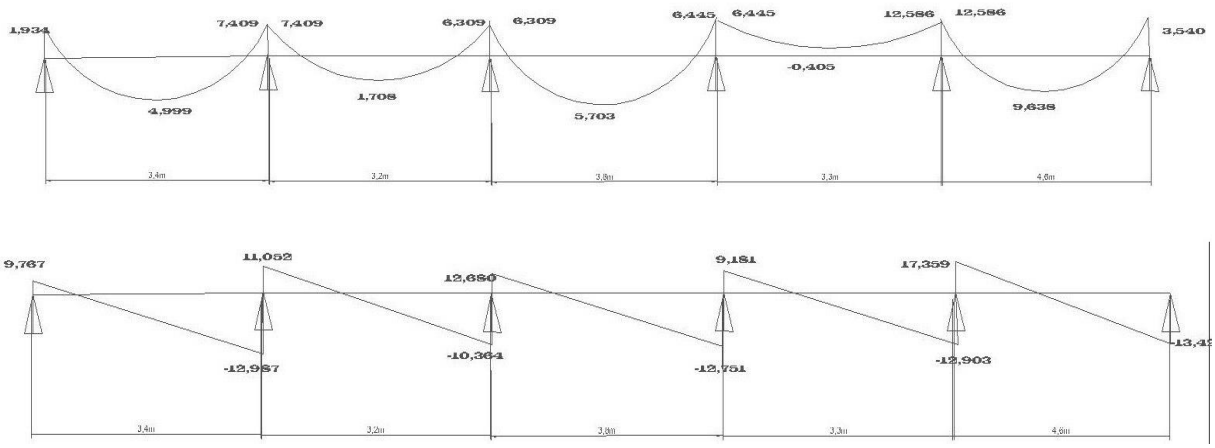


Figure III.13: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher courant.

Tableau III.18: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	L (m)	L' (m)	M_0 (KN. m)	M_w (KN. m)	M_e (KN. m)	M_t (KN. m)
Travée 1	3,4	3,4	7,007	1,401	5,368	3,622
Travée 2	3,2	2,56	6,207	5,368	4,571	1,237
Travée 3	3,8	3,04	8,752	4,571	4,670	4,132
Travée 4	3,3	2,64	6,601	4,670	9,119	-0,294
Travée 5	4,6	4,6	12,826	9,119	2,565	6,983

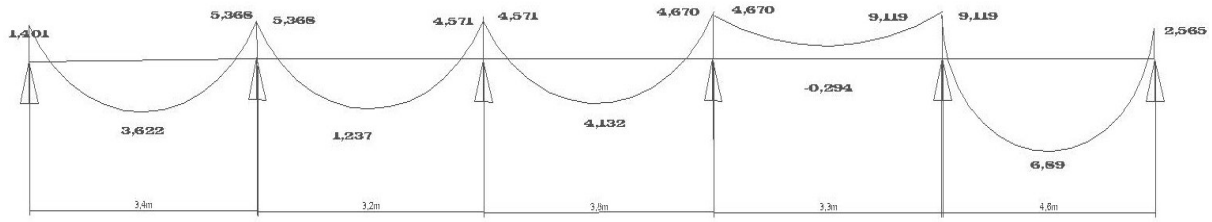


Figure III.14: Diagramme de moment à l'ELS du plancher courant.

III.2.2.3 Récapitulations

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

Tableau III.19: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse.

	E.L.U			E.L.S	
	M_a (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	Tu (KN)	M_{aser} (KN.m)	M_{tser} (KN.m)
Sollicitations	13,848	12,038	19,099	10,122	8,799
Référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

Tableau III.20: Récapitulations des efforts internes de plancher courant.

	E.L.U			E.L.S	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	Tu (KN)	M_{aser} (KN.m)	M_{tser} (KN.m)
Sollicitations	12,586	11,157	17,359	9,119	8,082
Référence	Type-2-	Type-1-	Type-2-	Type-2-	Type-1-

III.2.2.4 Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

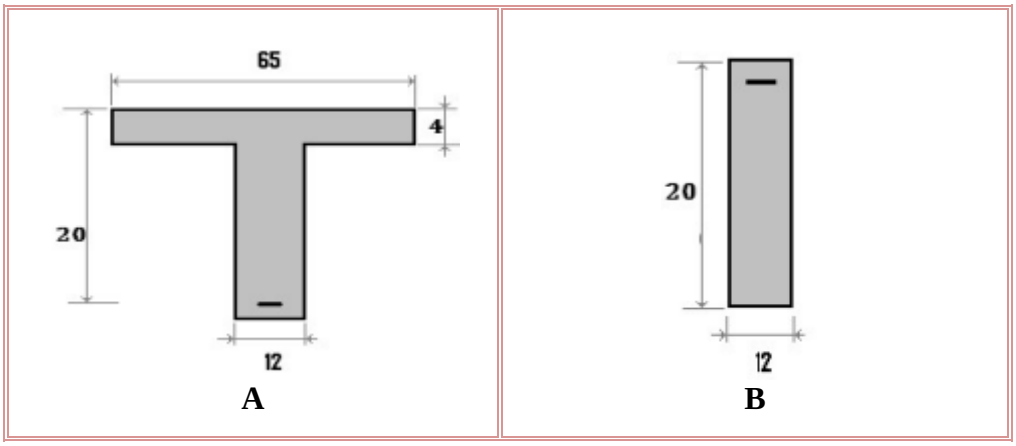


Figure III.15: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (A) ; En appui (B).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.21: Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	En appuis
E L U	Mu (KN.m)	12,038	13,848
	M0 (KN.m)	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\ adm}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 59{,}072\text{KN.m}$	
		Mu < M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒calcul en flexion simple	Mu < M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h) = (12×20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0,040	0,046
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,980	0,976
	A (cm²)	1,963	2,258
	A_{min} (cm²)	1,41	0,26
	Le chois A	1HA10+2chpHA10=2,35cm²	1HA10+2chpHA10=2,35cm²
	A' (cm²)	0	0
E L S	Mser (KN.m)	8,799	10,122
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3,92	7,781
	I_G (cm²)	8352,782	5596,784
	σ_b (MPa)	4,13	14,07
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau III.22: Calcul et vérification des armatures transversales « RPA99V2003 Article 7.5.2.2 ».

$\emptyset_t\ (mm)$	$A_t(cm^2)$	Le chois $A_t(cm^2)$	$S_t\ (cm)$	$A_{tmin}(cm^2)$	$A_t \geq A_{tmin}$
5	0,163	2Ø5	15	0,18	Condition vérifiée

III.2.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « CBA93Article 5.1.2.1»

Tableau III.23: Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T_u(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$T_u \leq T_{adm}$
19,099	0,884	3,33	Condition vérifiée

III.2.2.6 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A »

Tableau III.24 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\rho = \frac{A_t}{(b_0 \times d)} \leq \frac{3,6}{f_e}$
$\frac{h}{L} = 0,043 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,041$	$\rho = 0,0108 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009$
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

III.2.2.7 Évaluation détaillée de la flèche « Annexe A »

Tableau III.25: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles.

$Mser$ $(KN.m)$	A (cm^2)	$y\ (cm)$	ρ (%)	β_1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
8,799	2,35	7,10	1,08	0,857	242,723	0,709	3,779	1,511
$I\ (cm^4)$	$I_{fi}\ cm^4$	$I_{fv}\ cm^4$	$L\ (m)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}$
20003,237	5975,501	10614,776	4,6	9,687	16,360	6,672	9,2	CV

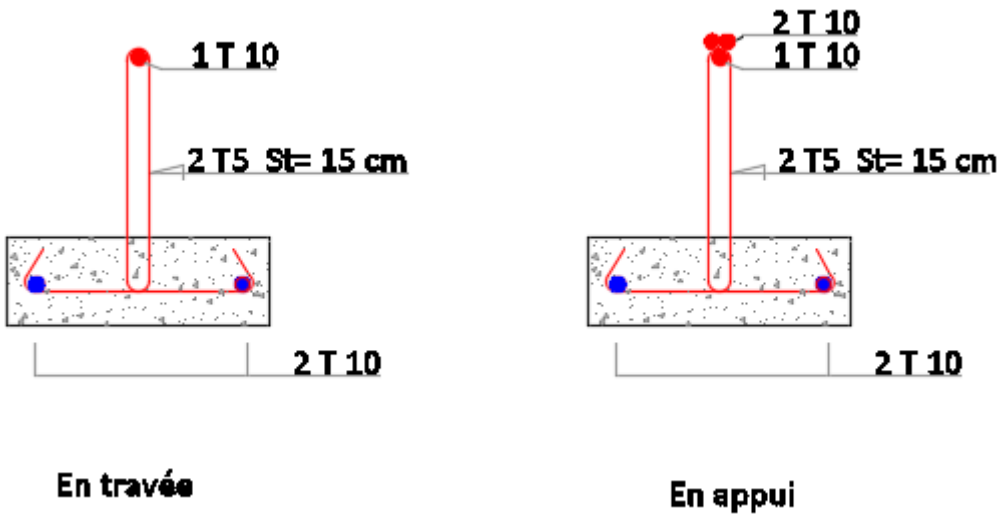


Figure III.16 : Ferraillage des poutrelles (terrasse+étage courant).

III.3 La dalle de compression

La table de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm avec un espacement de 1(cm) entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes **«CBA93 B.6.8.4.2.3 » :**

- 20 cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A_\perp$).
- 33 cm: pour les armatures parallèle aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} A_\perp \geq \frac{4L}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_\perp}{2} \end{cases} \quad \text{Pour } 50\text{ cm} \leq L \leq 80\ cm$$

Avec : $\begin{cases} \text{L: espacements entre axes des nervures} = 65\text{ cm.} \\ f_e\text{: La limite d'élasticité de treillis soudé} = 520\text{MPa.} \end{cases}$

Tableau III.26 : Armatures de la dalle de compression.

	$A_\perp$ (cm²/ml)	$A_{//}$ (cm²/ml)
Calculé	$A_\perp \geq 0.5$	$A_{//} \geq 0{,}25$
Choisi	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
on adoptera un treillis soudé de : (20x20) cm²		

III.3.1. Schéma de ferraillage

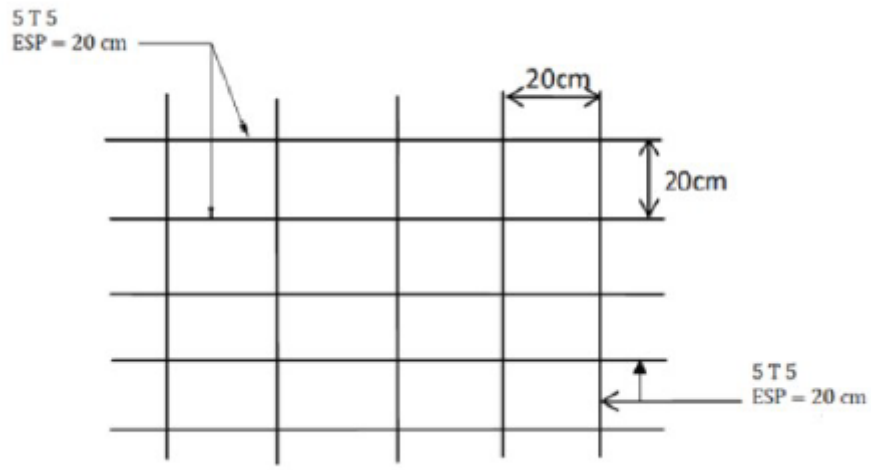


Figure III.17: Disposition des armatures de la table de compression.

III.4 Calcul des escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Il existe plusieurs types d'escalier : Droit, Colimaçon (circulaire), Balancé, etc.

III.4.1 Dimensionnement

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

$\text{tna}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.630 \quad \text{tna}\ \alpha = \text{tna}^{-1}0.630 = 32.21°$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 32{,}21} = 319.11 \text{ cm}$$

L_0 =3.191 m

- **Détermination de n, g, h :**

Nombre de marches n-1= 9

Nombre de contremarches n = 10

Hauteur de la contremarche $h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\ cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\ cm$

- **Vérification de la formule de BLONDEL**

59 cm$\leq g + 2h = 62.3\ cm \leq$ 66 cm (Condition Vérifiée)

- **Epaisseur de la paillasse**

$L_T = L_{p1} + L_0 + L_{p2} = 0{,}79 + 3.191 + 1{,}2 = 5{,}181$ m

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20}$$

$$0.17\ m \leq e \leq 0.25\ m$$

On prendra: e = 20cm

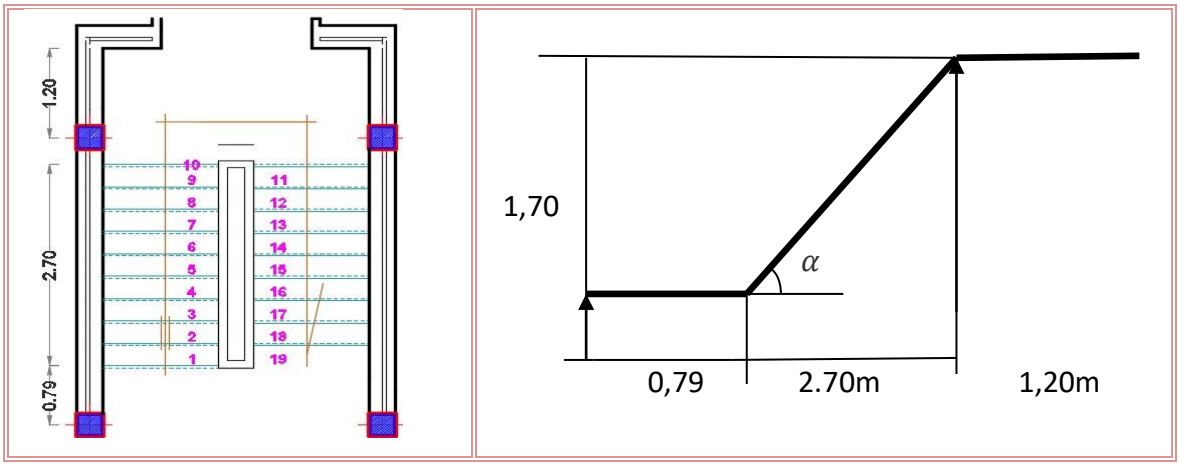


Figure III.18 : Dimension des éléments des escaliers.

III.4.2 Evaluation des charges

III.4.2.1 Charges permanents

Tableau III.27 : Evaluation des charges.

Elément	Couche	Epaisseur m	Poids Volumique	Poids Surfacique	G KN/m^2
Paillasse	Carrelage	0.02	20	0.40	9,58
	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
	Lit de sable	0.03	18	0.54	
	Marches	h/2 = 0.085	25	2.13	
	Paillasse	e / cos α =0.23	25	5,75	
	Enduit de ciment	0.02	18	0.36	
Palier	Carrelage	0.02	20	0.40	5.45
	Mortier de pos	0.02	20	0.40	
	Lit de sable	0.03	18	0.54	
	Palier	0.20	25	3.75	
	Enduit de ciment	0.02	18	0.36	

III.4.2.2 Surcharge d'exploitation

Selon **« DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »**

- Le palier : Q =2.5 KN/m^2
- La paillasse : Q =2.5 KN/m^2

III.4.3 Détermination des sollicitations

- E.L.U : P_u=1,35.G+1,5.Q
- E.L.S : P_{ser}= G+Q

Tableau III.28: Combinaison des charges de l'escalier.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	ELU 1.35G+1.5Q KN/m^2	ELS G+Q KN/m^2
Palier	5.45	2.50	11.11	7.95
Paillasse	9,58	2.50	16,70	12.08

III.4.4 Calcul du ferraillage

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

Tableau III.29: Les données de calcul.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h =20cm	d =17.5 cm
Acier	FeE =400	f_e = 400 MPa	γ_b = 1.15	σ_{bc} = 348MPa

Tableau III.30: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	22,64	0,052	0,973	3,821	0.00	7HA12=7,92
En appuis	14,15	0,032	0,984	2,363	0.00	7HA12=7,92

Tableau III.31 : Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	St < $\overline{St}$
En travée	15	33	Condition vérifiée
En appuis	15	45	Condition vérifiée

III.4.5 Condition de non fragilité

On vérifie que: A ≥ Amin

En travées: A = 7,92 cm^2 ≥ Amin = 2 cm^2 (Condition vérifiée)

En appuis : A = 7,92 cm^2 ≥ Amin = 2 cm^2 (Condition vérifiée)

III.4.6 Armatures de répartition

Tableau III.32 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$ =A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	St < $\overline{St}$
En travée	1,98	7HA8=3,51	15	33	Condition vérifiée
En appuis	1,98	7HA8=3,51	15	45	Condition vérifiée

III.4.7 Vérification des contraintes normales

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

Tableau III.33: Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
$A\ (cm^2)$	7,92	7,92
$M_{ser}\ (kN.m)$	16,387	10,242
$Y\ (cm)$	5,370	5,370
$I\ (cm^4)$	22641,6678	22641,6678
$\bar{\sigma}_b(Mpa)$	15	
$\sigma_b(Mpa)$	3,885	2,428
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.4.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.34 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm^2)	T(KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100×20	21,612	0,123	3,33	Condition vérifiée

III.4.9 Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20 \times M_0} \text{ (1ere condition).} \\ \dfrac{A}{b_0 \times d} \leq \dfrac{2\,h}{f_e\,L} \text{ (2eme condition).} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \text{ (3eme condition).} \end{cases}$$

Tableau III.35 : Vérification de flèche de l'escalier.

1ere condition		2eme condition		3eme condition	
0,0386	0,040	0,004	0,005	0,0351	0,062
Condition non vérifiée		Condition vérifiée		Condition non vérifiée	

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche. Il faut avoir :

$\Delta f_t \leq f_{limite}$ (Annexe A).

Tableau III.36 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$Mser$ $(KN.m)$	A (cm^2)	$y\ (cm)$	ρ (%)	σ_s(MPa)	μ	$I\ (cm^4)$
16,387	7,92	10,957	0,45	121,513	0,145	78213,873
$I_{fi}\ (cm^4)$	$I_{fv}\ (cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}$
51388,97445	67761,44007	2,661	6,054	3,393	10,362	Condition vérifiée

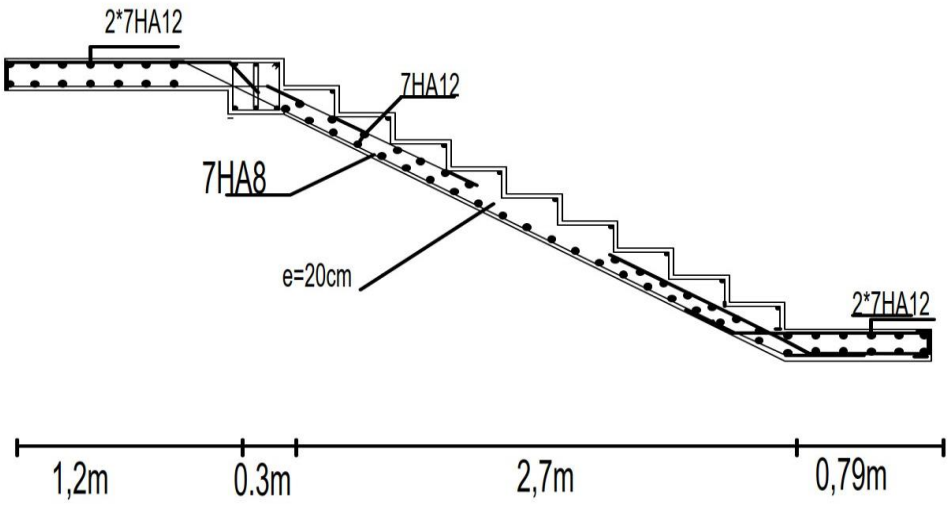


Figure III.19: Ferraillage de l'escalier

III.4.10 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\Rightarrow$ $0{,}3h \leq b \leq h0{,}7$

Tableau III.37 : Pré dimensionnement des poutres palières.

	poutres palière
Conditions de Résistance	L max= 3m ⇒ 20 cm ≤ h ≤ 30cm on adopte : h = 35 cm ⇒ 10,5 cm ≤ b ≤ 24,5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30 cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1,166 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0,116) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30cm

III.4.11 Evaluation des charges

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis.

Tableau III.38: Calcul des efforts des poutres palières.

	Poutres
$R_{AU}\ (KN)$	48,137
$R_{AS}\ (KN)$	34,694
L (m)	3
$G_{PP}(\frac{KN}{ml})$	2,625
$P_U\ (\frac{KN}{ml})$	51,680
$P_{ser}\ (\frac{KN}{ml})$	37,319
$R_u ELU(KN)$	77,521
$R_s ELU(KN)$	55,980
$M_{max}\ appui\ a\ ELU\ (KN.m)$	38,76
$M_{max}\ \ travée\ a\ ELU\ (KN.m)$	19,38
$M_{max}\ appui\ a\ ELS\ (KN.m)$	27,990
$M_{max}\ travée\ a\ ELS\ (KN.m)$	13,994

III.4.12 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

- **Armatures longitudinales:**

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

Acier : Acier : FeE400 ; γ_s = 1,15 ; σ_s = 348 MPa

Béton : f_{c28} = 25 MPa ; γ_b= 1,5 ; σ_b= 14,2 MPa

b=30cm, h=35cm, d=32,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible).

Tableau III.39: Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adp}(cm^2)	A (cm^2)
En travée	19,38	0,043	0,978	1,752	0	3HA12	3,39
En appuis	38,76	0,086	0,955	3,590	0	6HA12	6,78

Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées : $A = 3{,}39\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}05\ cm^2$ (Condition vérifiée).

En appuis : $A = 6{,}78\ cm^2 \geq A_{min} = 1{,}05\ cm^2$ (Condition vérifiée).

III.4.13Vérifications des contraintes a l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Tableau III.40: Vérification du ferraillage à l'ELS $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$de Poutre palière.

	$M_{ser}(KN.m)$	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	13,994	3,39	35370,6603	8,937	3,535	15	Condition vérifiée
En appuis	27,990	6,78	60007,149	11,836	5,521	15	Condition vérifiée

III.4.14 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.41: Vérification des contraintes de cisaillement de Poutre palière

Section	T(KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$	S_t (cm)	$\emptyset\ (mm)$	A_t
30x35	77,521	0,795	3,33	CV	18	10	8HA10=6,28

III.4.15 Vérification de la flèche à L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20 \times M_0} \text{ (1ere condition).} \\ \dfrac{A}{b_0 \times d} \leq \dfrac{2\,h}{f_e\,L} \text{ (2eme condition).} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \text{ (3eme condition).} \end{cases}$$

Tableau III.42 : Vérification de flèche des poutres palières.

	1ere condition		2eme condition		3eme condition	
Poutre palière	0,1	0,0625	0,1	0,068	0,001	0,011
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	

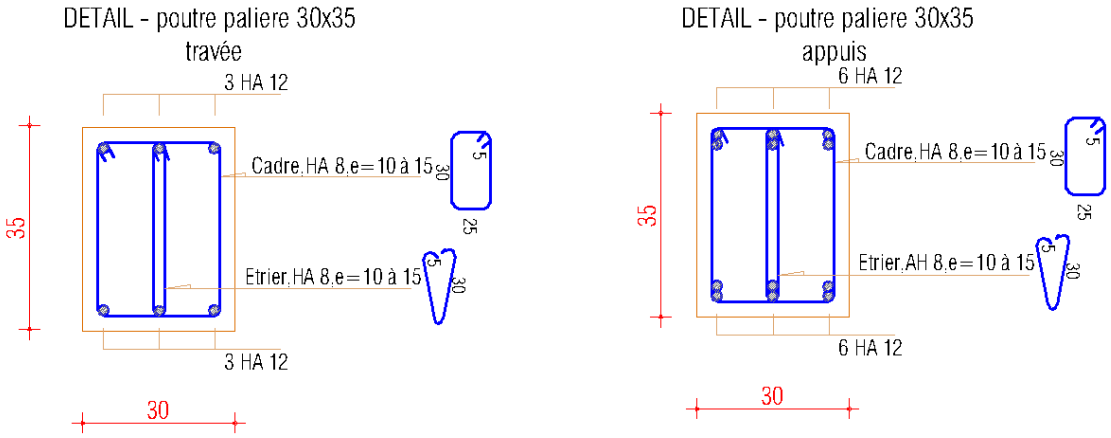


Figure III.20: Ferraillage de poutre palier.

III.5 Dalle pleine

III.5.1 Définition

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

III.5.2 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.43: Les actions sur la dalle pleine.

		G	Q	P
Balcon	ELU	7,07	3,5	14,79
	ELS			10,57

On distingue 1 type de dalle pleine :

Type : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 2cotés de (1,01 ; 2,75) m.

On va étudier cette cas par la méthode des lignes de rupture.

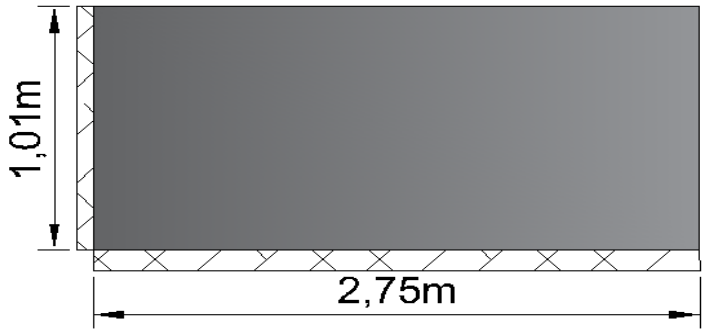


Figure.20: Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés.

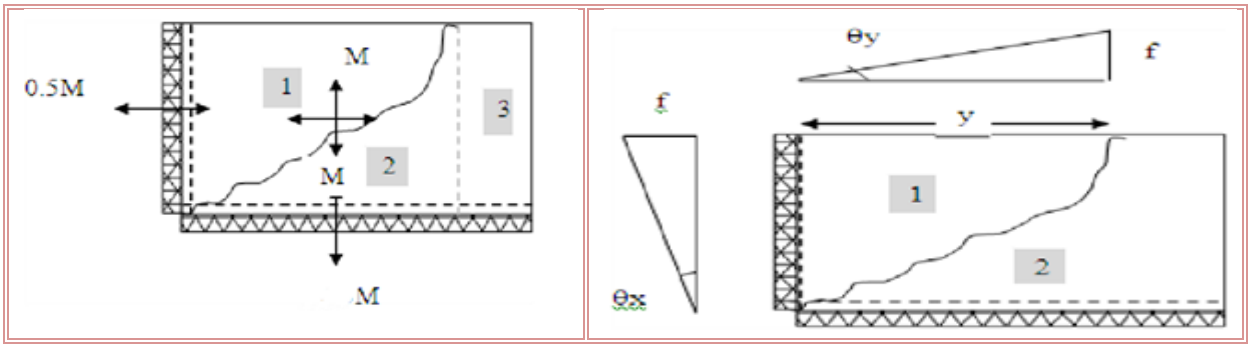


Tableau III.21: les différentes étapes de calcul sur la dalle.

Tableau III.44 : Les valeurs du travail externe.

Elément	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	0,505y	f/3	2,48fy
2	0,505y	f/3	2,48fy
3	2,77-1,01y	f/2	20,48 -7,46fy
		∑	(20,48 -2,5y) f

Tableau III.45 : Les valeurs du travail interne.

Eléments	moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne M.L.θ
1	+	M	1,01	f/y	1,01mf/y
	-	0,5M	1,01	f/y	0,505mf/y
2	+	M	Y	f/1,01	0,99myf
	-	0,5M	Y	f/1,01	0,99mfy
				∑	$(\frac{1,515}{y} + 1,98y)$ m.f

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$(20,48 - 2,482y)f = (\frac{1,51}{y} + 1,98y)\ m \times f$

$$M = \frac{(20,48 - 2,482y)}{(\frac{1,51}{y} + 1,98y)}$$

$$\frac{dM}{dY} = -40,55y^2 - 7,49y + 30,92 \qquad 0 < y \leq 1,5\ (m)$$

$\Rightarrow y = 0,785$

$$M_u = 5,32(KN.m) \Rightarrow \begin{cases} M_t = 5,32(KN.m) \\ M_t = 2,66\ (KN.m) \end{cases}$$

ELS:

Calcul pour la méthode forfaitaire

Q < min (2 x G ; 5 KN/m²) = 5 KN/m² Condition vérifiée

- Un panneau rectangulaire Condition vérifiée.

- Une charge uniformément repartie Condition vérifiée.

⇒ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1{,}01}{2{,}75} = 0{,}36m$$

et 0,36< 0,4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction.

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times Lx^2}{8} = \frac{10{,}57 \times (1{,}01)^2}{8} = 1{,}34\ KN.m$$

$$M_t = 0{,}8M_0 = 0{,}8(1{,}34) = 1{,}072\ KN.m$$

$$M_a = -0{,}5M_0 = -0{,}5(1{,}34) = -0{,}67\ KN.m$$

III.5.4 Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur (Annexe c).

Tableau III.46: les données.

Béton	f_{c28}= 25 MP	γ_b= 1.5	σ_{bc}= 14.2 MPa	e =2,5 cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.47: Calcul des sections de la dalle.

	$Mu\ (KN.m)$	μ	β	$A\ cm^2$	$A_{min}\ cm^2$	A choisi	A final cm^2
Travée	5,32	0,024	0,987	1,41	1,50	4HA10	3.14
Appuis	2,66	0,014	0,994	0,71	1,50	4HA10	3.14

Tableau III.48: Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}(KN.m)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	y_1(cm)	I_G(cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	1,07	15	2,99	5150,75	21	0,622	Condition vérifiée
Appuis	0,67		2,99	5150,75	13	0,389	Condition vérifiée

III.5.5 Condition d'espacement

(Appuis et travée) : $S_t\ 2cm \leq \bar{S}_t = min\,(3h = 45cm; 33cm) = 33cm$

- **Armature de répartitions**

$A_{rep} \leq \frac{A_{principale}}{4}$

$A_{rep} = 0{,}785$

$\emptyset_{rep} \leq \emptyset_{principal} \Rightarrow \emptyset_{rep} = 8mm; A_{rep} = 4HA8 = 2{,}01cm^2$

III.5.6 Vérification au cisaillement

Tableau III.49: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

T	τ_uMPA	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
$T=\frac{p*l_x}{2}=\frac{12{,}44*1{,}01}{2}$ T=7,46Kn	$\tau_u=\frac{T}{b*d}=\frac{6{,}28*10^3}{1000*125}=$ τ_u=0,059	$\overline{\tau_u}=\frac{0{,}07*f_{c28}}{\gamma_b}=\frac{0{,}07*25}{1{,}5}$ $\overline{\tau_u}=1{,}16$	Condition vérifiée

III.5.7 Vérifications préliminaires de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau III.50: Vérification de flèche de la dalle.

Condition 1			Condition 2		
h/ Lx	Mt / (20M_0)	$h/Lx \geq M_t/(20M_0)$	ρ=A_t/ (b*d)	2/f_e(MPa)	ρ ≤2/fe
0,148	0,05	Oui	0,00251	0,0050	Oui

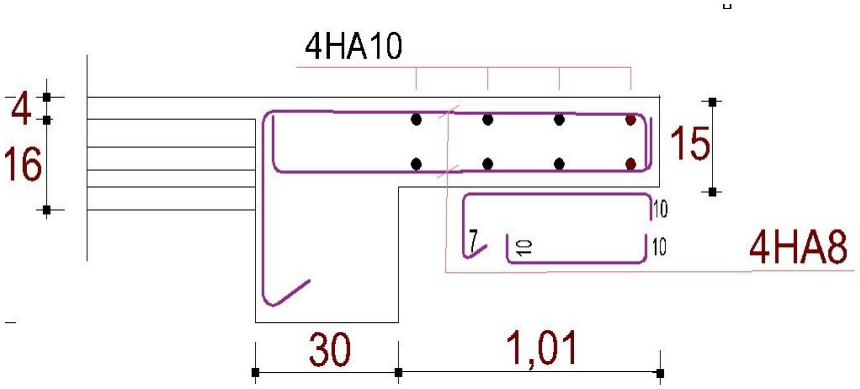


Figure III.23: Ferraillage des dalles pleines.

III.6 Dalle machine

III.6.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.6.2 Pré dimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40}$$

Avec : L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis (L_{max} =1,80m)

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \qquad \Rightarrow 4 \leq e \leq 4{,}5$$

- **Condition de L'E.N. A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm, donc on prend e = 25 cm.

III.6.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- **Charges permanentes**

Tableau III.51: Poids de la machine.

P (KN)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

- **Poids de la machine supportée**

$$\boldsymbol{q = \frac{\sum p_i}{S} = \frac{17300}{3,51} = 4928,77 KN/m^2 = 49,28\ KN/m^2}$$

- **Poids propre de la dalle** = $\boldsymbol{0,25 \times 25 = 6,25 KN/m^2}$

- **Charges d'exploitations**

$Q = 650\ kg/m^2 = 6{,}5\ KN/m^2$

$Q = 1{,}85\ KN$

Tableau III.52: Détermination des charges.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
55,53	6,5	84,71	62,03

III.6.4 Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire pour la détermination des moments à l'ELS.

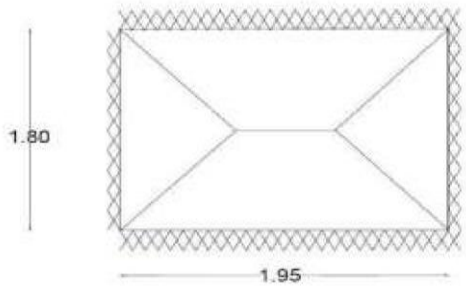


Figure III.24: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III.53: Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M (KN.m)		Mt (KN.m)	Max(KN.m)	May (KN.m)
ELU	$0.213\times P_u$	18,04	18,04	9,025	18,04

Avec : $M_{Travée} = M$, $M_{Appui} = 0{,}5M$.

III.6.5 Calcul de ferraillage à L'ELU

Tableau III.54: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

Dalle		Sollicitation à l'ELU		Section d'armatures calculées			
B	E	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
100	25	18,04	18,04	2,70	0,00	0,00	2,70
Section d'armatures choisies							
A_{S1}		A_{S2}		A'_{s1}		A'_{S2}	
7HA10		7HA10		7HA10		7HA10	

III.6.6 Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau III.55: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X.

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_S	$\sigma_S{}'$	$\overline{\sigma_S}$	Vérifiée
Travée	18,84	1,54	15	Condition Vérifiée	19,26	19,26	201,63	Condition vérifiée
Appui	-12,56	1,07		Condition Vérifiée	12,84	12,84		Condition vérifiée

Tableau III.56: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y.

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_S	$\sigma_S{}'$	$\overline{\sigma_S}$	Vérifiée
Travée	22,11	22,11	15	Condition Vérifiée	194,01	0,00	201,63	Condition vérifiée
Appui	-12,56	1,07		Condition Vérifiée	12,84	12,84		Condition vérifiée

III.6.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.57: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Dalle		T_u(KN)		Tmax	Tadm	Vérifiée
b (cm)	e (cm)	Sens X	52,16	0,231	1,16	Condition Vérifiée
100	3200	Sens Y	50,83	0,236	1,16	Condition Vérifiée

III.6.8 Vérification de la flèche à L'ELS

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{180} = 0{,}14 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{22{,}11}{20 \times 22{,}11} = 0{,}05$$

$$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{5{,}50}{100 \times 22{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$$

$$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5{,}50}{100 \times 21{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.9 Vérification Poinçonnement

$$P \leq 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : P =Max [P1……..P9]= P1 = 8400kg = 84KN

$U_c = 2(u+v)$; $U_c = 2a+2b+4h+8e$; (a = b = e = 0).

$$P = 48KN \leq 0{,}045 \leq (1000) \times (250) \times \frac{25}{1{,}5} = 187{,}5KN$$

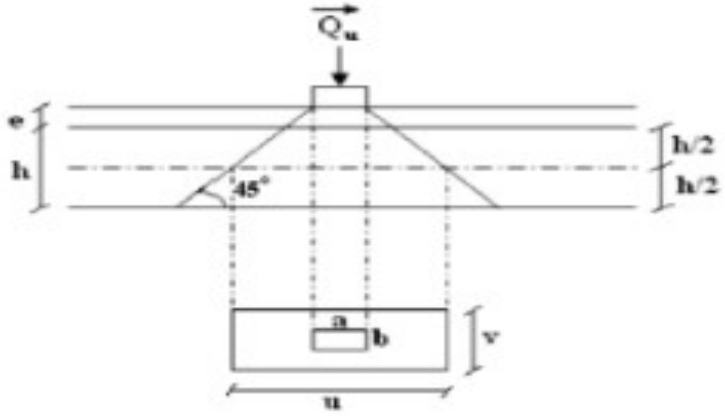


Figure III.23: Vérification de poinçonnement.

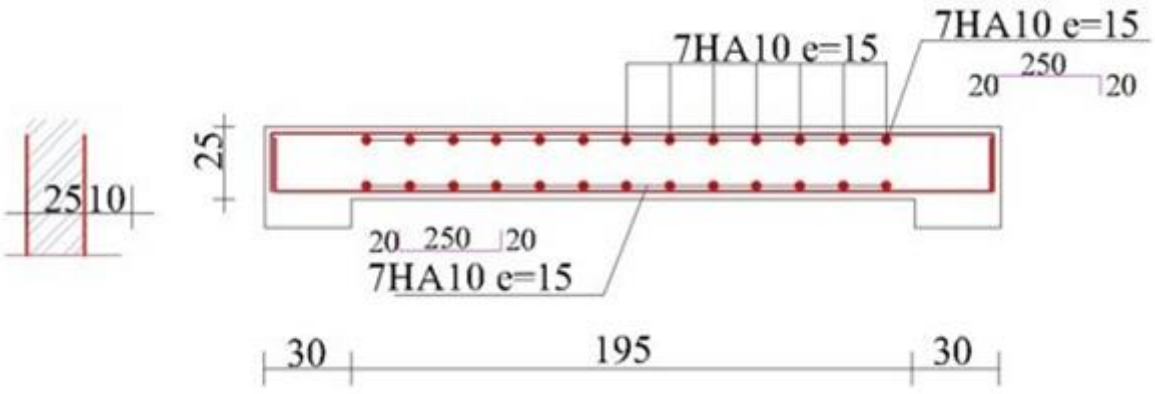


Figure III.24: Ferraillage de la dalle machine.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes «RPA99v2003». L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.1 Choix de la méthode de calcul

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone III), appartient au (groupe d'usage 2) et dépasse le (8 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode modale dynamique spectrale. Le RPA 99 V 2003 exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.2 Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel, encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers. La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : «ETABS. v21 ».

IV.3 Disposition des voiles

Après plusieurs ajustements des voiles via le logiciel de calcul ETABS pour garantir la conformité aux normes de sécurité imposées par le RPA 99 V 2003 et pour éviter la torsion au premier mode, une disposition spécifique des voiles a été déterminée. Cette disposition, qui place les voiles à des distances égales par rapport aux axes de symétrie, permet d'équilibrer la structure et de la rendre souple tout en répondant aux exigences sismiques du RPA 99 V 2003.

- **Les Dispositions des voiles proposées**

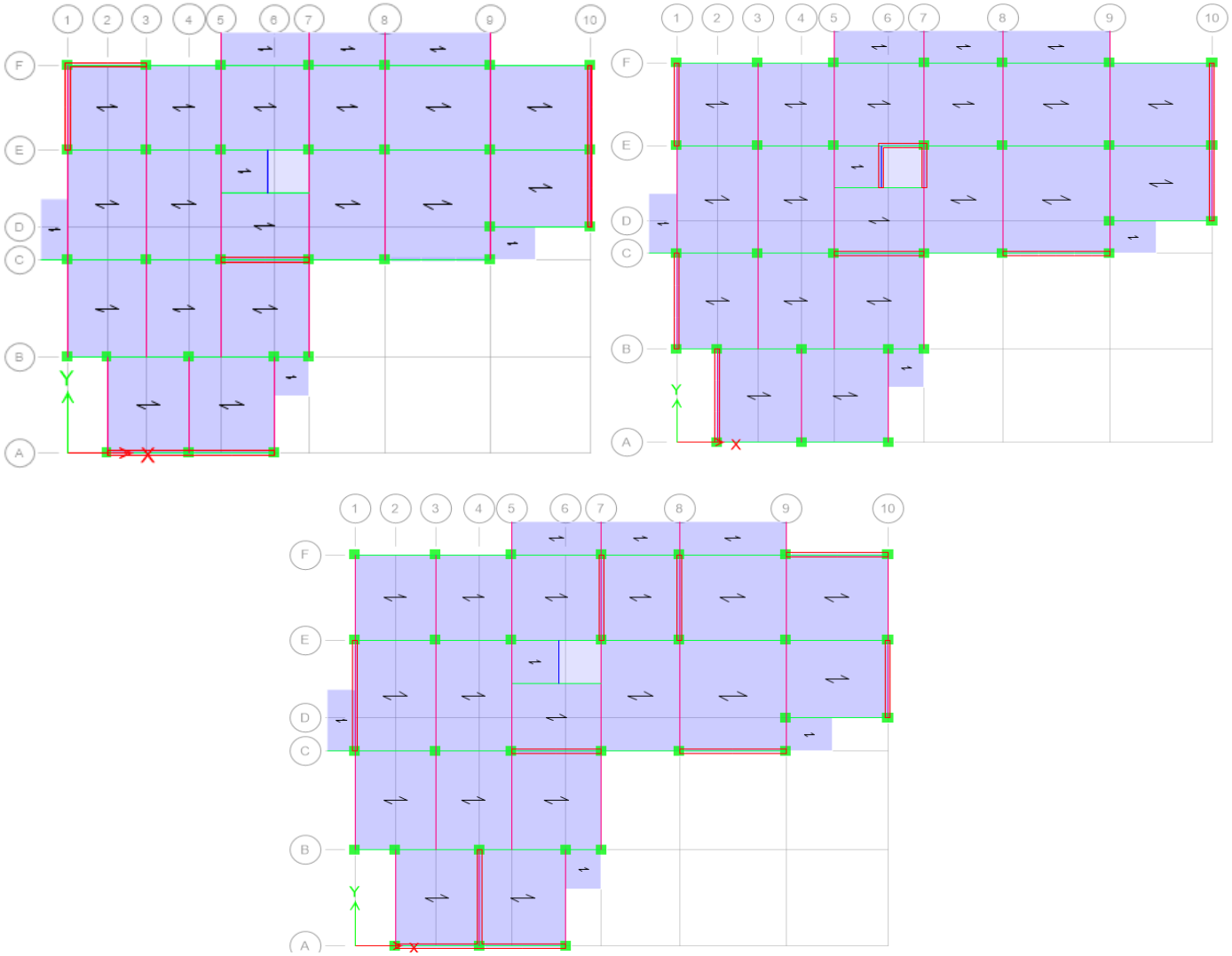


Figure IV.1: les dispositions des voiles proposées.

- **Meilleure Dispositions des voiles**

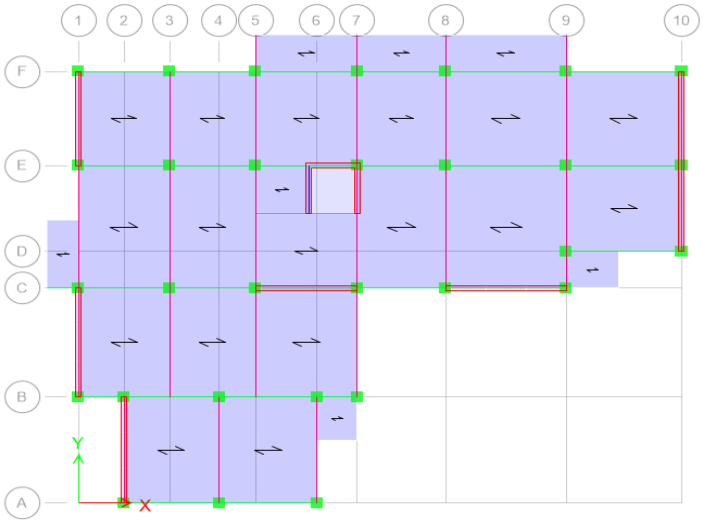


Figure IV.2: Disposition des voiles.

IV.4 Caractéristiques dynamiques

IV.4.1 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 :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

IV.4.2 Centre de rigidité

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles. Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} \times X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{Xi} \times Y_i}{\sum I_{Xi}}$$

Tableau IV.1: Centre de masse et de centre de rigidité.

niveau (m)	Poids et centre de masse			Rigidités et centre de rigidité	
	Poids(KN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
35,53	6248,80	11,340	11,228	12,161	9,914
32,30	4986,68	11,346	11,253	12,343	9,842
29,07	6648,91	11,352	11,282	12,312	9,835
25,84	6648,91	11,352	11,282	12,169	9,852
22,61	6648,91	11,355	11,294	11,985	9,875
19,38	8230,72	11,358	11,307	11,787	9,899
16,15	8230,72	11,358	11,307	11,594	9,920
12,92	8230,72	11,321	11,259	11,288	9,934
9,69	10638,25	11,280	11,350	11,204	9,912
6,46	10638,25	11,361	11,319	11,424	9,933
3,23	10638,25	11,335	11,223	11,711	10,103

IV.4.3 Excentricité théorique et admissible

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

Tableau IV.2: Excentricité théorique et admissible.

Niveau (m)	Théorique+accidentelle		Admissible		$E_X \leq \overline{E_X}$ $E_Y \leq \overline{E_Y}$
	$E_X = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$E_Y = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	$\overline{E_Y}$= 15%LX (m)	$\overline{E_Y}$= 15%L_Y (m)	
35,53	0,821	1,313	3,39	2,55	Condition vérifiée
32, 30	0,997	1,411	3,39	2,55	Condition vérifiée
29,07	0,959	1,446	3,39	2,55	Condition vérifiée
25,84	0,816	1,429	3,39	2,55	Condition vérifiée
22,61	0,629	1,418	3,39	2,55	Condition vérifiée
19,38	0,429	1,408	3,39	2,55	Condition vérifiée
16,15	0,235	1,387	3,39	2,55	Condition vérifiée
12,92	0,032	1,325	3,39	2,55	Condition vérifiée
9,69	0,076	1,437	3,39	2,55	Condition vérifiée
6,46	0,062	1,386	3,39	2,55	Condition vérifiée
3,23	0,375	1,119	3,39	2,55	Condition vérifiée

IV.4.4 Spectre de réponse

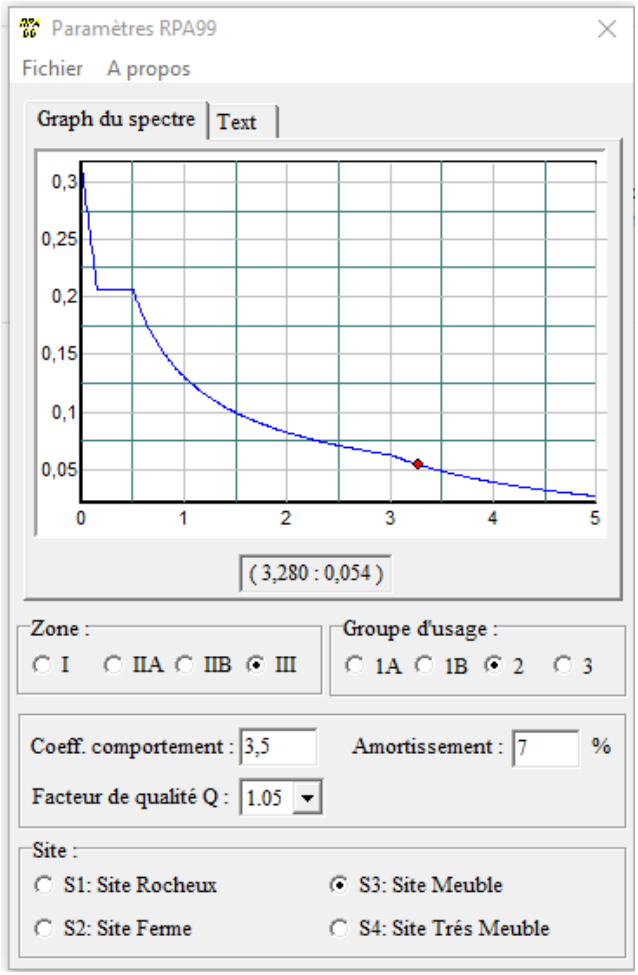


Figure IV.3: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

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

$$\frac{S_a}{g}\begin{cases} 1{,}24\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\,S \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\,S \end{cases}$$

IV.4.4.a Coefficient d'accélération A

Tableau IV.3: Coefficient d'accélération de zone A.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.40	0.30	0.25	0.18

IV.4.4.b Facteur de correction d'amortissement η

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 0.7$ **«RPA99Version 2003 Tableau 4.2»**

Avec remplissage dense : $\eta = 0.882$

IV.5.4.c Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité est égal à l'unité additionné à la somme de six pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q.

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

$$Q_y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

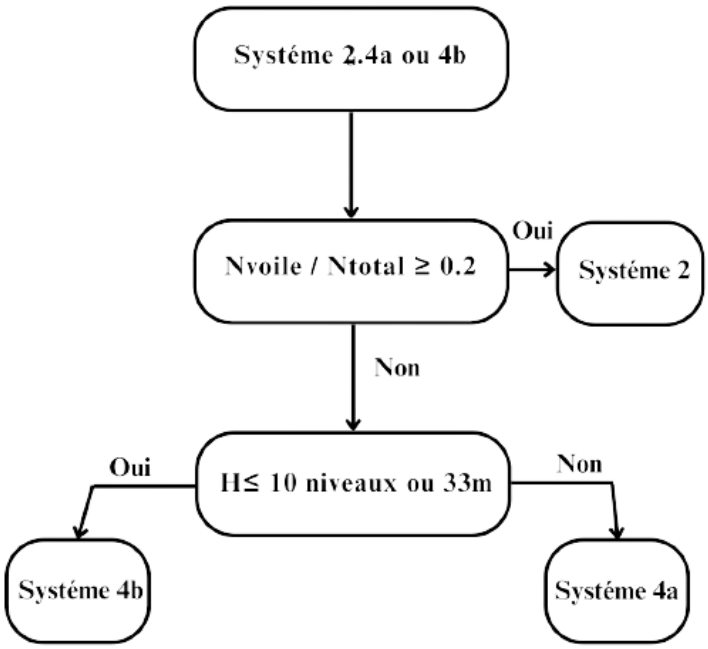
IV.4.5 Justification du coefficient de comportement

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).



Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile

« Guide d'utilisation a l'usage des ingénieurs CTC-centre ».

$$\frac{\sum N_{Voile}}{\sum N_{Total}} = \frac{15934{,}741}{41188{,}35} = 0{,}38 \geq 0{,}2 \; Donc \; système \; 2 \; (Voile \; porteurs) R = 3{,}5$$

IV.4.6 Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), leRPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

- ❖ Analyse modal :
  - Comportement modal.
  - Participation massique (dissipation d'énergie).
- ❖ Analyse statique et dynamique :
  - Stabilité de la structure :
    - ✓ Vérification de la force sismique à la base.
    - ✓ Vérification de la stabilité au renversement.

- ✓ Vérification du déplacement en tête.
- ✓ Vérification des déplacements inter-étage.
- ✓ Vérification de l'effet P-Δ.

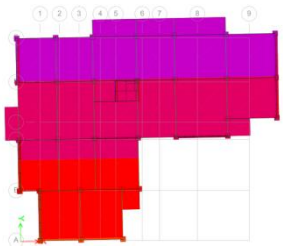
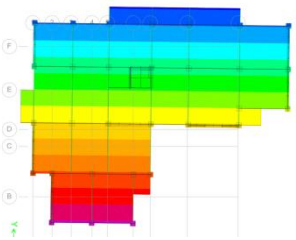
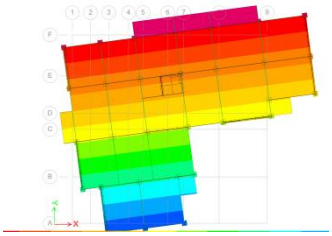
- Résistance des éléments.
  - ✓ Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
  - ✓ Vérification des contraintes normales de compression.

IV.5 Résultats des analyses dynamiques

IV.5.1 Analyse modale

IV.5.1.1 Comportement modal de la structure

Tableau IV.5: Comportement des trois premiers modes.

	Mode 1 / T_1= 0,781s	Mode 3 / T_2= 0,611 s	Mode 3 / T_3= 0,492s
	Participation massique (%)	Participation massique(%)	Participation massique(%)
suivant (X)	69	00	1
suivant (Y)	00	66	00
suivant (Z)	1	0	65
comportement			
	Translation suivant (X)	Translation suivant (Y)	Rotation autour de (Z)

IV.5.1.2 Participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après « RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a ».

Tableau IV.6: Participation massique.

Mode	Période(sec)	Cumulé des masses modales effectives (%)		
		suivant (X)	suivant (Y)	Autour de (Z)
10	0,101	92,71	86,2	86,47
11	0,068	92,71	92,54	87
13	0,052	95,93	93,12	93,47

- **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 13ème mode

- Le nombre des modes retenus : **13modes.**
- Le temps des modes retenus : **4,45sec.**

IV.5.2 Analyse statique et dynamique

IV.5.2.1 Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base 'Ed' obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{Ed}{V} \geq 80\%$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3»:

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \ , V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

D=	2.5η	$pour: 0 \leq T \leq T2$
	$2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$	$Pour: T_2 \leq T \leq 3\ Sec$
	$2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}$	$pour: T \geq 3sec$

T2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒$T2$ = 0.5 sec.η: Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_X = \frac{0{,}009 \times 35{,}53}{\sqrt{22{,}60}} = 0{,}673 \; ; T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_Y = \frac{0{,}09 \times 35{,}53}{\sqrt{17{,}751}} = 0{,}728$$

⇒ Dx = 1,809 ; Dy =1,717

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5.

Q : Facteur de qualité. Qx = Qy = 1,05.

W : Poids total de la structure.

W=$\sum_{i=1}^{n} Wi$; $W_i = W_{Gi} + \beta W_i$avec β = 0,2 « **RPA99v2003 Tableau 4.5 ».**

Tableau IV.7: Les valeurs de la force sismique.

A	Dx	Dy	Qx	Qy	R	W (KN)
0,25	1,809	1,717	1,05	1,05	3,5	37173,6286

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « ETABS V21.0.0 » $\frac{ED}{V}$. Vtx = 5044,15KN, Vty = 4786,67KN.

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed (KN)	V (KN)	$\frac{\text{Ed}}{V}$	$\frac{\text{Ed}}{V} \geq 0{,}8$
Sens X	2744,879	5044,15	0,544	Condition non vérifiée
Sens Y	3186,989	4786,67	0,666	Condition non vérifiée

Pour les deux directions (X,Y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0{,}8 \times V}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$$\frac{V_X}{E_{dX}} \times 0{,}8 = 1{,}470 \; , \quad \frac{V_Y}{E_{dY}} \times 0{,}8 = 1{,}202$$

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed (KN)	V (KN)	$\frac{\text{Ed}}{V}$	$\frac{\text{Ed}}{V} \geq 0{,}8$
Sens X	4035,583	5044,15	0,800	Condition vérifiée
Sens Y	3828,349	4786,67	0,800	Condition vérifiée

IV.5.2.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{Ms}{M_R} \geq 1.5$$

Le moment de renversement égale à :

$$M_{RX} = \sum_{i=1}^{n} F_{iX} \times h_i \quad , \qquad M_{RY} = \sum_{i=1}^{n} F_{iY} \times h_i$$

Avec :

Fix, Fiy : Les forces distribuées à chaque niveau suivant X et Y.

$$F_{iX} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} E_{dX} \, , \quad F_{iY} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} E_{dY}$$

hi: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{SX} = W_i X_G \quad , \quad M_{SX} = W_i Y_G$$

Avec :

X_G , Y_G : Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

Wi : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.10: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
MR = Σ Mri = Σ hi.Fi		MS = Σ Msi = Σ XGi.Wi	
Mrx (KN.m)	97761,4535	Mry (kN.m)	94609,3537
Msx (KN.m)	409718,2743	Msy (kN.m)	-416134,304
Msx / Mrx	4,19	Msy / Mry	4,40
$\frac{\text{Msx}}{\text{Mrx}} \leq 1.50$	Condition Vérifiée	$\frac{\text{Msy}}{\text{Mry}} \leq 1.50$	Condition vérifiée

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.5.2.3 Vérification du déplacement en tête

Déplacement réel = R×Déplacement théorique (R× δ).

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5.

δ = déplacement théorique.

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.11: Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ (cm)	R	$R \times \delta$	H (m)	$\frac{H}{250}$	$R \times \delta \leq \frac{H}{250}$
X	3,0998	3,5	10,85	35,53	14,212	Condition vérifiée
Y	1,8924	3,5	6,62		14,212	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.5.2.4 Vérification des déplacements inter-étages

On doit vérifier les conditions suivantes : Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

δ_K=R.δ_{eK}

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$ (inter-étage) est égal à :

$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{ADM}.

$\Delta_{ADM} = 0.01 h_i$

he : La hauteur d'étage.

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	Niveau (m)	he (m)	δ_x (cm)	R. δ_x (cm)	Δ_x (cm)	Δ_{ADM} (cm)	vérif. $\Delta_K \leq \Delta_{ADM}$
Niv 11	35,53	3.23	3,099	10,85	1,03	3.23	Condition vérifiée
Niv 10	32,30	3.23	2,805	9,82	1,07	3.23	Condition vérifiée
Niv 9	29,07	3.23	2,499	8,75	1,13	3.23	Condition vérifiée
Niv 8	25,85	3.23	2,176	7,62	1,18	3.23	Condition vérifiée
Niv 7	22,61	3.23	1,840	6,44	1,20	3.23	Condition vérifiée
Niv 6	19,38	3.23	1,496	5,24	1,18	3.23	Condition vérifiée
Niv 5	16,15	3.23	1,158	4,05	1,14	3.23	Condition vérifiée
Niv 4	12,92	3.23	0,833	2,92	1,04	3.23	Condition vérifiée
Niv 3	9,69	3,23	0,536	1,88	0,88	3,23	Condition vérifiée
Niv 2	6,46	3.23	0,285	1,00	0,67	3.23	Condition vérifiée
Niv 1	3,23	3,23	0,095	0,33	0,33	3,23	Condition vérifiée
(BASE)	0.00		0	0.00			

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	Niveau (m)	he (m)	δ_y (cm)	R. δ_y (cm)	Δ_y (cm)	Δ_{ADM} (cm)	vérif. $\Delta_K \leq \Delta_{ADM}$
Niv 11	35,53	3.23	1,8924	6,62	0,72	3.23	Condition vérifiée
Niv 10	32,30	3.23	1,686	5,90	0,74	3.23	Condition vérifiée
Niv 9	29,07	3.23	1,474	5,16	0,75	3.23	Condition vérifiée
Niv 8	25,85	3.23	1,26	4,41	0,75	3.23	Condition vérifiée
Niv 7	22,61	3.23	1,044	3,66	0,74	3.23	Condition vérifiée
Niv 6	19,38	3.23	0,832	2,91	0,71	3.23	Condition vérifiée
Niv 5	16,15	3.23	0,630	2,21	0,66	3.23	Condition vérifiée
Niv 4	12,92	3.23	0,443	1,55	0,58	3.23	Condition vérifiée
Niv 3	9,69	3,23	0,278	0,97	0,47	3,23	Condition vérifiée
Niv 2	6,46	3.23	0,144	0,50	0,34	3.23	Condition vérifiée
Niv 1	3,23	3,23	0,046	0,16	0,16	3,23	Condition vérifiée
(BASE)	0.00		0	0.00			

- **Commentaire**

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.6.5.5 Vérification du cisaillement des éléments

IV.5.2.5.1 Vérification du cisaillement des poutres

$\tau \leq \bar{\tau}$, $\tau = \frac{v_u}{b_0 \times d}$

$\bar{\tau}$=Min [0.2*f_{c28}/γ_b ; 5Mpa] $fissurationpeunuisible.$

$\bar{\tau}$=Min [0.15*f_{c28}/γ_b ; 4Mpa] $fissurationpréjudiciabl.$

Tableau IV.14: Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Type de Fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30× 40	260,8	G+Q+Edy	Fissuration peunuisible	1,52	3,36	Condition vérifiée
Poutre secondaire	30 ×35	108,34	G+Q+Edx	Fissuration peunuisible	2,86	3,36	Condition vérifiée
Poutre palière	30 ×35	33,55	G+Q+Edy	Fissuration peunuisible	1,14	3,36	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.2.5.1 Vérification du cisaillement des poteaux

D'appris « RPA99v2003 Article 3.4.b » On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times f_{C28} \quad ; \quad \rho = \begin{cases} 0.075 \; Si \; \gamma \geq 5 \\ 0.040 \; Si \; \gamma < 5 \end{cases} \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times h}{i}$$

Tableau IV.15: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Section (cm^2)	L(m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 60x60	3,23	136,385	G+Q+Edx	0,395	1,875	Condition vérifiée
Poteau 55×55	3,23	112,009	G+Q+Edx	0,388	1,875	Condition vérifiée
Poteau 50×50	3,23	95,344	G+Q+Edx	0,401	1,875	Condition vérifiée
Poteau45×45	3,23	78,015	G+Q+Edx	0,408	1,875	Condition vérifiée

Tableau IV.16: Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

Section (cm^2)	L(m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 60x60	3,23	138,467	G+Q+Edx	0,401	1,875	Condition vérifiée
Poteau 55× 55	3,23	129,729	G+Q+Edx	0,449	1,875	Condition vérifiée
Poteau 50× 50	3,23	93,754	G+Q+Edx	0,395	1,875	Condition vérifiée
Poteau 45× 45	3,23	47,373	G+Q+Edx	0,248	1,875	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.2.5.3 Vérification du cisaillement des voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{1.4|vu|}{b.d}$$

Avec : Vu: L'effort tranchant ; b : l'épaisseur de voile ; d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau}$ = 0,2. fc28

Tableau IV.17: Vérification du cisaillement des voiles.

	Voile	b (cm)	L (cm)	V_u (KN)	V (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
suivant X	Voile 1	20	380	1313,824	1839,355	2,70	5	Condition vérifiée
	Voile 2	20	460	1413,662	1979,128	2,40	5	Condition vérifiée
	Voile 3	20	180	538,036	753,251	2,32	5	Condition vérifiée
suivant Y	Voile 1	20	435	695,937	974,312	1,24	5	Condition vérifiée
	Voile 2	20	445	750,261	1050,366	1,31	5	Condition vérifiée
	Voile 3	20	350	686,727	961,418	1,53	5	Condition vérifiée
	Voile 4	20	195	179,070	250,698	0,714	5	Condition vérifiée
	Voile 5	20	195	204,214	285,900	0,814	5	Condition vérifiée
	Voile 6	20	383	767,728	1074,819	1,56	5	Condition vérifiée
	Voile 7	20	383	773,070	1082,299	1,57	5	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.2.6 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteaux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C f_{C28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit.

B_C: Section brute du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux à la base ne sont pas satisfaites et d'après l'analyse dynamique faite à la vérification d'effort normale réduit on a décidé à l'augmentation des sections des poteaux de la structure est procédé aux vérifications proprement dite.

Les section des poteaux sont comme suit :

- ✓ (60x60) cm^2 pour le (R.D.C ,$1^{ére}$ et $2^{ème}$ étage)
- ✓ (55x55) cm^2 pour le ($3^{ème}$, $4^{ème}$ et $5^{ème}$) étage
- ✓ (50x50) cm^2 pour le ($6^{ème}$, $7^{ème}$ et $8^{ème}$) étage
- ✓ (45x45) cm^2 pour le ($9^{ème}$ et $10^{ème}$) étage

Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Section	b (cm)	h (cm)	Bc (cm2)	Combinaison	Nd (kN)	ν	[ν]	vérif.
Poteau 60X60	60	60	3600	G+Q+Edx	2540,501	0,282	0,3	Condition vérifiée
Poteau 60X60	60	60	3600	G+Q+Edy	2556,463	0,284	0,3	Condition vérifiée

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.5.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Et la valeur de 'Vk' est calculée par la formule suivante :

$$V_K = \frac{P_K h_i}{\sum P_K h_i} E_d$$

P_K: Poids du niveau "k" et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_K: Effort tranchant de l'étage au niveau "k".

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_i: Hauteur de l'étage "k".

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

h_i (m)	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Vkx (KN)	Vky (KN)	h_k cm	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
35,53	6248,80	1,03	0,72	5614,61	5330,91	323	0,004	0,003	Condition Vérifiée
32,30	4986,68	1,07	0,74	4073,26	3867,44	323	0,004	0,003	Condition Vérifiée
29,07	6648,91	1,13	0,75	4887,91	4640,93	323	0,005	0,003	Condition Vérifiée
25,85	6648,91	1,18	0,75	4344,81	4125,27	323	0,006	0,004	Condition Vérifiée
22,61	6648,91	1,20	0,74	3801,71	3609,61	323	0,006	0,004	Condition Vérifiée
19,38	8230,72	1,18	0,71	4033,85	3830,02	323	0,007	0,005	Condition Vérifiée
16,15	8230,72	1,14	0,66	3361,54	3191,68	323	0,009	0,005	Condition Vérifiée
12,92	8230,72	1,04	0,58	2689,23	2553,35	323	0,010	0,006	Condition Vérifiée
9,69	10638,25	0,88	0,47	2606,88	2475,16	323	0,011	0,006	Condition Vérifiée
6,46	10638,25	0,67	0,34	1737,92	1650,11	323	0,013	0,007	Condition Vérifiée
3,23	10638,25	0,33	0,16	868,96	825,05	323	0,013	0,007	Condition Vérifiée

- **Commentaire :**

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.6 Conclusion

A la fin de ce chapitre, à partir de l'étude dynamique de la structure on a augmenté dimensions des éléments selon l'effort normal réduit, qui sont les suivantes :

Tableau IV.20: Dimensionnement finales des éléments.

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie
Poutres Principales		30× 40	30× 40
Poutre secondaire		30× 35	30× 35
Poutre palière		30× 35	30× 35
Poteaux	8^{eme} étage ; 10^{eme} étage	30× 30	45x45
	6^{eme} ; 7^{eme} et8^{eme} étage	35× 35	50x50
	3^{eme} ; 4^{eme} et 5^{eme} étage	40× 40	55x55
	RDC ; 1^{ier} et2^{eme} étage	45× 45	60x60

Chapitre V :

Ferraillage des éléments Structurax

V. Ferraillage des éléments structuraux

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le '**CBA 93 et 'RPA99'Version 2003.**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons la différente combinaison suivante :

- Les combinaisons données par les règles du **CBA. [Art** B.6.1.2.1**] :**

  E.L.U :**1,35G+1,5Q**

  E.L.S : **G+Q**

- Les combinaisons données par les règles **RPA. [Art 5.2] :**

  E.L.A : **G+Q+1**, **2E**

  0,8G±*E*

Avec:

G: charges permanents.

Q: charges exploitation.

E: charges sismiques.

V.1 Ferraillage des poutres

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

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

Tableau V.1 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b = 1,5	γ_S = 1,15	γ_b = 1,15	γ_S = 1
$\sigma_b = 25\ Mpa$	$FeE400$	$\sigma_b = 25\ Mpa$	$FeE400$
$\overline{\sigma_b} = 14{,}2MPa$	$\overline{\sigma_S} = 348MPa$	$\overline{\sigma_b} = 18{,}48MPa$	$\overline{\sigma_S} = 400MPa$

V.1.1 Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

Tableau V.2: La section calculée et choisie d'armatures des poutres.

	b× h (cm²)	M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s_1} (cm²)	M_a (KN.m)	Combinaison	A_{s_2} (cm²)
Poutres Principales	30x40	75,6166	0,8G+Ey	4,2	-137,947	G+Q+Ey	8,1
Poutres Secondaires	30x35	143,5392	G+Q+Ex	9,5	-145,846	G+Q+Ex	9,7

Tableau V.3: La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s_1} (cm²)	A_{s_2} (cm²)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)
Poutres principales	4,2	8,1	3HA14+2chHA12=6,88	3HA14+4chHA14=10,77
Poutres secondaires	9,5	9,7	3HA14+5chHA12=10,27	3HA14+5chHA12=10,27

V.1.2 Vérification Des contraintes à l'ELS

Tableau V.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Travée).

	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Poutres principales	35,002	5,4	153,4	/	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres principales	25,424	4,4	88,8	/	15	201,63	Condition vérifiée

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui).

	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutres principales	-73,467	9,5	191,2	/	15	201,63	Condition vérifiée
Poutres principales	-43,659	7,5	152,4	/	15	201,63	Condition vérifiée

- **Section minimale**

$Amin$ =0.5% $b.\ h$ (cm²) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

$Section\ tendue$: $Atmin$ = 0.1% $b.\ h$ (cm²) « C.B.A93 Article B.6.4 »

Tableau V.6: Vérification de section d'armatures.

Elément	A_t (cm²)	A_a (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{t\ min}$ (cm²)	Vérification
Poutres principales	6,88	10,77	6	1,2	Condition vérifiée
Poutres secondaires	10,27	10,27	5,25	1,05	Condition vérifiée

V.1.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :(AnnexeB).

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20 \times M_0} \text{ (1ere condition).} \\ \dfrac{A}{b_0 \times d} \leq \dfrac{2\ h}{f_e\ L} \text{ (2eme condition).} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \text{ (3eme condition).} \end{cases}$$

Avec : M_t=K*M_0

K : est un coefficient rédacteur (0,75≤ $K \leq$ 0,85), on prend K=0,75.

Tableau V.7: Vérification de flèche des poutres.

	1ier condition		2eme condition		3eme condition	
Poutres principales	0,076	0,623	0,076	0,074	0,006	0,0105
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
Poutres secondaires	0,095	0,623	0,095	0,074	0,0108	0,0105
	Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition non vérifiée	

V.1.4 Évaluation détaillée de la flèche

Tableau V.8: Vérifications détaillée de la flèche des poutres.

$Mser$ $(KN.m)$	A (cm^2)	$y\ (cm)$	ρ (%)	β_1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
25,4236	10,27	19,42	0,011	0,858	23,4	-0,190	1,99	1,17
$I\ (cm^4)$	$I_{fi}\ cm^4$	$I_{fv}\ cm^4$	$L\ (m)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}$
137414,079	243563,38	178198,94	3,65	0,32426	1,32962	1,00536	7,3	**CV**

V.1.5 Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $FeE400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003 : $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003Xb} \\ S_t \leq min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right] Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$

Selon le CBA93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 X S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3ft28\ K)}{0{,}9fe(\mathrm{Cos}\,\alpha + Sin\alpha} \\ S_t \leq [0{,}9d, 40cm] \\ \frac{A_t X fe}{bXS_t} \geq 0{,}4MPa \end{cases}$

Tableau V.9: La section d'armatures transversales.

Elément	V_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		A_t choisie (cm²)
			S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
Poutres principales	111,573	0,99	10	15	4Ø8=2,01
Poutres secondaires	143,385	1,47	8	15	4Ø8=2,01

V.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillement.

	b× h (cm²)	V_{max} (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u = \frac{\tau_u}{b_0 . d} \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	111,375	1,35G+1,5Q	0,99	3,33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	30x35	143,385	G+Q+Edy	1,47	3,33	Condition vérifiée

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

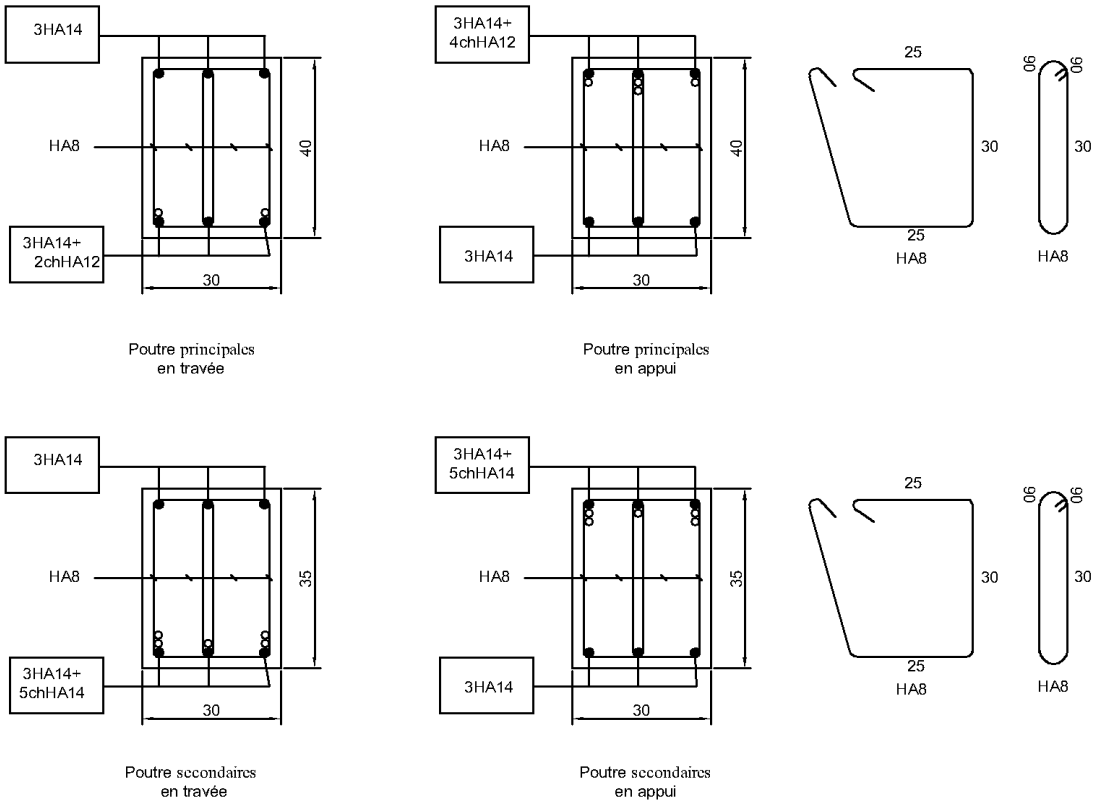


Figure V.1: Ferraillage des poutres.

V.2 Ferraillages des poteaux

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal. Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

Tableau V.11 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b = 1,5	γ_S = 1,15	γ_b = 1,15	γ_S = 1
$\sigma_b = 25\ Mpa$	$FeE400$	$\sigma_b = 25\ Mpa$	$FeE400$
$\overline{\sigma_b} = 14{,}2MPa$	$\overline{\sigma_S} = 348MPa$	$\overline{\sigma_b} = 18{,}48MPa$	$\overline{\sigma_S} = 400MPa$

V.2.1 Recommandations des règlements

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.1) :**

- Les armateurs longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \qquad Zone\ courante.$$

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \qquad Zone\ de\ recouvrement.$$

- 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'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right]$$

h_e: la hauteur d'étage.

✓ **Selon le CBA93** :

$$A = min\begin{cases} 4cm^2\ pour\ 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}.$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

V.2.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

- $Nmax\ et\ Mx\ correspendant\ et\ My\ correspendant.$
- $Nmin\ et\ Mx\ correspendent\ et\ My\ correspendant.$
- $Mx\ max\ et\ My\ correspendant\ et\ Ncorrespendent.$
- $My\ max\ et\ Mx\ correspendant\ et\ Ncorrespendent.$

Tableau V.12: La section d'armatures des poteaux.

Section (cm²)	Sollicitations						A calculé (cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)	A_t choisie (cm²)
60x60	N max	2204,20	M_X corr	-114,11	M_y corr	5,50	18	32,4	4HA16 +16HA14 = 32,67
	N min	-408,88	M_X corr	14,710	M_y corr	86,18			
	M_X max	151,73	M_Y Corr	33,32	N corr	212,98			
55x55	N max	1293,17	M_X corr	-108,02	M_y corr	5,987	11,8	27,22	20HA14 =30,79
	N min	-95,762	M_X corr	77,72	M_y corr	77,72			
	M_X max	166,025	M_X corr	42,01	N corr	200,52			
50x50	N_m ax	1009,57	M_X corr	-90,78	M_y corr	5,44	20	22,5	16HA14 =24,63
	N min	32,761	M_X corr	19,60	M_y corr	61,36			
	M_X max	135,13	M_X corr	34,82	N corr	-194,30			
45x45	N max	382 ,45	M_X corr	-18,80	M_y corr	14,33	8	18,22	12HA14 =18,47
	N min	39,77	M_X corr	1,36	M_y corr	21,22			
	M_X max	99,23	M_Y corr	27,10	N corr	120,03			

V.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.13: Vérification des contraintes à L'ELS.

Section (cm²)	Sollicitations						Contraintes		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
							σ_b MPa	σ_s MPa	
60x60	N max	1456,03	M_X corr	-0,34	M_y corr	3,11	2,8	41,3	Condition vérifiée
	N Min	695,10	M_X corr	-1,40	M_y corr	12,13	1,5	22,1	
	M_y max	25,38	Mx Corr	6,32	N corr	1444,69	3,2	46,6	
55x55	N max	1002,06	M_X corr	5,75	M_y corr	-0,716	2,2	33,2	Condition vérifiée
	N Min	493,01	M_X corr	13,06	M_y corr	-2,24	1,3	18,2	
	M_y max	23,53	M_X corr	0,63	N corr	991,45	2,6	30,8	
50x50	N max	610,546	M_X corr	7,95	M_y corr	-6,94	2,4	34,9	Condition vérifiée
	N Min	296,87	M_X corr	-2,24	M_y corr	12,95	1,5	20,4	
	M_y max	25,01	M_X Corr	2,33	N corr	346,47	2,1	28,5	
45x45	N_{max}	279,895	M_X corr	13,70	M_y corr	10,42	2,2	29,9	Condition vérifiée
	N Min	107,822	M_X corr	-2,44	M_y corr	10,14	1,1	11,4	
	M_y max	25,676	M_X Corr	1,40	N Corr	142,15	2,4	20,9	

V.2.4 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA99V2003 Article7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu : Effort tranchant.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par efforttranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$; $\lambda = \frac{L_f}{i}$

t: est l'espacement des armatures transversales.

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si : \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\% \; si : 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\% \; si : \lambda \leq 5$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc : $\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$.

Tableau V.14: La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm²)	Zone	t (cm)	$A_t$ch (cm²)
RDC , 1ier et 2eme	60x60	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
3eme ,4eme et 5eme	55x55	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
6eme ,7eme et 8eme	50x50	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01
9eme et 10eme	45x45	Nodale	10	4Ø8=2,01
		Courante	15	4Ø8=2,01

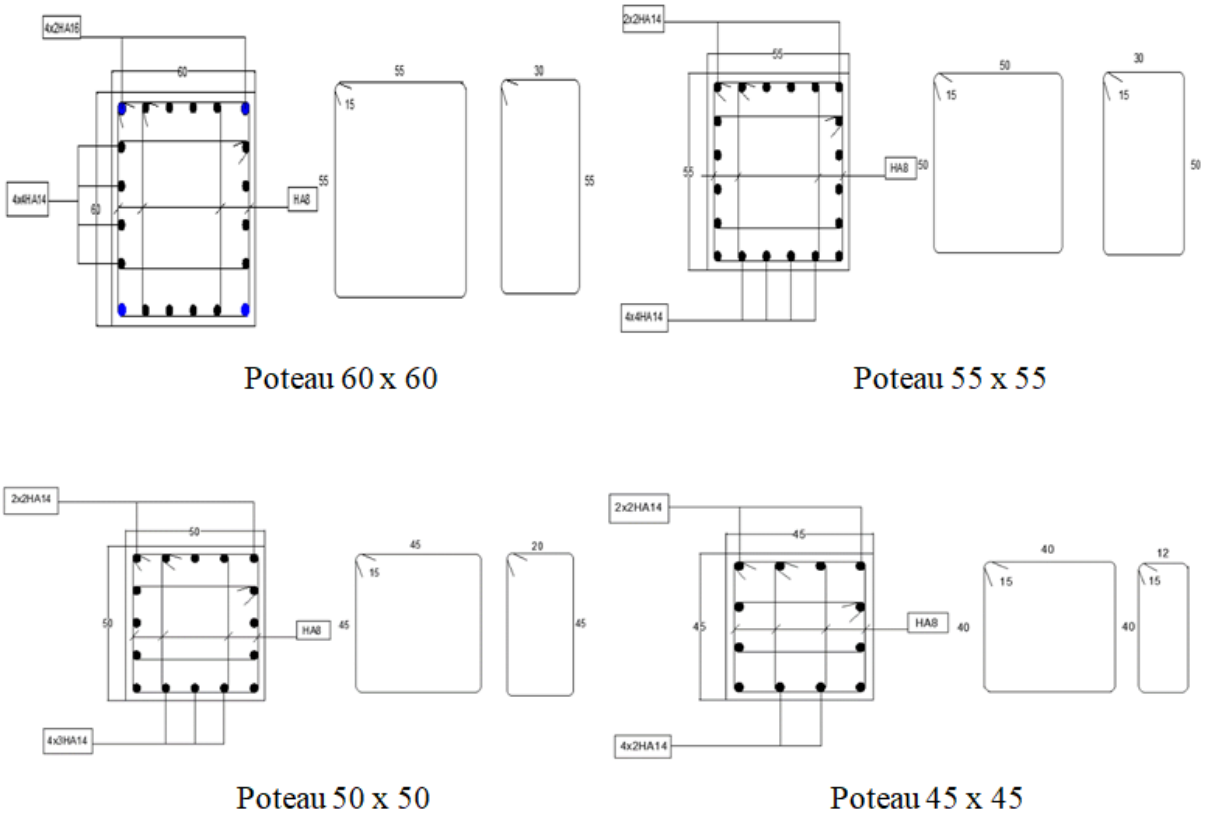


Figure V.2: Ferraillage des poteaux.

V.3 Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

V.3.1 Ferraillage des trumeaux

V.3.1.1 Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillages.

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt Bt: La section horizontale tendue de voile.

Av = 0,15%B B: La section globale de voile.

Av = 0,1%Bc Bc: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_y}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow A_V \geq 0{,}1\% Bt$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant:

Tableau V. 15: La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L(cm)	A (cm)	L/10 (cm)	N(KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)
V_1	475	20	47,50	2481,440	9851,282	S.P.C	9,5
V_6	195	20	19,50	420,301	615,233	S.PC	3,90
V_7	255	20	25,50	1851,996	1061,196	S.P.C	5,1
V_{10}	440	20	44,00	3350,962	7067,648	S.P.C	8,8
V10	475	20	47,50	3646,547	4905,279	S.P.C	9,5
V_C	470	20	47,00	1313,784	17093,70	S.P.C	9,4
V_E	240	20	24,00	16,303	1367,882	S.P.C	4,8

S.P.C : Section partiellement comprimée ⇒ $A'_{calcul} = 0{,}00$

Tableau V.16: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	A courante choisie (cm^2)	St (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_1	9,5	0,00	2x (5HA12) =11,31	10	2x (18HA12) = 40,72	20	63,34
V_6	3,90	0,00	2x (3HA12) =6,78	10	2x (10HA12) =22,62	20	29,4
V_7	5,1	0,00	2x (3HA12) =6,78	10	2x (12HA12) =27,14	20	33,92
V_{10}	8,8	0,00	2x (4HA12) =9,04	10	2x (16HA12) = 36,20	20	54,28
V10	9,5	0,00	2x (5HA12) =11,31	10	2x (18HA12) = 40,72	20	63,34
V_C	9,4	0,00	2x (5HA12) =11,31	10	2x (18HA12) = 40,72	20	63,34
V_E	4,8	0,00	2x (3HA12) =6,78	10	2x (10HA12) =22,62	20	29,4

V.3.1.2 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V.17: Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
V_1	3266,4067	150,5233	3	15	44,8	201,63	Condition vérifiée
V_6	1062,4736	13,3441	2,3	15	34,3	201,63	Condition vérifiée
V_7	1981,0793	-6,7558	3,3	15	48,9	201,63	Condition vérifiée
V_{10}	2096,4029	118,7314	2,1	15	31,9	201,63	Condition vérifiée
V10	1839,3374	38,7448	1,6	15	24,7	201,63	Condition vérifiée
V_C	3673,462	-291,7868	3,5	15	52,5	201,63	Condition vérifiée
V_E	976,7587	31,4683	2,4	15	35,2	201,63	Condition vérifiée

V.3.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'E.L.U ou L'E.L.A

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}; V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 18: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_1	415	20	795,923	1,491	5	Condition vérifiée
V_6	195	20	182,356	0,727	5	Condition vérifiée
V_7	195	20	194,760	0,776	5	Condition vérifiée
V_{10}	380	20	696,685	1,425	5	Condition vérifiée
V10	415	20	783,870	1,470	5	Condition vérifiée
V_C	410	20	1430,814	2,714	5	Condition vérifiée
V_E	180	20	557,0236	1,720	5	Condition vérifiée

V.3.1.4 Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile. Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b.

$$Ah = Max\left[\frac{2}{3} \times A_{VCh}; 0{,}15\% \times a \times h_e\right]$$

Le calcul d'At et d'espacement se fait selon l'annexe E.

Tableau V.19. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_1	63,34	42,226	13,5	2x (25HA12)=56,4
V_6	29,4	19,6	13,5	2x (25HA12)=56,4
V_7	33,92	22,613	13,5	2x (25HA12)=56,4
V_{10}	54,28	36,186	13,5	2x (25HA12)=56,4
V10	63,34	42,226	13,5	2x (25HA12)=56,4
V_C	63,34	42,226	13,5	2x (25HA12)=56,4
V_E	29,4	19,6	13,5	2x (25HA12)=56,4

V.3.1.5 Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_l$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, ϕ_v.

3, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA2003v99 Article 7.7.4.3 ».

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à 40.∅max en zone III.

V.3.5 Ferraillage des voiles avec ouverture

V.3.5.1 Trumeaux

V.3.5.1.a Armatures verticales

Tableau V.20: La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L(cm)	A (cm)	L/10 (cm)	N(KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)
VY_1	210	20	21,00	2753,124	534,104	S.P.C	4,20
VY_1'	194	20	19,40	513,379	549,141	S.PC	3,88
VY_2	202	20	20,02	1420,708	483,212	S.P.C	4,04
VY_2'	212	20	21,20	1655,140	696,642	S.P.C	4,42
Vx2	220	20	22,00	3953,747	1000,541	S.P.C	4,40
Vx2'	210	20	21,00	4236,089	1149,657	S.P.C	4,20

S.P.C : Section partiellement comprimée ⇒ $A'_{Calcul} = 0{,}00$

Tableau V.21: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	A'calculé (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	A courante choisie (cm^2)	St (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
VY_1	4,20	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (10HA12) =22,62	16	29,40
VY_1'	3,88	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (9HA12) = 20,36	16	27,14
VY_2	4,04	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (10HA12) =20,36	16	27,14
VY_2'	4,42	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (10HA12) =22,62	16	29,40
Vx2	4,40	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (12HA12) = 27,14	16	33,92
Vx2'	4,20	0,00	2x (3HA12) =6,78	8	2x (10HA12) =22,62	16	29,40

V.3.5.1.b Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau V.22: Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
VY_1	980,026	-58,125	2,2	15	32,5	201,63	Condition vérifiée
VY_1'	1206,117	83,243	3	15	44,6	201,63	Condition vérifiée
VY_2	1149,923	-72,462	2,7	15	40,5	201,63	Condition vérifiée
VY_2'	1436,143	135,905	3,3	15	50,4	201,63	Condition vérifiée
Vx2	1149,548	92,779	2,5	15	36,9	201,63	Condition vérifiée
Vx2'	942,936	65,797	2,2	15	32,6	201,63	Condition vérifiée

V.3.5.1.c Calcul des armatures horizontales

Tableau V.23 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
VY_1	29,40	19,60	13,5	2x (25HA12)=56,4
VY_1'	27,14	18,09	13,5	2x (25HA12)=56,4
VY_2	27,14	18,09	13,5	2x (25HA12)=56,4
VY_2'	29,40	19,60	13,5	2x (25HA12)=56,4
Vx2	33,92	22,61	13,5	2x (25HA12)=56,4
Vx2'	29,40	19,60	13,5	2x (25HA12)=56,4

V.3.5.2 Linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b \times d}$ avec: V = 1.4Vu calculé

$\bar{\tau} = 0{,}2\ f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

- **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]**

V.3.5.2.a Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec Z = h – 2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

V. 3.5.2.b Aciers transversaux

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{1}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots linteau\ longe \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots linteau\ court \end{cases}$$

a. Linteau long λ>1

On a : St ≤ $At\ fe\ \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

At: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'.

b. Linteau court λ< 1 On doit avoir

$$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

T = min (V1 ; V2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_2$

M_{ci}, M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit:

Mc =Al x fe x Z avec : Z = h – 2 d'

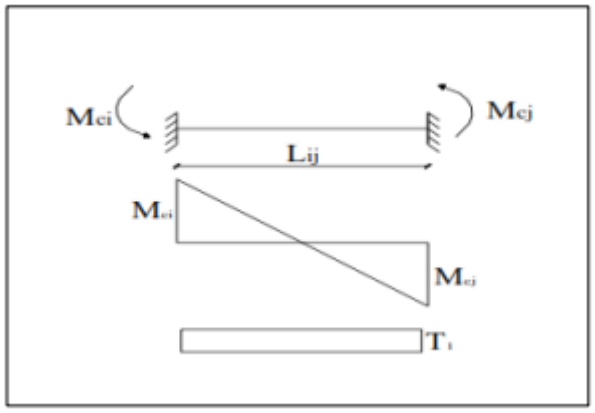


Figure V.3 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

- **Deuxième cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha \times f_e}$ avec : $tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$

V=Vu (sans majoration).

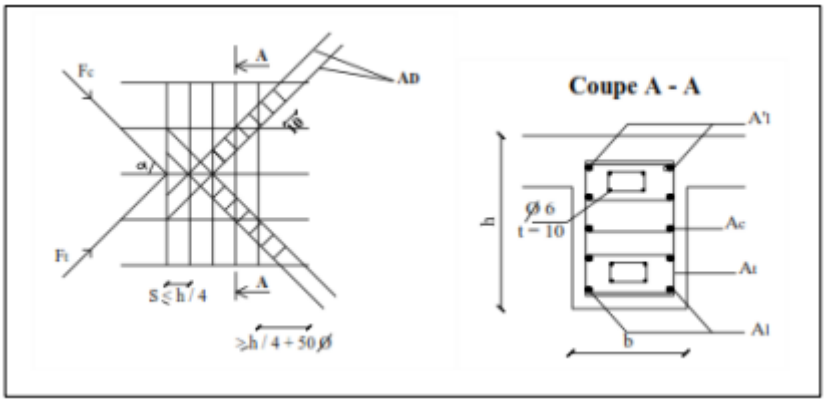


Figure V.4 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : [Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$A_l \geq 0{,}15\%\ b \times h$

$A_c \geq 0{,}20\%\ b \times h$

$$A_D = \begin{cases} 0 & si\ \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ 0{,}15\%\ b \times h & si\ \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$$

$$A_t \geq \begin{cases} 0{,}15\%\ b \times s & si\ \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ 0{,}25\%\ b \times s & si\ \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$$

V.3.5.2.d Ferraillage des linteaux

Tableau V.24: La section calculée d'armatures verticales des linteaux.

Voile	A (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	M (KN. m)	τ_b (MPa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
Vy1''	20	163	120	508,958	360,018	2,43	Traction/compression
Vy2''	20	163	120	532,304	396,492	2,54	Traction/compression
Vx2''	20	163	120	974,942	733,332	4,65	Traction/compression

Tableau V.25 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.

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
Vy1''	4,89	0,75	6,52	7,988	2x (3HA12) =6,78	2HA10=1,75	2x (6HA10) =9,42	2 x (4HA12) =9,04
Vy2''	4,89	0,75	6,52	8,355	2x (3HA12) =6,78	2HA10=1,75	2x (6HA10) =9,42	2 x (4HA12) =9,04
Vx2''	4,89	0,75	6,52	15,30	2x (3HA12) =6,78	2HA10=1,75	2x (6HA10) =9,42	2x (7HA12) =15,84

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du Niveau de base (contact avec le sol), auquel 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.

VI.1 Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W % = 10,72 %).
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ =23°).
- Le PH est proche de la neutralité. (7,72).
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen. (28 %).

VI.2 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bars.

La profondeur d'ancrage de1, 5m par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la Stabilité de la structure.

VI.3 Les efforts normaux à base de la structure

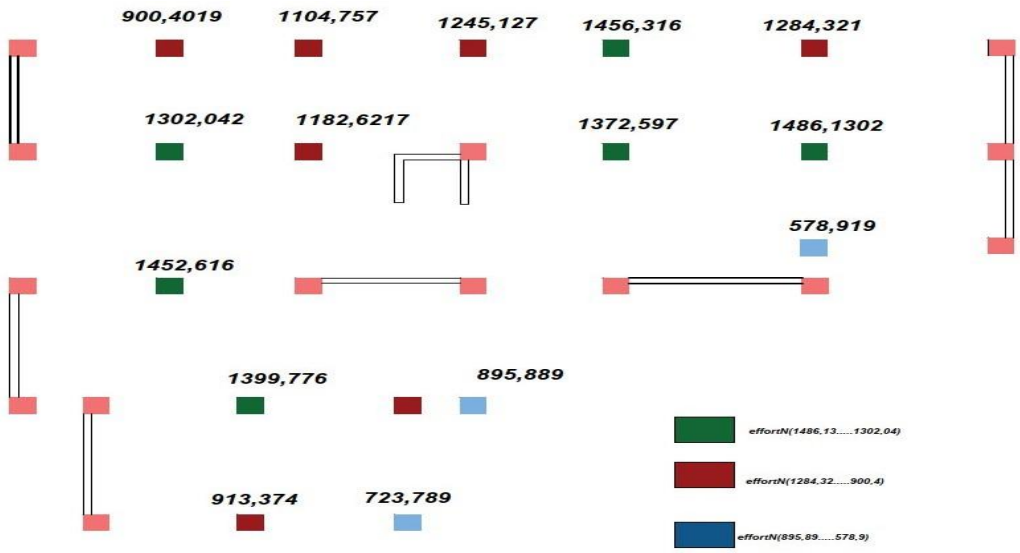


Figure VI.1: Les efforts normaux à base de la structure

VI.4 Calcul des semelles isolées

VI .4.1 Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation

D'équilibre Statique :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}.$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = \frac{N}{(A \times B)} \left(\frac{1 + (3 \times e_{0b})}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale alla contrainte admissible du Sol $\bar{\sigma}_{Sol}$.

$$\sigma_m < \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \frac{N}{(A \times B)} \left(\frac{1 + (3 \times e_{0b})}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{Sol}$$

Si on remplace A par :

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B \Rightarrow \frac{N}{(A \times B)} \left(\frac{1 + (3 \times e_{0b})}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{Sol}$$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right) \bar{\sigma}_{Sol}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$[(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{Sol}]\ A^3 - N\ \times A - (3 \times e_{0b}\ \times N)\ \geq 0$

- Diagramme trapézoïdale :

$[(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{Sol}]\ B^3 - [N]\ \times B - (3 \times e_{0b}\ \times N)\ \geq 0$ (même pour A).

- Diagramme triangulaire

$[1{,}995(\frac{a}{b})\ \bar{\sigma}_{Sol}]\ B^3 - [3{,}99 \times \frac{a}{b} \times\ e_{0b} \times \bar{\sigma}_{Sol}]\ B - [2N]\ \geq 0$ (même pour A).

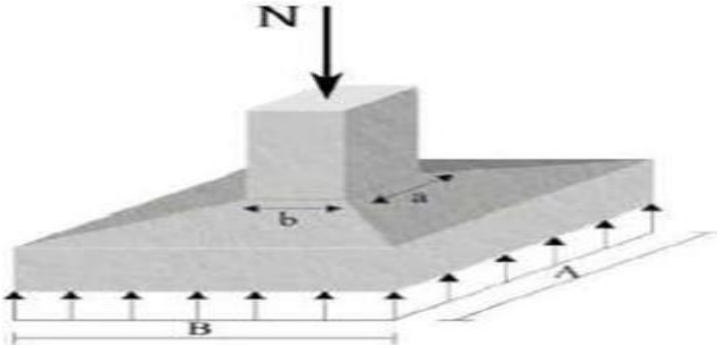


Figure VI.2: Semelle isolée.

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X(KN.m)	My(KN.m)	Diagramme
S_1	60	60	1486,13	-1,83	0,49	Trapézoïdale
S_2	60	60	1284,32	6,14	0,66	Trapézoïdale
S_3	60	60	895,88	-2,20	0,70	Trapézoïdale
Section	$A_{calcule}$ (cm^2)	$B_{calcule}$(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$B_{choisie}$ (cm^2)	$h_{calcule}$ (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S_1	2,73	2,73	2,80	2,80	58	60
S_2	2,53	2,53	2,6	2 ,6	53	55
S_3	2,12	2,12	2,2	2,2	43	45

VI.4.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

IL doit vérifier : $l \geq \frac{1,5}{2}(A + \acute{A})$

La Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement).

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

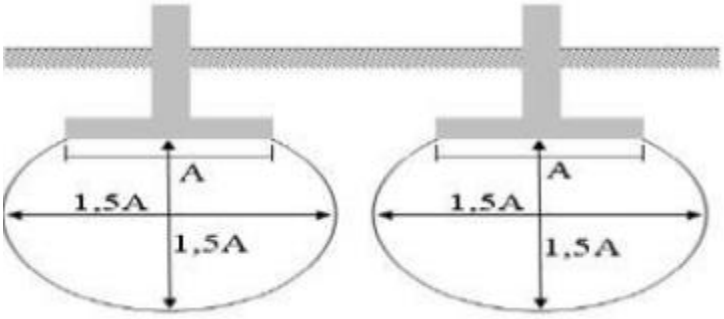


Figure VI.3: Les bulbes de pression sous la semelle.

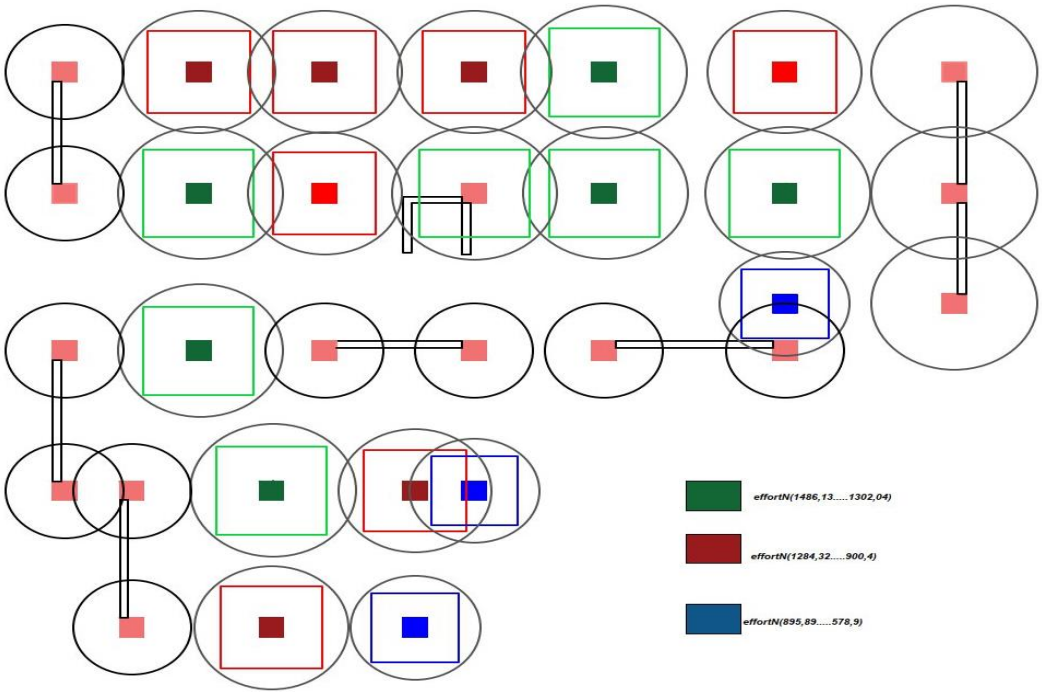


Figure VI.4: Les bulbes de pression sous la semelle.

VI.5 Calcule des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

On a deux cas des semelles filantes :

1. Semelle filante sous un voile.
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.



Figure VI.5: Semelle filantes sous voiles.

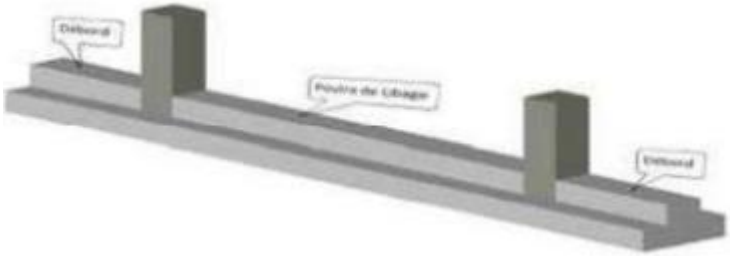


Figure VI.6: Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.5.1 Semelle filante sous plusieurs poteaux

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS.

Semelle		N_{max} (KN)	M (KN.m)	A (m)	a (m)	b (m)	e_0 (mm)	Distribution	H (cm)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	$\bar{\sigma}$ (MPa)
X	S_{p1}	1456,316	25,23	4,55	0,60	0,60	17,32	Trapézoïdale	36,0	1,9	40	0,09
	S_{p2}	1302,0421	5,83	3,90	0,60	0,60	4,132	Trapézoïdale	31,0	1,7	35	0,16
	S_{p3}	1486,1302	1,83	5,05	0,60	0,60	1,232	Trapézoïdale	33,5	1,8	35	0,19
	S_{p4}	1020,5687	1,66	5,05	0,60	0,60	1,62	Trapézoïdale	18,5	1,2	20	0,14
	S_{p5}	1929,2508	3,88	4,50	0,60	0,60	2,012	Trapézoïdale	51,0	2,5	55	0,18
	S_{p6}	1882,8863	1,97	4,50	0,60	0,60	1,048	Trapézoïdale	51,0	2,5	55	0,19
	S_{p7}	1399,7776	7,51	4,20	0,60	0,60	5,372	Trapézoïdale	31,0	1,7	35	0,15
	S_{p8}	913,3746	8,96	4,20	0,60	0,60	9,81	Trapézoïdale	18,5	1,2	20	0,14
Y	S_{p1}	1302,0421	0,82	5,02	0,60	0,60	0,635	Trapézoïdale	21,5	1,3	25	0,17
	S_{p2}	1182,6217	1,63	5,02	0,60	0,60	1,379	Trapézoïdale	21,5	1,3	25	0,18
	S_{p3}	2126,6365	2,04	5,02	0,60	0,60	0,959	Trapézoïdale	41,0	2,1	45	0,17
	S_{p4}	1456,316	6,20	4,45	0,60	0,60	4,262	Trapézoïdale	31,0	1,7	35	0,18
	S_{p5}	1486,1302	0,49	4,27	0,60	0,60	0,332	Trapézoïdale	31,0	1,8	35	0,14
	S_{p6}	1399,7776	2,46	5,00	0,60	0,60	1,758	Trapézoïdale	23,5	1,4	25	0,17
	S_{p7}	959,8836	2,43	5,00	0,60	0,60	2,53	Trapézoïdale	13,5	1,0	20	0,19

VI.5.2 Semelle filante sous voile

Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes sous voile à l'ELS.

Semelle		N_{max} (KN.ml)	M (KN.m)	A (cm)	B (m)	e_0 (cm)	Distribution	H (cm)	A_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	$\bar{\sigma}$(MPA)
X	S_{V1}	453,59	15,78	20	1	3,47	Trapézoïdale	58,5	2,4	60	0,12
	S_{V2}	286,33	66,27	20	1	23,14	Trapézoïdale	53,5	2,2	60	0,17
Y	S_{V1}	311,19	100,96	20	1	32,44	Trapézoïdale	56	2,3	60	0,17
	S_{V2}	287,05	64,73	20	1	22,55	Trapézoïdale	56	2,3	60	0,18
	S_{V3}	242,91	55,52	20	1	22,85	Trapézoïdale	43,5	2,4	45	0,16
	S_{V4}	291,95	46,64	20	1	15,97	Trapézoïdale	53,5	2,2	60	0,16
	S_{V5}	260,15	33,96	20	1	13,05	Trapézoïdale	58,5	2,4	60	0,15

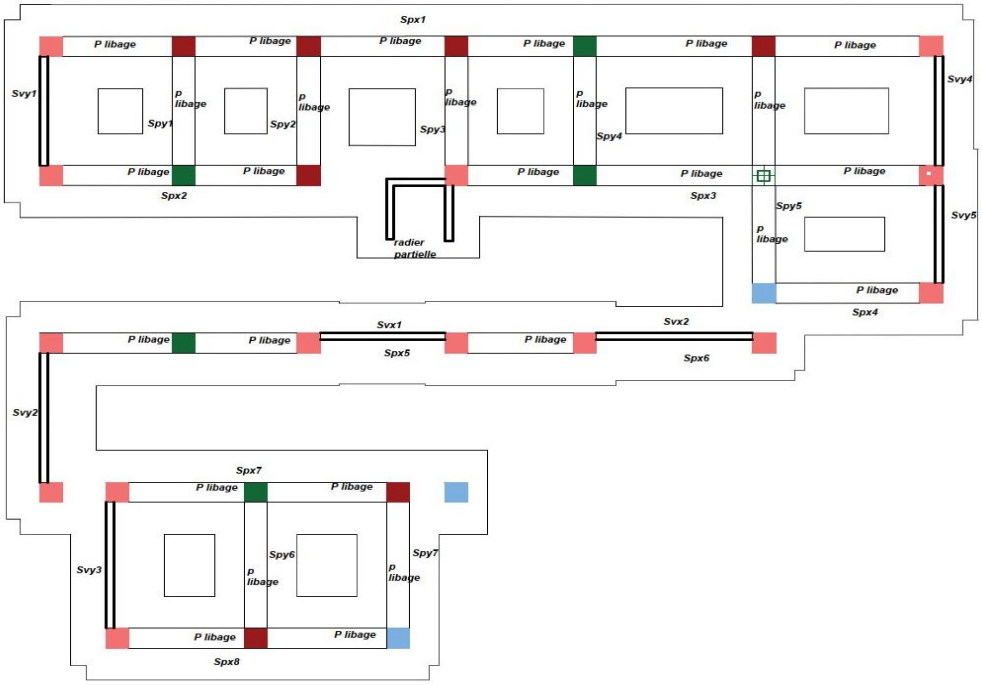


Figure VI.7: Schéma présenté les semelles filantes.

VI.5.3 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

Tableau VI.4 : Vérification de renversement des semelles filante sous plusieurs poteaux.

Semelle		N_{ser}(KN)	$M_{serCorre}$ (KN.m)	e_0(mm)	B (m)	$\frac{B}{4}$(cm)	Vérification
X	S_{p1}	1456,31	25,23	17,32	1,9	47,5	Condition vérifié
	S_{p2}	1302,04	5,83	4,13	1,7	42,5	Condition vérifié
	S_{p3}	1486,13	1,83	1,23	1,8	45	Condition vérifié
	S_{p4}	1020,56	1,66	1,62	1,2	30	Condition vérifié
	S_{p5}	1929,25	3,88	2,01	2,5	62,5	Condition vérifié
	S_{p6}	1882,88	1,97	1,04	2,5	62,5	Condition vérifié
	S_{p7}	1399,77	7,51	5,37	1,7	42,5	Condition vérifié
	S_{P8}	913,37	8,96	9,81	1,2	30	Condition vérifié
Y	S_{p1}	1302,04	0,82	0,63	1,3	32,5	Condition vérifié
	S_{p2}	1182,62	1,63	1,37	1,3	32,5	Condition vérifié
	S_{p3}	2126,63	2,04	0,95	2,1	52,5	Condition vérifié
	S_{p4}	1456,31	6,20	4,26	1,7	42,5	Condition vérifié
	S_{p5}	1486,13	0,49	0,33	1,8	45	Condition vérifié
	S_{P6}	1399,77	2,46	1,75	1,4	35	Condition vérifié
	S_{P7}	959,88	2,43	2,53	1	25	Condition vérifié

Tableau VI.5 : Vérification de renversement des semelles filante sous voile.

Semelle		N_{ser}(KN)	$M_{ser\ Corre}$(KN.m)	e_0(cm)	A (m)	$\frac{A}{4}$(cm)	Vérification
X	S_{p1}	453,59	15,78	3,47	2,4	60	Condition vérifiée
	S_{p2}	286,33	66,27	23,14	2,2	55	Condition vérifié
Y	S_{p1}	311,19	100,96	32,44	2,3	57,5	Condition vérifié
	S_{p2}	287,05	64,73	22,55	2,3	57,5	Condition vérifié
	S_{p3}	242,91	55,52	22,85	2,4	60	Condition vérifié
	S_{p4}	291,95	46,64	15,97	2,2	55	Condition vérifié
	S_{p5}	260,15	33,96	13,05	2,4	60	Condition vérifié

- **Commentaire :**

Pas de risque de renversement dans les 2Sens.

VI.5.4 Vérification de poinçonnement de semelle filante

Tableau VI. 6 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle	h (cm)	F_{limite}(KN)	F_{Ultim}(KN)	Vérification
S_{p5x}	55	1897,50	2635,8454	Condition non vérifie

- La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.5.5 Ferraillage des Semelles filantes

VI.5.5.1Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux

Remarque : Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous plusieurs poteaux on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable.

Tableau VI .7 : Choix de méthode de calcul.

Semelle	N_u (KN)	M_u(KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	B/18 (cm)	Méthode
S_{p4x}	2635,84	5,3575	0,203	2,5	13,88	Bielles
S_{p3y}	2908,00	2,8034	0,139	2,5	13,88	Bielles

- **Armatures principales**

Tableau VI .8 : Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u(KN)	A (m)	B (m)	$A_{calcule}$(cm^2)	A_{choisi}(cm^2)	S_t (cm)
S_{p5x}	2635,84	4,5	2,5	33,76	24HA14=36,93	11
S_{p3y}	2908,00	5,0	2,1	37,23	26HA14=40,01	8

- **Armature de répartitions**

Tableau VI.9: Armature de répartition des semelles filante sous plusieurs poteaux.

Semelle	A (m)	B(m)	A_{rep}(cm^2)	A_{choisi}(cm^2)	S_t(cm)
S_{p4x}	36,93	2,5	23,08	16HA14=24,62	12
S_{p3y}	40,01	2,1	21	14HA14=21,54	12

VI.5.5.2Ferraillage de semelles filantes sous voile

Tableau VI.10 : Choix de méthode de calcul.

Semelle		B(m)	A(m)	N_u(KN)	M_u (KN.m)	e_0 (cm)	A/18 (cm)	Méthode
X	S_{v1}	1	2,4	619,78	21,1363	3,40	13,33	Bielles
	S_{v2}	1	2,2	390,83	45,61	11,67	12,22	Bielles
Y	S_{v1}	1	2,3	424,08	139,503	32,89	12,77	Moment
	S_{v2}	1	2,3	391,78	48,4501	12,3	12,77	Bielles
	S_{v3}	1	2,4	330,78	42,73	12,9	13,33	Bielles
	S_{v4}	1	2,2	397,69	64,4093	16,19	12,2	Moment
	S_{v5}	1	2,4	353,91	46,9251	13,25	13,33	Bielles

- **Armatures principales**

Tableau VI .11 : Ferraillage de semelles filantes sous voile.

Semelle		N_u (KN)	A (cm)	B (cm)	$A_{calcule}(cm^2)$	A_{choisi} (cm^2)	S_t(cm)
X	S_{v1}	619,78	2,4	1	8,8	9HA12=10,18	11
	S_{v2}	390,83	2,2	1	5,65	8HA12=9,05	12,5
Y	S_{v1}	424,08	2,3	1	10,28	10HA12=11,31	10
	S_{v2}	391,78	2,3	1	6,53	8HA12=9,05	12,5
	S_{v3}	330,78	2,4	1	5,52	8HA12=9,05	12,5
	S_{v4}	397,69	2,2	1	6,16	8HA12=9,05	12,5
	S_{v5}	353,91	2,4	1	5,54	8HA12=9,05	12,5

- **Armature de répartitions**

Tableau VI.12: Armature de répartition des semelles filante sous voile.

Semelle		A (m)	B (m)	$A_{rep}(cm^2)$	A_{choisi} (cm^2)	S_t(cm)
X	S_{v1}	2,4	1	6,10	8HA12=9,05	12
	S_{v2}	2	1	4,97	6HA12=6,78	12
Y	S_{v1}	2,3	1	6,5	8HA12=9,05	12
	S_{v2}	1,9	1	5,2	6HA12=6,78	12
	S_{v3}	1,8	1	5,43	8HA12=9,05	12
	S_{v4}	2,2	1	4,97	6HA12=6,78	12
	S_{v5}	1,7	1	5,43	8HA12=9,05	12

VI.6 Poutre de libage

VI.6.1 Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie.

De la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Avec :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \; ; \; L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

• E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

• L : La plus grande travée dans la fille

• K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times I^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Tableau VI.13: Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

	b (cm)	L_{max}(m)	$h_{p\ calculé}$(cm)	$h_{padopté}$(cm)
Poutre de libage	60	4,6	65,3	80

VI.6.2 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$N_U \leq N_{limite} = 0{,}045 u_c \times h_p \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.14: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	N_{limite}	N_{ultime}	Vérification
60×80	3037,50	1996,74	Condition vérifiée

Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.6.3 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d};\ \bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right) = 2{,}5\ MPa \ldots\ldots\ldots (fissuration\ préjudiciable)$$

Tableau VI.15: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	T_{max}(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification
60×100	1429,69	2,457	2,5	Condition vérifiée

VI.6.4 Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort Normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\Sigma N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ pouteux} + P_{remblai})}{B \times L}$$

$$\sigma_{ELs} = \frac{\Sigma N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ pouteux} + P_{remblai})}{B \times L}$$

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$; $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans la travée longs).

Tableau VI.16: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{ELU}(MPa)	σ_{ELS}(MPa)	F_{ELU}(KN/ml)	F_{ELS}(KN/ml)
Poutre de libage	2,20	1,61	555,02	402,50

VI.6.5 Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage 60x100 (cm^2)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s_1} (cm^2)	A_{s_2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
	781,39	1061,08	24,4	33,9	Travée	Appui
					6HA16 +8chHA16 =28,14	6HA16+14chHA16 =40,2

Tableau VI.18:Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément	M_{Ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	566,66	7,1	201,6	15	201,63	Condition vérifiée
Appui	769,49	8,5	201,5	15	201,63	Condition vérifiée

VI.6.6Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier**:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d};\ \bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b};\ 4MPa\right) = 2{,}5\ MPa \ldots\ldots\ldots (fissuration\ préjudiciable)$$

Tableau VI.19: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

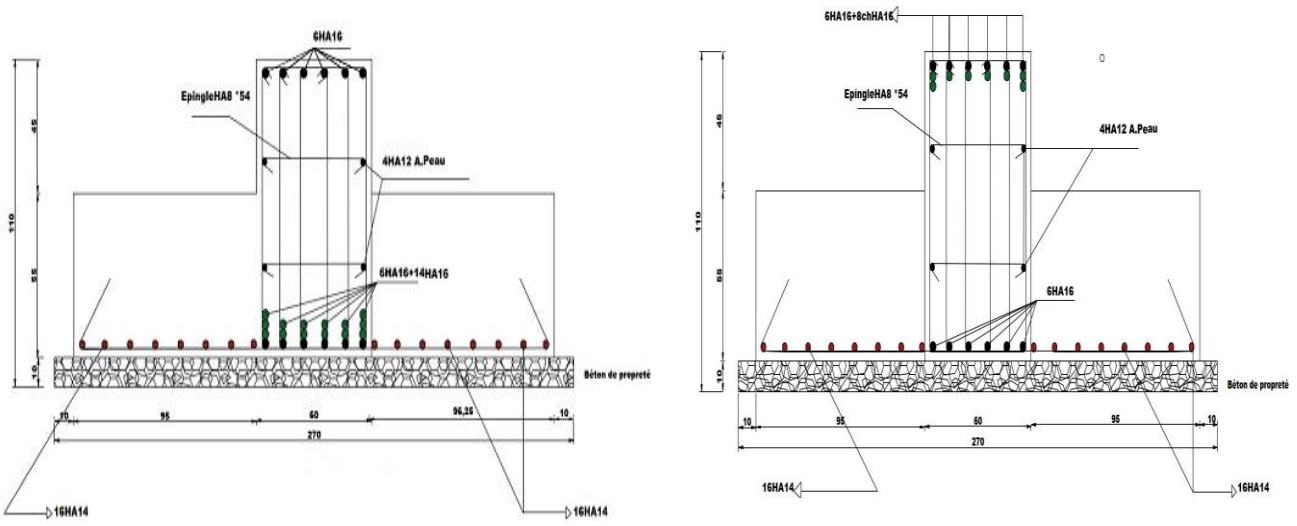
Elément				Espacement Armatures			
Poutre de libage 60x100 (cm^2)	T (KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	$A_t(cm^2)$
	1429,69	2,457	2,5	10	15	8	6HA8=3,02

VI.6.7 Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées

Tableau VI.20 : Vérifications préliminaire de la flèche.

1ier Condition		2eme Condition		3eme Condition	
0,21	0,062	0,21	0,08	0,0079	0,0105
Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	



En appui **En travée**

Figure VI.8: Ferraillage Poutre de libage

VI.7 Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (Tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des Poteaux.

Appui continue pour les murs double cloison.

VI.7.1 Pré dimensionnement

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 10.1.1.b]**

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte : (b × h) = (30x30) cm².

VI.7.2Calcul de Ferraillage à L'E.L.U ou L'E.L.A

Les longrines doivent calculés résister à la traction sous l'action d'une force égale a α : (zone III / site 3) = 10 « RPA99VERSION2003 Article 10.1».

Avec : N égale à la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$$F_u = \frac{N_u}{a} = \frac{2907{,}97}{10} = 290{,}79 \; ; A = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = \frac{290{,}79}{400/1{,}15} = 8{,}36\ cm^2$$

- **Choix des Armatures**

Section minimale :

$A_{min} = 0{,}6\% \times (b \times h) = 0{,}6\% \times (30 \times 30) = 5{,}4 cm^2$

Tableau VI. 21: Ferraillage des longrines.

B (cm)	$N_u\ (KN)$	$F_u(KN)$	$A_{calcule}(cm^2)$	$A_{choisir}(cm^2)$
(30x30)	2907,97	290,79	8,36	6HA16=12,34

VI.7.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS

- **Type de fissuration** : préjudiciable.

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{a}\ , \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}}$$

Tableau VI.22 : Vérification des contraintes normales de longrines.

B (cm)	$N_{ser}(KN)$	$F_{ser}\ (KN)$	$A_{choisir}(cm^2)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
(30x30)	2126,63	212,66	8HA14=12,34	163,33	201,63	Condition vérifiée

- **Condition de non fragilité**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée Par le CBA 93 :

$$B \leq \frac{Af_e}{f_{tj}}$$

$$B = (30 \times 30) = 900cm^2 \leq \frac{12{,}34 \times 400}{2{,}1} = 2350{,}4\ cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots C.V$$

- **Armatures transversales**

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise à la traction simple et en traction semple il n'y a pas d'effort tranchant. Un cadre tous les 30 cm est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions.

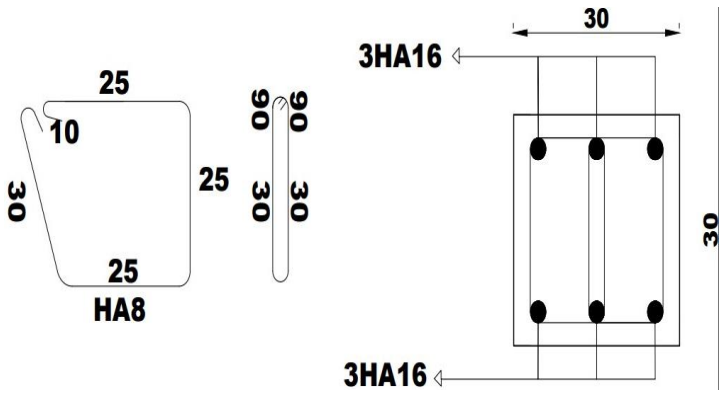


Figure VI.9: Ferraillage des longrines (30x30)

VI.8 Calcul de radier partielle

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction. Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$$\sum N_{ser} = 2680{,}72\ KN\ ,\quad \sum N_U = 364{,}6\ KN$$

VI.8.1 Dimensionnement

Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier **:**

• Condition forfaitaire

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{amx}}{20} = \frac{435}{20} = 21{,}75$$

On adopte : h=55cm.

Avec :

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

VI.8.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Avec : $S_{radier} = 4{,}35 \times 4{,}20 = 18{,}27 m^2$

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS.

	S (m²)	$\Sigma Nser(KN)$	P_{radier} (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$\sigma(MPa)$	$\sigma_{sol}(MPa)$	Vérification
Radier	18,27	2680,72	251,22	298,53	0,14	0,2	Condition vérifiée

VI.8.3 Vérification au non poinçonnement

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0{,}045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu c = 2\,(a + b + 2h)$

- **Sous poteau**

$\mu_c = 2\,(60 + 60 + 2 \times 55) = 460$ cm = 4,6 m

$$\sum N_{ELU} = 3664{,}6$$

h : La hauteur total du radier.

b: Dimensions de Poteau.

$$1453{,}98 < \frac{0{,}045 \times 550 \times 4600 \times 25}{1{,}5} = 1897{,}5\ KN$$

- **Sous voile**

$\mu c = 2\,(20 + 195 + 2 \times 55) = 650$cm = 6,5 m

$$2211{,}12 < \frac{0{,}045 \times 550 \times 6500 \times 25}{1{,}5} = 2681{,}25\ KN$$

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=55 cm.

VI.8.4 Vérification des contraintes de cisaillement du radier

On doit vérifier ; $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16$$

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes de cisaillement sous radier partielle.

	T_{max}(KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Vérification
radier	284,07	0,57	1.16	Condition vérifiée

VI.8.5 Dimensionnement des nervures

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie.

De la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \; ; \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

• E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19) MPa.

• L : La plus grande travée dans la fille.

• K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

• I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b \times h_p 3}{12}$

• hp : la hauteur de la poutre de libage.

$$hp \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times I^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Tableau VI.25: Dimensionnement des nervures.

Nervures	B(m)	L_{max} (m)	$h_{pcalcule}$ (m)	$h_{padopte}$ (m)	$\frac{\pi}{2} L_e \; (m)$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$
	0,6	4,35	0,50	0 ,65	11	Condition vérifiée

VI.9 Ferraillage le radier partielle

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires µx, µy qui dépend du coefficient de poisson et du rapport :

$\rho = \frac{L_X}{L_Y}$ $L_X = 4{,}2\ ;\ L_Y = 4{,}35$

On a :

$\rho = \frac{4{,}2}{4{,}35} = 0{,}96 > 0{,}4$ donc le panneau se travaille suivant les deux directions.

- **Les charges appliquées au radier** :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_u + 1{,}35(P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}} = 200{,}58\ KN/ml$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35(P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}} = 146{,}72 KN/ml$$

VI.9.1Détermination des efforts

- **Les efforts à L'ELU ν = 0**

Tableau VI.26 : Détermination des efforts à L'ELU.

Lx (m)	Ly (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Ma (KN.m)	μ_y	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Ma (KN.m)
4,2	4,35	0,96	0,0396	159,95	119,96	79,97	0,928	129,88	110,39	64,95

- **Les efforts à L'ELS ν = 0.2** :

Tableau VI.27 : Détermination des efforts à L'ELS.

Lx (m)	Ly (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Ma (KN.m)	μ_y	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Ma (KN.m)
4,2	4,35	0,96	0,0465	120,35	90,26	60,17	0,954	114,85	97,62	48,24

VI.9.2 Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI.28 : les armatures longitudinales à l'ELU.

Élément		Mu (KN.m)	D	A	A_{min}CBA93 (cm^2)	St (cm)	$A_{choisir}(cm^2)$
Suivant X	Travée	119,96	49,5	6,7	4	14,5	7HA14=10,78cm^2
	Appui	79,97		5,7			7HA14=10,78cm^2
Suivant Y	Travée	90,26		5,7			7HA14=10,78cm^2
	Appui	60,17		5,7			7HA14=10,78cm^2

VI.9.3 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$;$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau VI.29 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}(cm^2)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Suivant X	90,26	10,78	3,4	147,6	201.6	15	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	60,17	10,78	1,3	16,9				
Suivant Y	97,621	10,78	3,6	159,3				
	48,24	10,78	1,1	13,5				

VI.10 Ferraillage Nervures

VI.10.1Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91).

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

En travée : $Mt = 0.85M_0$

En appui : $Ma = 0.5M_0$

VI.10.2 Calcul des armatures à ELU

Détermination des moments des nervures

Tableau VI.30: Les résultats du ferraillage de nervure suivant.

	Sens x-x				Sens y-y			
	M_0 (KN.m)	Mx (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	M_0 (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
En travée	474,43	375,92	18,5	10HA16 =20.11	442,27	403,26	20	10HA16 =20.11
aux appuis		221,13	10,6	8HA16 =16,08		237,21	11,4	8HA16 =16,08

Les Nervures travaillent en flexion simple.

VI.10.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable

Tableau VI.31: Vérification des contraintes à l'ELS

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
Suivant X	En travée	274,97	20.11	201,5	201.63	8,1	15	Condition vérifiée
	aux appuis	161,7	16,08	180,1	201.63	5,2	15	Condition vérifiée
Suivant Y	En travée	294,97	20.11	201,6	201.63	8,7	15	Condition vérifiée
	aux appuis	173,51	16,08	193,5	201.63	5,6	15	Condition vérifiée

VI.10.4Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots fissuration\ préjudiciable$$

Tableau VI.32 : Vérification de l'effort tranchant.

T_{max}(KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Vérification
207,79	0,41	2,5	Condition vérifiée

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences 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 réglementaires

- Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « ETABS version 21.0.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2017.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \; et \; \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux

à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissuresau niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

-Un encastrement par un double hachuré.

Le calcul des moments (principe du travail virtuel)

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

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties :

$T_{ext}=q.s.f_{cdg}$

q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

T_{int}=M.L.ɵ

M: moment de flexion,

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

Θ: l'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

Calcul des moments :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   a) Elle est encastrée sur un seul côté :$M = -\frac{qL2}{2}$
   b) Elle repose simplement sur deux côtés : $M = \frac{qL2}{8}$
   C) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :M_t=0,8M_0

   M_a=-0,5M_0

   Avec : M_0= $\frac{qLx2}{8}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :
   a) Dalle articulée sur leur contour :

   $M_x = \mu_x . q . L_x^2$

   $M_y = \mu_y . M_x$
   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :
      - Panneau de dalle de rive :

        M_{tx}=0,85M_x

        M_{ty}=0,85M_y

M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x (appui de rive)

M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x (Appui intermédiare)

- Panneau de dalle intermédiaire :

  M_{tx}=0,75M_x

  M_{ty}=0,75M_y

  M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   $T_x = \frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$

   $T_x = \frac{Plx}{3}$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0.d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ferraillage :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (chargesuniformémentréparties)$

$a \leq [2h\ et\ 22cm]\ (chargesconcentrées)$

- Armatures de répartitions :

$A\text{rép} \geq \frac{A}{4}$

$\emptyset\text{rép} \leq \emptyset$

$a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesconcentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$M_x \rightarrow A_x$

$M_y \rightarrow A_y$

$\emptyset_x et \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$

$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$

$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty};\ \emptyset_{ax} et \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1)$$

Avec :

$\emptyset_t$: $étant\ le\ plus\ petit\ diamètre\ des\ armatures\ longitudinales.$

$A_t = n_t \times a_t$

Est n_t : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq Min\ [0{,}9d; 40cm]$ et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4MPa$ et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times k)}$

Dans le cas de la flexion composée : $k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c2}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend :$F_e = 400MPa.$

Pour les poutres :

Selon le RPA2003 :
$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003Xb} \\ S_t \leq min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$2{,}50\ Si: \lambda \geq 5$

$3{,}75\ Si:\ \lambda < 5$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right] \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\%\ si: \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\%\ si: 5 \geq\ \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\%\ si: \lambda \leq 5$$