REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC + Sept étages à usage multiple

Présenté par

BEN KORTBI Besma

BEN KALI Amina

Proposé et Dirigé par

Mr: TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2024

Remerciements

Tout d’abord, nous remercions ALLAH de nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, et de nous avoir donné le courage et la volonté nécessaires pour réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos parents pour leur soutien et leurs sacrifices, ainsi qu’à tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions tout particulièrement notre promoteur, Mr. TALAICHE Zoheir, pour son encadrement, son aide et ses précieuses orientations, Nous tenons à remercier aussi les membres de jury Mr KHELLADI Mohamed et Mr YOUNSI Abderrahmene pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous adressons également nos remerciements à l’ensemble des enseignants de l’institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont soutenus et aidés, de près ou de loin, pour l’achèvement de ce mémoire trouvent ici l’expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicace

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

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

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

À mes frères **Mohamed** et **Zakaria**,

À ma belle-sœur **Fairouz** et ses enfants **Alaa**, **Chihab**, **Maisaa**, **Hithem** et **Asmaa**,

Et à toute la famille **BEN KALI**.

À mes chers amis **Narimen**, **Yasmine**, **Amel**, **Fedoua**, **Hafssa** et **Rayane**, ainsi qu'à tous mes amis.

À mon binôme **Besma** et à toute la promotion **2024**.

BEN KALI Amina

Dédicace

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

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

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

À mes frères **Alaa** et **Anas**,

À ma belle-sœur **Amira**,

Et à toute la famille **BEN KORTBI**.

À mes chers amis **Narimen**, **Yasmine**, **Amel**, **Fedoua**, **Hafssa** et **Rayane**, ainsi qu'à tous mes amis.

À mon binôme **Amina** et à toute la promotion **2024**.

BEN KORTBI Besma

ملخص

يتمحور هذا العمل حول دراسة مبنى متعدد الاستخدامات من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 7 طوابق) سيتم إنشاؤه في بلدية المدية، المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط (المنطقة . IIb) يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية من خلال نظام العوارض والأعمدة مدعومة بجدران مسلحة. تم تحديد الأبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقًا للوائح الجزائرية السارية المفعول: القواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99) إصدار 2003 وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة .(CBA93) تم إجراء الدراسة الزلزالية باستخدام الطريقة العددية المستندة إلى طريقة العناصر المحدودة، باستخدام برنامج ETABS2000» «V20أخيرًا، قمنا بدراسة البنية التحتية بحساب الأساسات.

الكلمات الرئيسية: هياكل، تسليح، خرسانة مسلحة، أساسات، دراسة زلزالية.

.

Résumé

Ce travail consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage multiple en (RDC + 7 étages), qui sera implanté de la commune de Médéa, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIb). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de portiques contreventés par des voiles porteur en béton armé.

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, en utilisant le logiciel « ETABS V20 ». Enfin, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : structures, ferraillage, béton armé, fondations, étude sismique.

Summary

This work focuses on the study of a reinforced concrete building for multiple uses (ground floor + 7 stories), which will be located in the commune of Médéa, classified as a medium seismicity zone (Zone IIb). The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frames braced by shear walls. The dimensioning and reinforcement calculation of all resistant elements were established in accordance with the current Algerian regulations: the Algerian seismic rules (RPA99) version 2003 and the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93). The seismic study was conducted using the numerical method based on the finite element method, utilizing the software "ETABS V20". Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keywords: structures, reinforcement, reinforced concrete, foundations, seismic study.

SOMMAIRE

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : Présentation de l’ouvrage

I.1. Introduction 3

I.2. Presentation de l'ouvrage.....3

I.3. Caracteristiques geometriques du batiment.....2

I.3.1. Dimensions en élévation 3

I.3.2. Dimensions en plan 3

I.4. Classification de l’ouvrage.....3

I.4.1. Classification de la zones sismique.....3

I.4.2. Classifications de l’ouvrage selon leur importance.....3

I.4.3. Classification du sol 4

I.4.4. Classification du système de contreventement.....4

I.5. Conception structurelle 4

I.5.1. Planchers 4

I.5.2. Escaliers 4

I.5.3. Maçonnerie.....4

I.5.4. Revêtement.....5

I.5.5. Acrotère.....5

I.5.6. Le plafond 5

I.5.7. L’ascenseur.....5

I.6. Hypotheses de calcul.....5

I.6.1. Béton 5

I.6.2. Acier.....6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction.....8

II.2. Pré-dimensionnement 8

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers.....8

II.2.1.1.Plancher a corp creux.....8

II.2.1.2.plancher a dalle plien 9

II.3. Pré dimensionnement des poutres.....9

II.4. Les Longrines 10

II.5. Évaluation des charges :.....10

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible.....10
II.5.2.Maçonnerie 11
II.5.3.Plancher étage courant 12
II.5.4.Les dalles pleines 13
II.5.5. Charges d'exploitation.....13
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....13
II.6.1. Les dimensions des poteaux.....14
II.6.2. Étapes de pré dimensionnement.....14
II.6.3. Choix du poteau le plus sollicité.....15
II.6.4. Calcul de la capacité portante 16
II.6.5. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 16
II.6.6. Détermination des Surcharge d'exploitation 17
II.6.7. Détermination de l'effort normal ultime.....18
II.6.8. Vérification des conditions selon l'RPA99V2003.....18
II.7. Vérification aux zones nodales 19
II.8. Voiles 20
II.9. Conclusion 20

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....22
III.2. L'acroter.....22
III.2.1. Évaluation des charges et surcharges.....22
III.2.2. Détermination des efforts 23
III.2.3. Calcul de Ferraillage.....23
III.2.4. Vérification des contraintes normales a l'ELS.....23
III.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU.....24
III.3. Plancher à corps creux.....24
III.3.1. La dalle de compression.....24
III.3.2. Les poutrelles.....26
III.3.2.a. Avant coulage.....26
III.3.2.b. après coulage.....27
III.3.2.b.1. Évaluation des charges et surcharges.....28
III.3.2.b.2. Sollicitations de calcul.....30

III.3.2.b.3. Exposé de la méthode forfaitaire.....30
III.3.2.b.4. Calcul du ferraillage.....35
III. 3.2.b.5. Calcul et vérification des armatures transversales.....37
III. 3.2.b.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....37
III. 3.2.b.7. Section d'armatures transversales minimales.....38
III.3.2.b.8. Vérification préliminaires de la fléche.....38
III.3. 2.b.9.Evaluation détaillée de la fléche 38
III.4. Les escaliers.....39
III.4.1. Dimensionnement.....39
III.4.2. Évaluation des charges et surcharges 40
III.4.2.1. Charges permanentes..... 40
III.4.2.2. Charges d'exploitation.....41
III.4.3. Détermination des sollicitations 41
III.4.4. Détermination des efforts….....41
III.4.5. Ferraillage …….....42
III.4.5.1. Armatures longitudinales.....42
III.4. 5.2. Vérification a L'ELS…….....43
III.4.5.3. Vérification de la flèche…….....43
III.4.6. Calcul de la poutre palièr…….....44
III.4.6.1. Prédimensionnement.....45
III.4.6.2. Évaluation des charges 45
III.4.6.3. calcul des efforts.....46
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palièr 46
III.4.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....46
III.4.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 47
III.4.6.7. Vérification de la flèche à L'ELS 47
III.5. Les dalles pleines.....48
III.5.1. Définition…….....48
III.5.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture 48
III.5.3. Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1).....50
III.5.4. Calcul du ferraillage…….....51
III.5.5. Calcul du $2^{émé}$type de la dalle (Type2).....53
III.5.6. Calcul du $3^{émé}$type de la dalle (Type3).....56
III.6. Dalle machine.....59

III.6.1. Introduction.....59
III.6.2. Prédimensionnement de la dalle.....59
III.6.3. Détermination des charge permanente et charges
d'exploitation.....60
III.6.4. Détermination des sollicitations.…….....61
III.6.5. Calul de ferraillage à L'ELU.....61
III. 6.7. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.....62
III. 6.8. Vérification de la flèche à L'ELS.....62
III. 6.9. Vérification Poinconnement.....63

CHAPITRE IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction 65
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 65
IV.2.1. Centre de masse.....65
IV.2.2. Centre de torsion 65
IV.2.2.1. Excentricité théorique..... 66
IV.2.2. Excentricité accidentale.....66
IV.3. Modélisation de la structure.....67
IV.3.1 Introduction.....67
IV.3.2. Modélisation.....67
IV.3.3. Analyse de notre structure..... 68
IV.3.3.1.Détermination centre de masse et centre de gravité..... 68
IV.3.3.2.Excentricité.....69
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....70
IV.4.1. Introduction.....70
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :.....71
IV.4.2.1. Principe de la méthode.....71
IV.4.2.2. Modélisation.....71
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul..... 71
IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique..... 73
IV.5. Résultats des analyses dynamiques..... 74
IV.5.1. Analyse modale..... 74
IV.5.1.1. Comportement modal de la structure..... 74

IV.5.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie).....75
IV.5.2.Analyse statique et dynamique..... 76
IV.5.2.1. Stabilité de la structure. 76
a)Vérification de la force sismique à la base..... 76
b) Calcul de la force sismique totale V.....76
c) Vérification de la stabilité au renversement……..77
d) Vérification des déplacements inter-étage……78
IV.5.2.2. Résistance des éléments……79
a)Vérification de cisaillement des éléments……..79
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……....82
c) Vérification de l'effet P-Δ…….....84
IV.6. Conclusion……...…85

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION.....87
V.2.Ferraillage des poutre.....87
V.2.1. Introduction.....87
V.2.2. Recommandation des règlements 88
V.2.2.1. Armatures longitudinales.....88
V.2.2.2. Armatures transversales…….....88
V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC.....89
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 89
V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....89
V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants.....90
V.2.7. Calcul des armatures transversales.....90
V.2.8. Vérification de la flèche.....91
V.3. Ferraillage des poteaux.....93
V.3.1. Introduction 93
V.3.2. Armatures longitudinales..... 93
V.3.2.1. Recommandations sur le ferraillage minimal.....93
V.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....94
V.3.3. Armatures transversales.....95
V.4. Ferraillage des voiles 97
V.4.1. Ferraillage des voiles pleines (les trumeaux).....97

V.4.1.1. Calcule d'armatures verticales.....97
V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS……. 98
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC.....99
V.4.2. Calcul des armatures horizontaux.....99
V.4.3. Armatures transversales.....99
V.4.4. Ferraillage des linteaux.....100
V.4.4.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple.....100
V.4.4.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression.....101

CHAPITRE VI : Étude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION.....104
VI.2. Connaissance du site et du sol.....104
VI.3. Étude préliminaire du choix de type de semelle 104
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure.....105
VI.5. Calcul des semelles isolées.....105
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées.....105
VI.5.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles.....107
VI.6. Calcul des semelles filantes.....109
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes.....110
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement.....112
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 113
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes.....113
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux.....113
VI.6.4.2. Semelle filantes (continue) sous un voile.....113
VI.7. Poutre de libage.....114
VI.7.1.Dimensionnement de la poutre de libage……...114
VI.7.2. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 115
VI.7.3. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 115
VI.7.4. Ferraillage Poutre de libage.....116
VI.7.5. Armature calculée en travée et en appui 116
VI.7.6.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU.....117
VI.7.7. Vérification de la flèche a L'ELS.....117
VI.7.8. Armatures de peau.....118

VI.8.Ferraillage des longrines.....119
VI.8.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC.....119
VI.8.2.Vérification des contraintes normales à l'ELS.....119
VI.8.2. Armatures transversales..... ……...120
Conclusion générale..... 121

Liste des Figures

Chapite I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

FigureII. 1: Coupe du Plancher a corps creux.....8

Figure II.2 : position de poteau le plus sollicité..... 14

Figure II.3 : Surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité 15

Figure II.4 : Zones nodales 19

Figure II.5 : les epaisseures des voiles.....20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : l'acrotère..... 22

Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère 22

Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère 24

Figure.III.4 : Disposition des armatures de la dalle de compression.....25

Figure III.5 : Poutrelle avent coulage.....26

Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travée à l'ELU .....
..... 31

Figure III.7 : diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELU) 31

Figure III.8 : diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELS) 31

Figure III.9 : diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travées à (ELU) .....
.....32

Figure III.10 : diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU)..... 32

Figure III.11 : diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELS) 32

Figure III.12 : diagramme des efforts tranchant poutrelle à quetre travée à (ELU).....33

Figure III.13 : diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELU)..... 33

Figure III.14 : diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELS) 34

Figure III.15 : diagramme des efforts tranchant poutrelle à quetre travées à (ELU) 34
Figure III.16 : diagramme des moments poutrelle à quetre travée à (ELU)..... 34
Figure III.17 : diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELS) 35
Fgure III.18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages.....35
Figure III.19 : Ferraillage des poutrelle..... 39
Figure III.20 : Schéma statique d'un escalier..... 39
Figure III.21 : Chargement dans l'escalier 41
Figure.III.22 : : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU 42
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU 42
Figure III.24 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS 42
Figure III.25 : Ferraillage de l'escalier.....44
Figure III.26 : Schéma équivalent de la poutre palière..... 44
Figure III.27 : Ferraillage de poutre palier 48
Figure III.28 : Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis.....50
Figure III.29 : Ferraillage la dalle pleine.....53
Figure III.30 : Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis.....53
Figure III.31: Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis..... 56
Figure III.32: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.....61
Figure III.33.: Vérification de poinçonnement.....63

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1 : disposition des voiles (vue en plan et 3D) 68
Figure IV.2.Disposition du centre de masse et centre de torsion 70
Figure IV. 3. Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile.....72
Figure IV. 4. Numérotation des voiles 81

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres 92
Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poteaux 96
Figure V.3 : Appellations des voiles 97
Figure V.4 : Dessin de ferraillage des voiles pleines 100
Figure V.5 : Dessin de ferraillage des linteaux 101

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les efforts normaux à base de la structure 105
Figure VI.2 : Semelle isolée 107
Figure VI.3 : Les bulbes de pression sous la semelle 108
Figure VI.4 : Les bulbes de pression sous la semelle 108
Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles 109
Figure VI.6 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux 109
Figure VI.7 : Schéma des semelles filantes 111
Figure VI.8 : Ferraillage de la poutre de libage 118
Figure VI.9 : Ferraillage des longrines 120

Liste des Tablaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : hypothèses de calcul béton 5
Tableau I.2 : Caractéristique de l'acier.....6
Tableau I.3 : Caractéristique de l'acier..... 6

CHAPITRE II : Predimensioment

Tableau II.1 : prédimensionnement des poutres 10
Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....11
Tableau II.3 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.....11
Tableau II.4 : Charges du mur simple cloison 12
Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.....12
Tableau II.6 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 12
Tableau II.7 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.....13
Tableau II.8 : Charge a dalle pleine 13
Tableau II.9 : Surcharges d'exploitation 13
Tableau II.10 : calcul de l'effort N.....16
Tableau II.11 : Détermination des charges permanentes 16
Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitation 18
Tableau II.13 : Détermination de l'effort normal ultime 18
Tableau II.14 : Vérification conditions RPA99v2003 19
Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales 19
Tableau II.16 : CALCULER LES EPAISSEURS DES VOILES 20

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère 22

Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère 23
Tableau III.3 : Armatures verticales et horizontales 23
Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère:..... 23
Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère 24
Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles..... 26
Tableau III.7 : Calcul des étaiements 27
Tableau III.8 : Actions de calcul des poutrelles après coulage…… .28
Tableau III.9 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 30
Tableau III.10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS31
Tableau III.11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 31
Tableau III.12 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……32
Tableau III.13 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU…...33
Tableau III.14 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS…...33
Tableau III.15 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à……..
l'ELU…….34
Tableau III.16 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à
l'ELU…….34
Tableau III.17 : Récapitulations des efforts……...35
Tableau III.18 : Calcul et vérification des armatures……..36
Tableau III.19 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles: ……..37
Tableau III.20 : vérification des contrainte des cisaillement à ELU……..38
Tableau III.21 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….38
Tableau III.22 : Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles……...38
Tableau III.23 : Charge permanente de la paillasse……...40
Tableau III.24 : Charge permanente du palier de repos……..41
Tableau III.25 : Combinaisons des charges dans l'escalier…….41
Tableau III.26 : Sollicitation dans l'escalier……..42
Tableau III.27 : Calcul des sections d'acier de l'scalier……...42
Tableau III.28 : Vérification de la contrainte tangentielle……43
Tableau III.29 : Vérification à l'ELS…….43

Tableau III.30 : Vérification de la flèche de l'escalier 44

Tableau III.31 :Prédimensionnement des poutres palières 45

Tableau III.32 : calcul des efforts 46

Tableau III.33 : Ferraillage de la poutre palière 46

Tableau III.34 : Vérification du ferraillage à l'ELS ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$)de Poutre palière 47

Tableau III.35 : Vérification des contraintes de cisaillement 47

Tableau III.36 : Vérification de flèche des poutres palières 47

Tableau III.37 : Les actions sur la dalle pleine 50

Tableau III.38 : Les valeurs du travail externe 50

Tableau III.39 : Les valeurs du travail interne 51

Tableau III.40 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine 51

Tableau III.41 : Vérification à l'E.L.S 52

Tableau III.42 : Vérification de contrainte de cisaillement 52

Tableau III.43 : Vérification de la flèche de la Dalle pleine 53

Tableau III.44 : Les valeurs du travail externe 53

Tableau III.45 : Les valeurs du travail interne 54

Tableau III.46 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine 54

Tableau III.47 : Vérification à l'E.L.S 55

Tableau III.48 : Vérification de contrainte de cisaillement 55

Tableau III.49 : Vérification de la flèche de la Dalle pleine 56

Tableau III.50. Les valeurs du travail externe 56

Tableau III.51. Les valeurs du travail interne 57

Tableau III52. Calcul de ferraillage de la dalle pleine 58
Tableau III.53.Vérification à l'E.L.S 58

Tableau III.54. Vérification de contrainte de cisaillement 59
Tableau III.55. Vérification de la flèche de la Dalle pleine 59
Tableau III.56: Poids de la machine 60

Tableau III.57: Détermination des charges 61
Tableau III.58: Sollicitations de la dalle machine 61
Tableau III.59: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y) 61
Tableau III.60: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X 62
Tableau III.61: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y 62
Tableau III.62: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 62

CHAPITRE IV : étude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion 68
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions 70
Tableau IV.3: détermination du facteur de qualité Q de la structure 73
Tableau IV.4: Le comportement des trois premiers modes 74
Tableau IV.5: Comportement des modes 75
Tableau IV.6 : Les valeurs de la force sismique 77
Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 77
Tableau IV8 : Vérification de la stabilité au renversement. 78
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X) 79
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y) 79
Tableau IV.11 : Vérification de cisaillement des poutres 80
Tableau IV.12 : Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x 80
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y 81
Tableau IV.14 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (x) 82
Tableau IV.15 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (y) 82
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe (x) 83

Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit suivant l'axe (x) 83
Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P - Δ 84
Tableau IV.19 : Dimensions finales des éléments 85

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Tableau V. 1.Les données de calcul.....88
Tableau V. 2.Ferraillage longitudinal des poutres..... 89
Tableau V. 3.Armatures choisies en travée et en appui..... 89
Tableau V. 4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres……...90
Tableau V. 5.. Résultats de Calcul de $\overline{\tau u}$ 90
Tableau V. 6.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres 90
Tableau V. 7.Calcul des armatures transversales et leur espacement 91
Tableau V. 8.Vérification de la flèche des poutres.....91
Tableau V. 9.Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.....94
Tableau V. 10.Vérification des armatures à ELS des poteaux 94
Tableau.V.11.La section d'armatures transversales des poteaux……...96
Tableau.V.12. La section calculée d'armatures verticales des voiles .....……98
Tableau.V.13. La section choisie d'armatures verticales des voiles……. 98
Tableau.V.14. Vérification des contraintes normales des voiles 98
Tableau.V.15.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....99
Tableau.V.16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.....99
Tableau.V.17.Choix de la méthode de calcul……...102
Tableau V.18 : La section choisie d'armatures des linteaux 102

Chapitre VI: Etude De L'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 107
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS . 110
Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS..... 111

Tableau VI.4: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux 112
Tableau VI.5: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles..... 112
Tableau VI.6. Vérification de poinçonnement de la semelle filante sous plusieurs poteaux. 113
Tableau VI.7: Choix de méthode de calcul semelles filantes sous plusieurs poteaux 113
Tableau VI8: Choix de méthode de calcul semelles filantes sous voiles 113
Tableau VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux 114
Tableau VI.10: Ferraillages des semelles filantes sous voiles..... 114
Tableau VI.11: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux 114
Tableau VI.12: Armature de répartition des semelles filantes sous voiles..... 114
Tableau VI.13: Dimensionnement poutre de la poutre de libage. 115
Tableau VI.14: Vérification de poinçonnement de la poutre de libage. 11
Tableau VI.15: Vérification de cisaillement des poutres de libage 115
Tableau VI.16: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage..... 116
Tableau VI.17: Ferraillage longitudinal des poutres de libage..... 117
Tableau VI.18: Vérification des contraintes à l'ELS 117
Tableau VI.19: Vérification des contraintes à l'ELS 117
Tableau VI.20: Vérification de cisaillement des poutres de libage 117
Tableau VI.21 : Vérifications préliminaire de la flèche 117
Tableau VI.22 : Ferraillage des longrines 119
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales de longrines 119

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu .

A' : Section d'acier comprimé .

A , A: Section d'acier maximale et minimale .

A é : armateur de réparation .

A : Section d'acier transversale .

B : Aire d'une section de béton .

B : Section réduite du béton d'un poteau .

L : longueur total .

Lf : Longueur de flambement .

L : Largeur de la section tendue .

L : Largeur de la section comprimée .

E.L.S : Etat Limite de Service .

E.L.U : Etat Limite Ultime .

S.P.C : section partiellement comprimée .

S.E.C : section entièrement comprimée .

S.E.T: section entièrement tendue .

E : Module de déformation longitudinale différée du béton .

E : Module de déformation longitudinale instantanée du béton .

G : module d'élasticité transversale .

E : Module de déformation longitudinale de l'acier .

I : Moment d'inertie .

K : Rigidité .

Z : bras de levier .

M : Moment fléchissant .

M : Moment isostatique .

M : Moment fléchissant en travée d'une poutre .

M : Moment fléchissant en appui d'une poutre .

M : Moment fléchissant à l'E.L.U .

M : Moment fléchissant à l'E.L.S .

N : Effort normal .

N : Effort normal à l'E.L.S .

N : Effort normal ultime .

T, V : Effort tranchant ultime .

T, V: Effort tranchant à l'E.L.S .

F : effort de traction .

R : Réaction à gauche .

R : Réaction à droite .

G : Charge permanente .

Q : Charge d'exploitation .

E,V : Charge sismique .

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton .

b : Largeur de la section du béton .

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur .

d : Hauteur utile d'une section .

f : Flèche .

ep : épaisseur .

e : excentricité .

a : épaisseur du voile .

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier .

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

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

i : Rayon de giration .

I : Longueur de flambement .

S , t : Espacement d'armature transversale .

S_r : Espacement de répartition .

S_n : Espacement dans la zone nodale .

S_c : Espacement dans la courant .

ml : Métre linéaire .

Majuscules grecques

Δ : Variation .

Σ : sommation .

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

W : poids .

Minuscules grecques :

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau .

β : bras de levier réduit .

γ : Coefficient de sécurité .

ε : Déformation relative .

η : Coefficient de fissuration .

λ : Élancement mécanique .

μ : Coefficient de frottement .

u : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle .

ν : Coefficient de POISSON .

ρ : Rapport de deux dimensions .

σ : Contrainte normale .

σ : Contrainte normale .

τ : Contrainte tangentielle .

δ : Déplacement d'un niveau .

ξ : Amortissement .

Autres notation

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

INTRODUCTION GENERALE

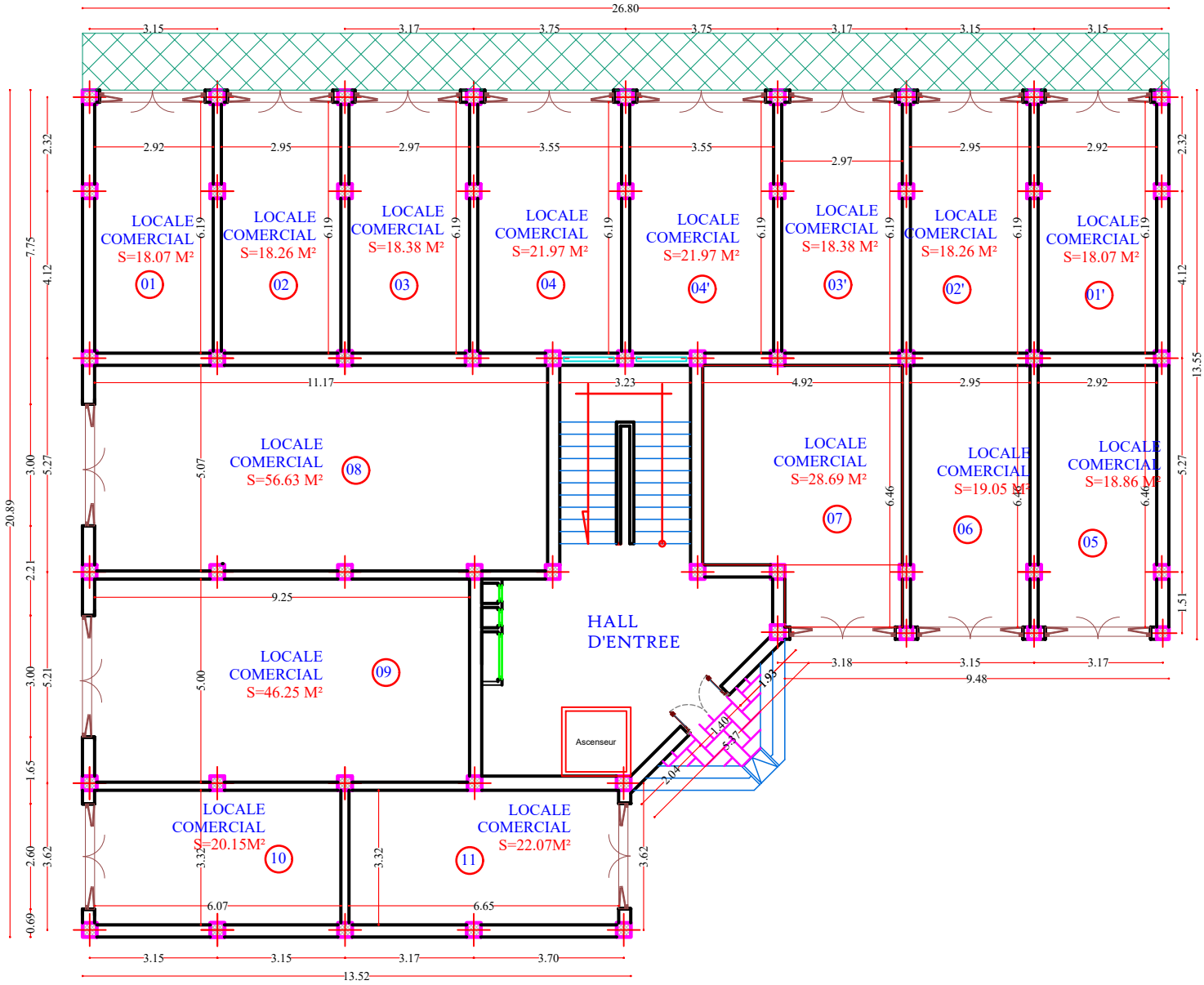
L'étude des structures de bâtiment est une étape clé et incontournable dans le processus de construction. Elle vise à mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons entrepris l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé dans la commune de Médéa. Le bâtiment en question est à usage multiple (habitation et commerce), constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) et de sept étages.

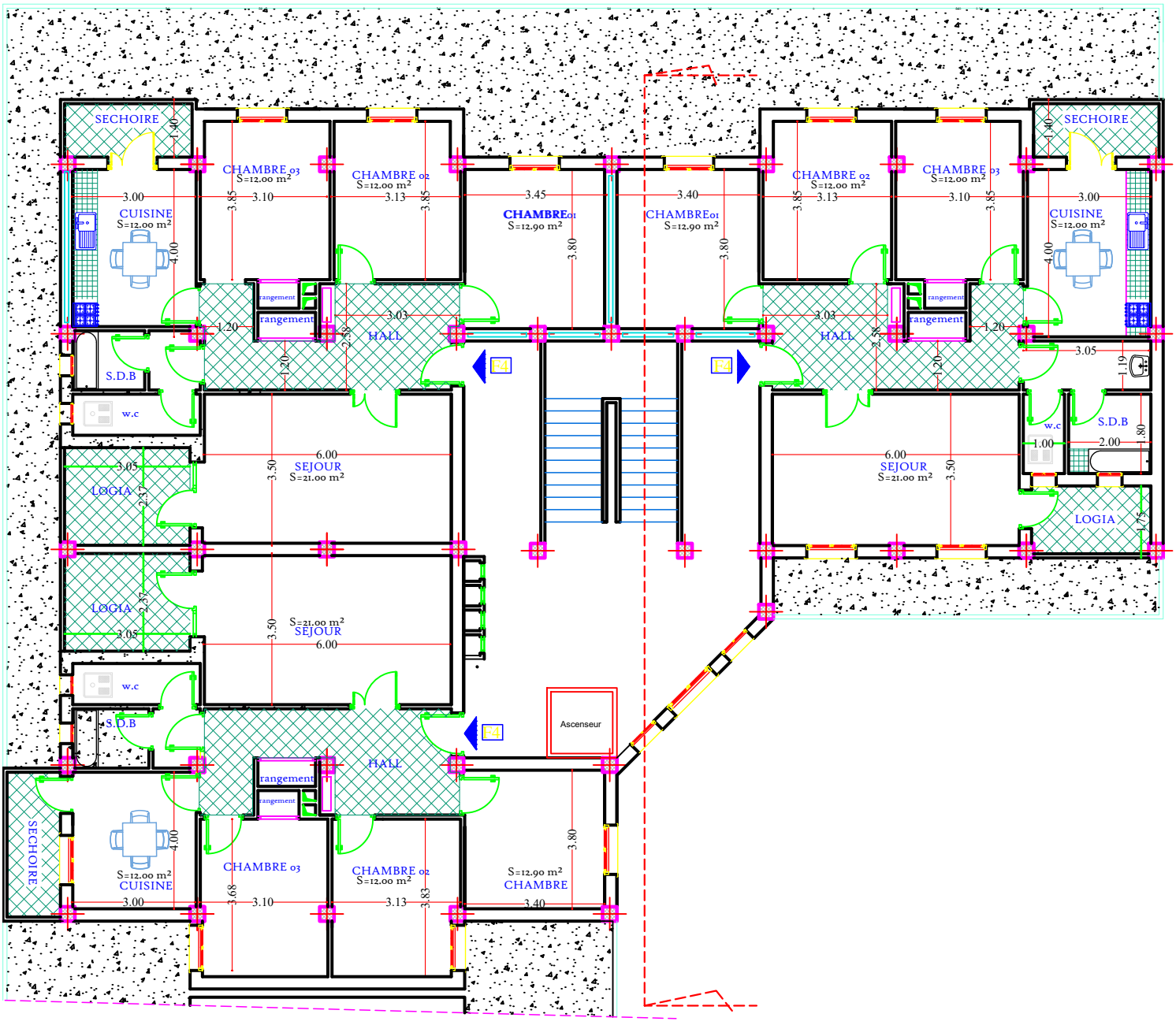
L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

1. **Présentation de l'ouvrage** : Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et de ses dimensions.
2. **Calcul de prédimensionnement** : Le deuxième chapitre traite du calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs, à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
3. **Éléments secondaires et vérifications** : Le calcul des éléments secondaires et les vérifications nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
4. **Analyse dynamique de la structure** : Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale, utilisant le logiciel de calcul des structures « ETABS2000 V20 ». Nous présentons d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
5. **Calcul du ferraillage** : Les résultats ainsi obtenus (efforts maximaux) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), qui fait l'objet du cinquième chapitre.
6. **Calcul de l'infrastructure (fondations)** : Le calcul de l'infrastructure (fondations) est traité dans le sixième chapitre, conformément au rapport de sol et à la réglementation en vigueur.

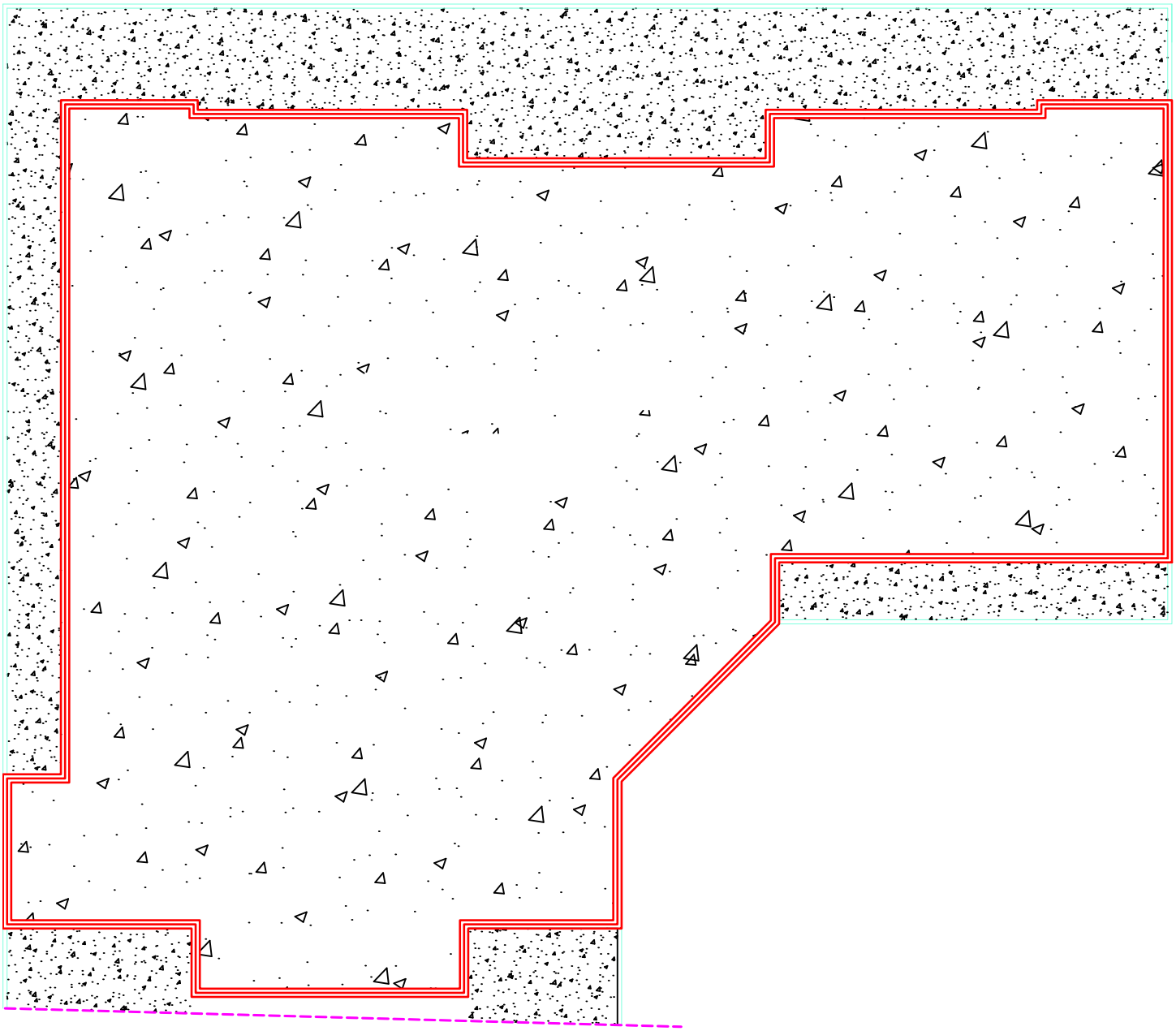
   Enfin, nous terminerons le travail par une conclusion générale.



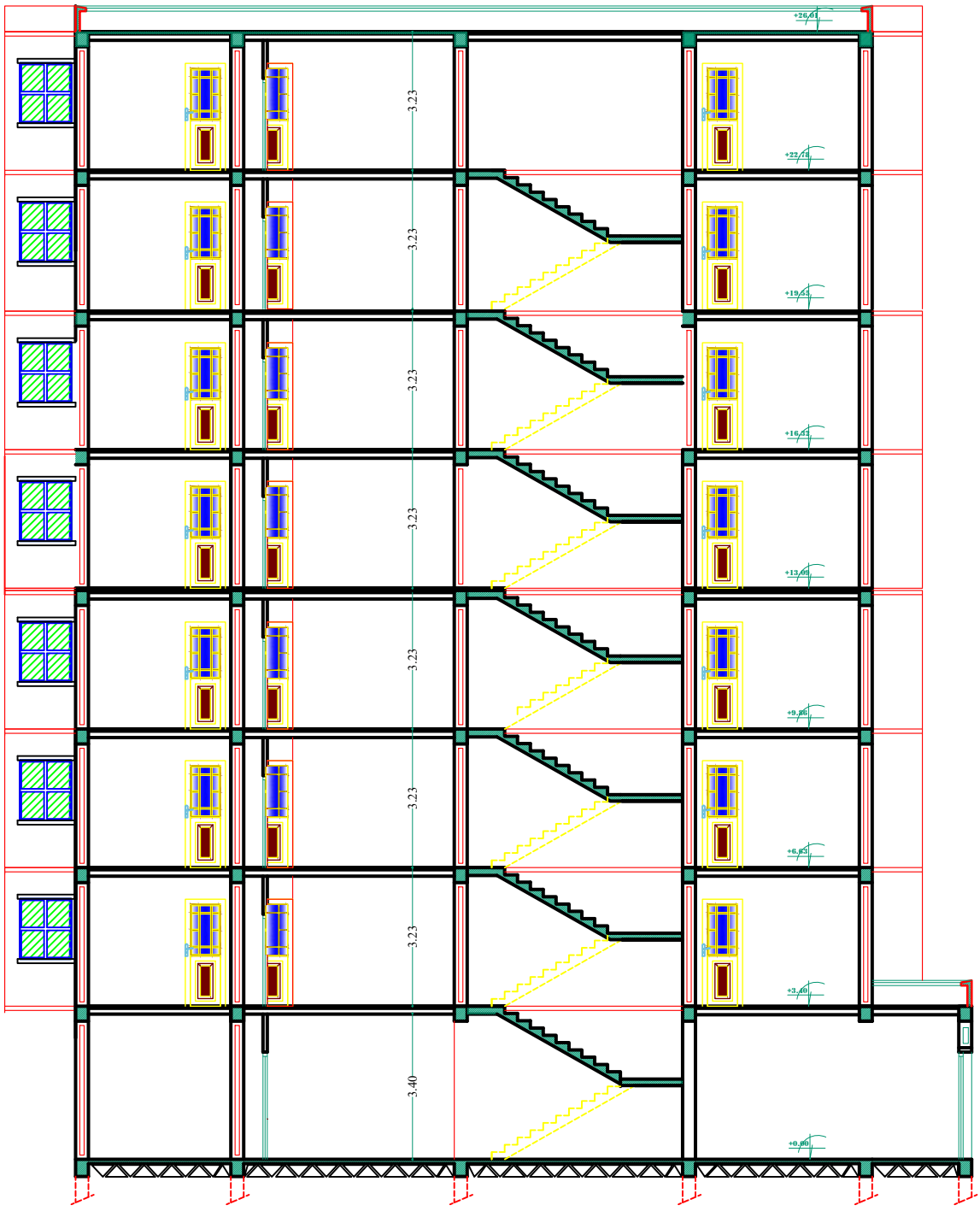
Vu en plan de RDC



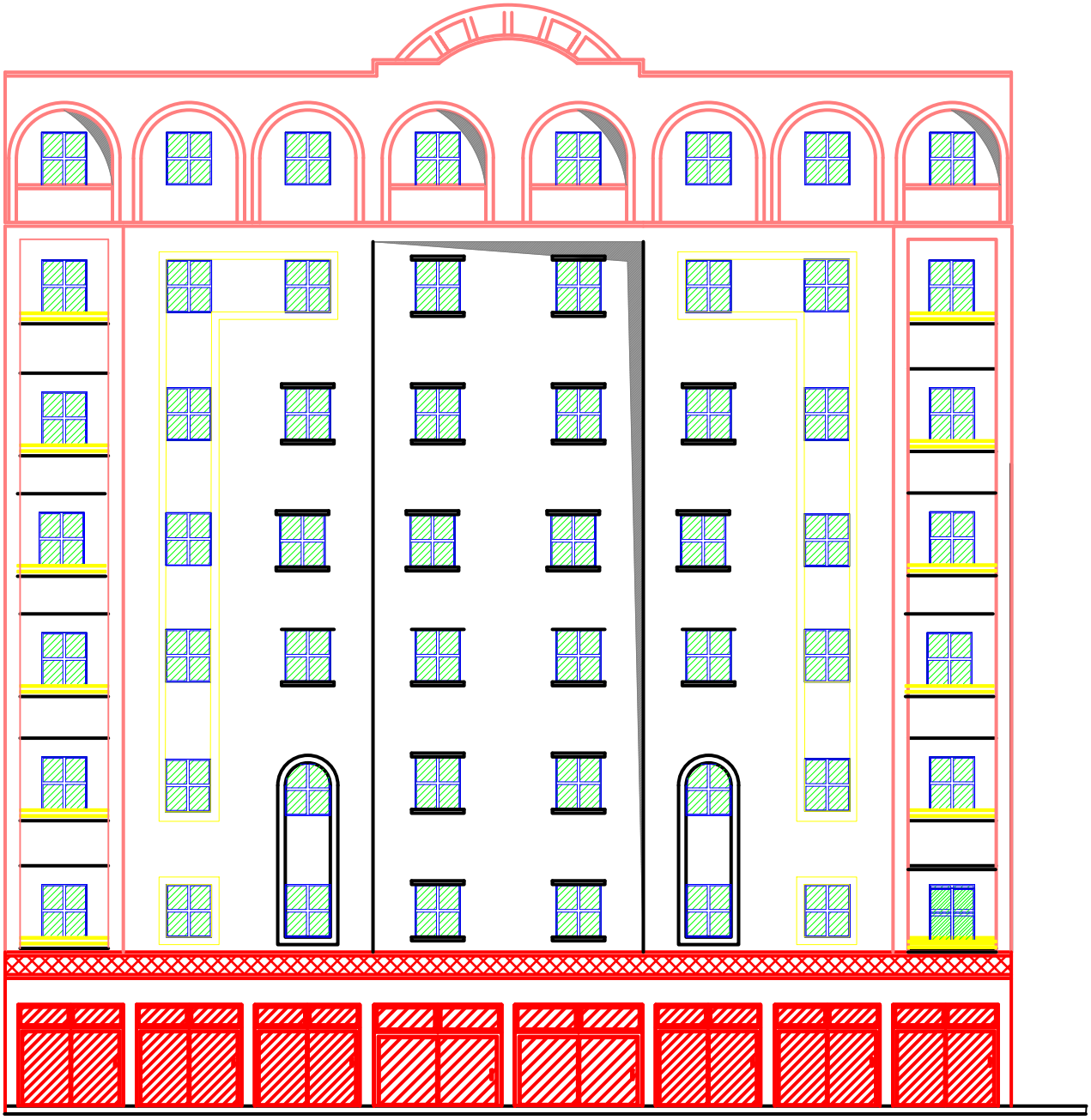
Vu en plan de l'étage courant



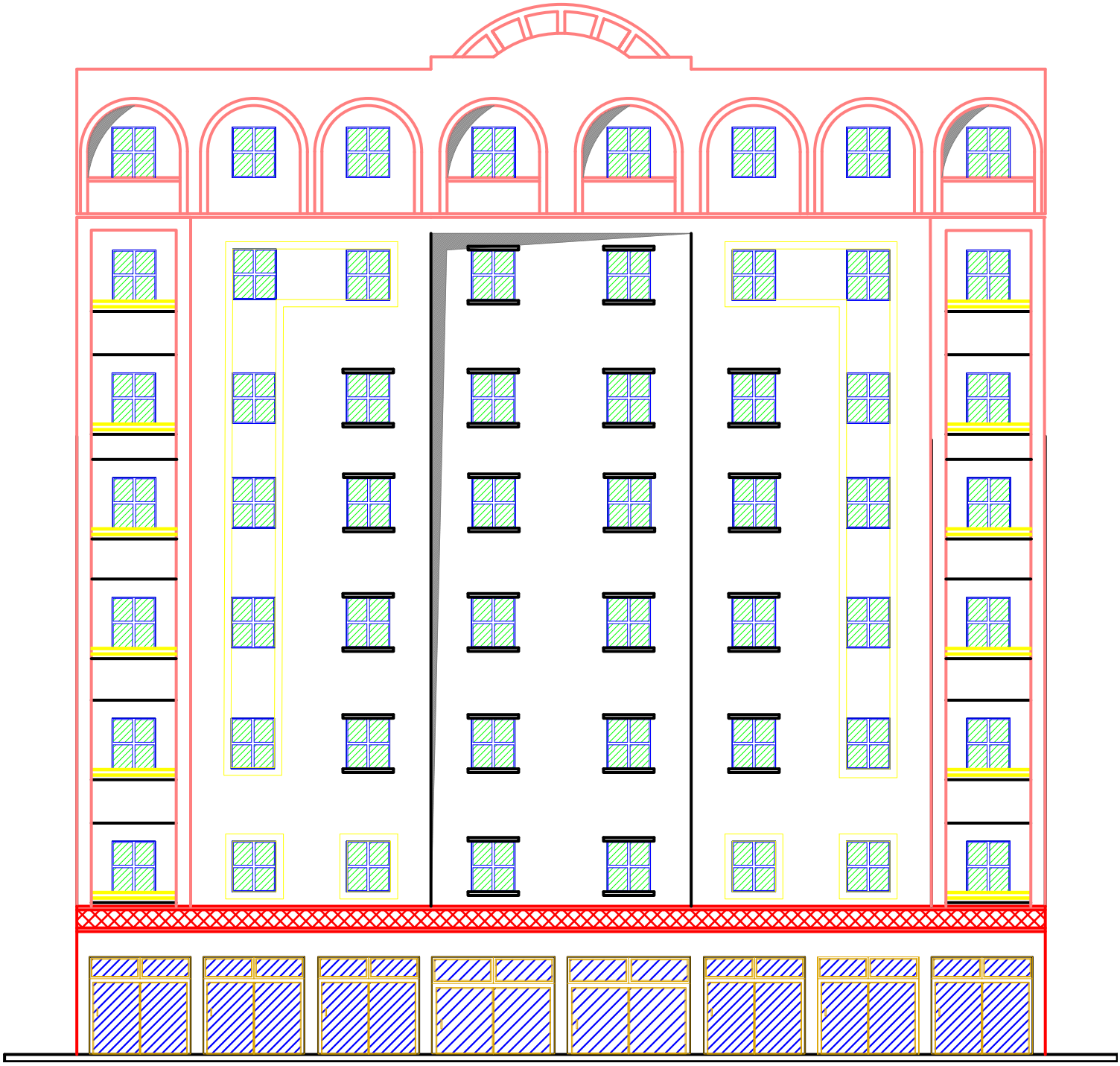
Vu en plan de la terrasse



Coupe A-A



Façade principale



Façade secondaire

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans notre structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Presentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confiée , est un bâtiment en rez-de- chaussée (RDC) + Sept (07) étages à usage multiple $[habitation + commerce]$. Le bâtiment sera implanté de la commune de Médéa.

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

- ✓ Règle de conception et de calcul de structures [CBA93] et [DTR.BC.2.41].
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.BC.22].
- ✓ Le règlement parasismique [RPA99 version 2003].
- ✓ Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331].

I.3. Caracteristiques geometriques du batiment

I.3.1. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : H_t = 26,61 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : $H_{étage}$ = 3,23 m
- ✓ Hauteur du RDC : H_{RDC} = 3,40 m

I.3.2. Dimensions en plan

- ✓ Longueur totale du bâtiment: Lx =26,80 m
- ✓ Largeur totale du bâtiment: Ly =18,57m

I.4. Classification de l'ouvrage

I.4.1. Classification de la zones sismique

Le bâtiment sera implanté de la commune de Médéa zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de moyenne sismicité « Zone IIb ».

I.4.2. Classifications de l'ouvrage selon leur importance

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 bâtiment multiple [habitation+commerce] collective de hauteur 26,61 m. (ouvrages courant ou d'importance moyenne)

I.4.3. Classification du sol

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a le site meuble (S3).

I.4.4. Classification du système de contreventement

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

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

I.5. Conception structurelle

I.5.1. Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

• planchers à corps creux.

• planchers à dalle pleine

I.5.2. Escaliers

On a un seule type d'escalier :

- ✓ Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du RDC jusqu'au dernier étage.

I.5.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
  - ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.5.5. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'unehauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.5.6. Le plafond

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

I.5.7. 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.6. Hypotheses de calcul

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

I.6.1.Le Béton

Tableau I. 1.Hypothèses de calcul du béton.

Résistance à la traction « ft28 »		2.1 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164.2 MPa
	Différée	10818.86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	Déformations	0.2
Contrainte en compression (σ_{bc})	Situation durable	14.17 MPa
	Situation accidentelle	18.48 MPa

Module de déformation longitudinale **CBA art (A.2.1.2.1 et A .2.1.2.2)**……[2]

f_{c28}= 25 MPa E_{i28}= 11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.195 MPa . Module instantané

E_{d28}= 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.865 MPa. Module différé

$$\sigma_{bc}= \frac{0.85\times f_{c28}}{\theta\times\gamma_b}$$

$\theta = 1$ situation durable $\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

$\theta = 0.85$ situation accidentelle $\gamma_b = 1.15$ (situation accidentelle)

I.6.2.Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 2.Caractéristique de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="7">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="5">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à HA $\bar{\sigma}_s$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\bar{\sigma}_s$</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à HA $\bar{\sigma}_s$</td><td>164.97 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\bar{\sigma}_s$</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification</td></tr>
</table>

Tableau I. 3.caractéristiques de l'acier

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Acier HA	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillissoudés	TLE 520	520	planchers à corps creux

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

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

II.2. Pré-dimensionnement

II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec :} \quad ht \geq \frac{L}{22,5}$$ **« CBA93 ART B.6.8.4.2.4 »**....[2]

ht = h : Hauteur (épaisseur) totale du plancher ;

e : épaisseur de la dalle de compression ;

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

Pour notre projet : L= 375 cm

d'où alors

$\frac{375}{25} \leq ht \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 15cm \leq ht \leq 18,75$ cm $\quad ht \geq \frac{375}{22,5} = 16,66$ cm

On adopte : ht = 20 cm. ht = d + e ⇒ **ht = 16+4 cm. « DTR B.C.2.2 ART C.3 »**…...[2]

Avec : d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

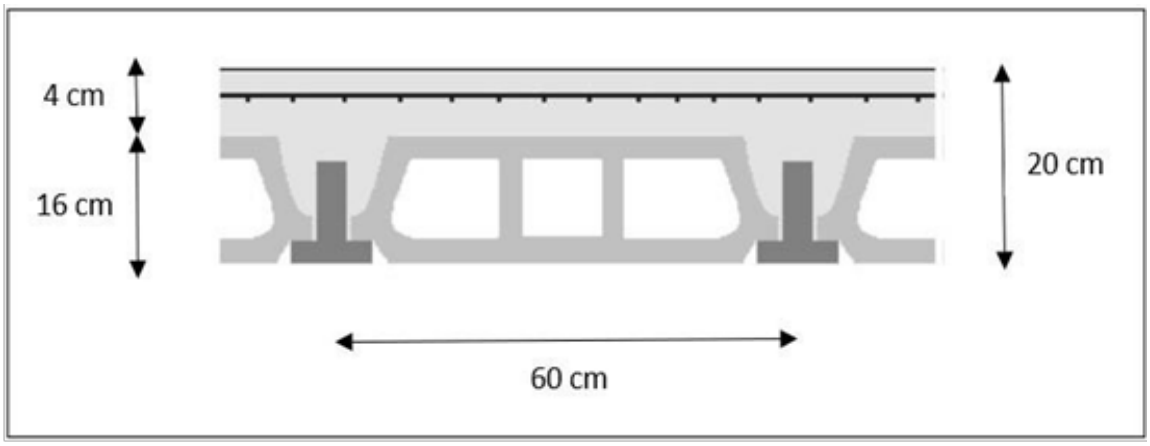


Figure II. 1.Coupe du plancher à corps creux

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

  - $(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

L : la plus petite portée entre nus des appuis

ii) Sécurité contre l'incendie

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

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

iii) Condition d'isolation acoustique $e \geq 15cm$.

Dans notre cas, Dalle reposant sur 2 appuis, on a : **L = 1,40 m.**

d'où alors : $4\ cm \leq e \leq 4{,}66\ cm$

Pour remplir toutes les conditions, notamment : la condition d'isolation acoustique, on adoptera **e =15cm**

II.3. Pré dimensionnement des poutres

- Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes : **Selon C.B.A93** ….[2]

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

- Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [**Art 7.5.1 RPA99v2003]** en zone II.b sont :

  $h \geq 30$, $b \geq 20$, $h / b \leq 4$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Tableau II. 1.Pré-dimensionnement des poutres.

Élément	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière
Longueur	L=5,07 m	L=3,55m	L=3,23m
Pré-dimensionnement	$33,8 \leq h \leq 50,7$ h=40 cm $12 \leq b \leq 28$ b =30cm	$23,67 \leq h \leq 35,5$ h =35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b =30cm	$21.53 \leq h \leq 32.3$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm
Section choisie	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $h / b = 1.33 \leq 4$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $h / b = 1,16 \leq 4$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $h / b = 1 \leq 4$
Conclusion	C.V	C.V	C.V

II.4. Les Longrines

a)Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal. **[ART 10.1.1 RPA99V2003]**…[1]

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

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

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

donc on adopté la section : **30cm x 30cm.**

II.5. Évaluation des charges

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible

a) Plancher à corps creux

d'aprés **« DTR B.C 2.2»**…..[3]

Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques(KN /m^3)	Poids surfaciques(KN/m^2)
1	Gravillon roulé deprotection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de plâtre	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	6.56 KN/m^2		

b) Plancher à dalle pleine

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

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de Protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.22 KN/m^2		

II.5.2. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simples cloisons)

« DTR B.C 2.2»…..[3]

Tableau II.4 : Charges du mur simple cloison

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

b) Murs extérieur (Double cloison) « DTR B.C 2.2»…..[3]

Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.

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

II.5.3. Plancher étage courant « DTR B.C 2.2»…..[3]

a) Plancher à corps creux

Tableau II.6: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison	0.10	-	1,62
	G(chargespermanentes)	5.96 KN/m^2		

b) Plancher dalle pleine

Tableau II.7 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques(KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison	0.10	-	1,62
	G (charges permanentes)	6.91 KN/m2		

II.5.4. Charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ART 7.5 » …..[3]

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

USAGE	Q (KN/m^2)	Article
Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]

II.6. Prédimensionnement des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation ; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Dans notre projet on a un types de section des poteaux : section carrée, on fait le pré dimensionnement de chaque section de poteau.

II.6.1. Les dimensions des poteaux

On a commencé avec les sections minimales exigées par le RPA99v2003, elles ne sont pas vérifiées donc on a augmenté les sections jusqu'à leurs vérifications avec l'effort normal admissible.

II.6.2. Étapes de pré dimensionnement

• Choix du poteau le plus sollicité

Poteau le plus sollicité

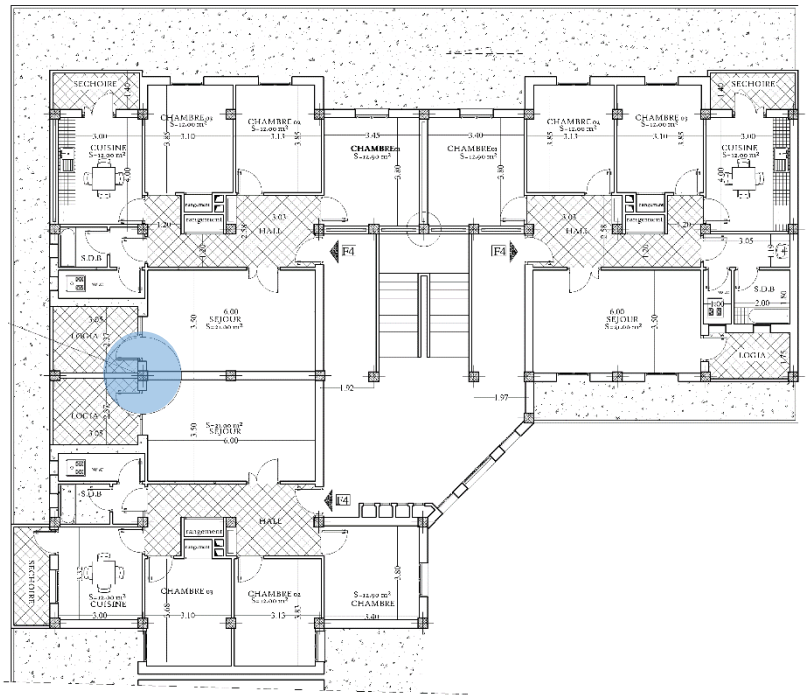


Figure II.2 : Position du poteau le plus sollicité

• Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau

• Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

• Vérification de l'effort normal ultime majoré.

• Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du **RPA99v2003 : « Art 7.4.1 »**….[1]

On doit respecter la formule suivante :

$$Nu \leq \overline{N} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0{,}9 \cdot \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

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

$\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}2(\lambda/35)^2}$ Si $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0{,}6\,(\frac{50}{\lambda})^2$ Si $50 \leq \lambda \leq 70$

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. Rectangulaire) ; i = $\frac{D}{4}$ (sec. Circulaire);

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0: longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement ;

f_{c28}=25 MPa;

fe=400 MPa ;

Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

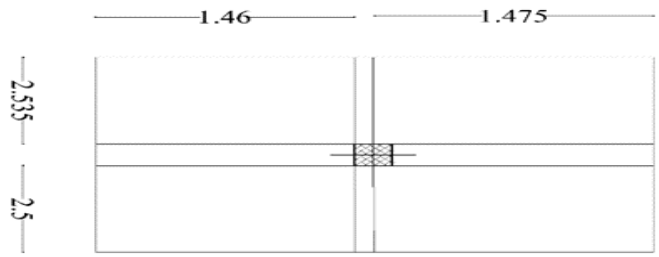


Figure II.3 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

II.6.3 Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a deux poteaux les plus sollicités :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité : **St= 17.25 m².**

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

SP=14.78m².

II.6.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

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

Tableau II. 10.Calcul de l'effort normal limite

Étage	Dimension	B_r	L_0	L_f	i	λ	α	A_s	$\bar{N}$ (kN)
	(Cm²)	(cm^2)	(m)	(m)	(m)			(cm^2)	
26.01	35x35	1089	3.23	2.261	0.101	22.39	0.786	1.225	1618.60
22.78	35x35	1089	3.23	2.261	0.101	22.39	0.786	1.225	1618.60
19.55	35x35	1089	3.23	2.261	0.101	22.39	0.786	1.225	1618.60
16.32	40x40	1444	3.23	2.261	0.115	19.66	0.800	1.60	2183.78
13.09	40x40	1444	3.23	2.261	0.115	19.66	0.800	1.60	2183.78
9.86	40x40	1444	3.23	2.261	0.115	19.66	0.800	1.60	2183.78
6.63	45x45	1849	3.23	2.261	0.130	17.39	0.810	2.025	2830.55
3.40	45x45	1849	3.40	2.38	0.130	18.31	0.806	2.025	2816.57

II.6.5. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

• G plancher = poids de plancher × S plancher .

• G (poutres principales ou secondaires) = b × h × L× poids volumique du béton armé.

• G poteau = b × h × he × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m3.

Tableau II.11. Détermination des charges permanentes.

	G plancher (KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	Gps (KN)	Gniv (KN)	Gcum(KN
26.01	96.957	9.892	8.805	13.217	128.871	128.871
22.78	88.089	9.892	8.805	13.217	120.003	248.874
19.55	88.089	9.892	8.805	13.217	120.003	368.877
16.32	88.089	12.92	8.805	13.217	123.031	491.908
13.09	88.089	12.92	8.805	13.217	123.031	614.939
9.86	88.089	12.92	8.805	13.217	123.031	737.97
6.63	88.089	16.352	8.805	13.217	126.463	864.433
3.40	88.089	17.213	8.805	13.217	127.324	991.757

II.6.6. Détermination des Surcharge d'exploitation

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre

d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

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

$\sum$Qn =Q0+ $\frac{3+n}{2n}$ $\sum_{i=1}^{n} Qn$

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

Cette équation est donnée par **[ART.6.3 DTR BC.2.2]**…..[3]

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Qn: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs Les surcharges des planchers sont différentes

7eme étage : Q 0

6eme étage : Q 0 + Q 1

5eme étage : Q 0 + 0.95(Q 1 + Q 2)

4eme étage : Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2 +Q 3)

3eme étage : Q 0 +0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4)

2eme étage : Q 0 +0.80(Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5)

1er étage : Q 0 +0.75(Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6)

RDC : Q 0 +0.7 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6+ Q 7)

Q= Stotal * Qi

Tableau II. 12.Détermination des charges d'exploitation

Étage	Q plancher (KN)	St (m^2)	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
$7^{éme}$	1	17.25	0	17.25	17.25
$6^{éme}$	1.5	17.25	1	25.875	43.125
$5^{éme}$	1.5	17.25	0.95	25.875	66.413
$4^{éme}$	1.5	17.25	0.9	25.875	87.113
$3^{éme}$	1.5	17.25	0.85	25.875	105.225
$2^{éme}$	1.5	17.25	0.8	25.875	120.75
$1^{ére}$	1.5	17.25	0.75	25.875	133.688
RDC	1.5	17.25	0.7	25.875	144.038

II.6.7. Détermination de l'effort normal ultime « CBA 93 Art B.8.4.1» …[2]

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

N ultime=1.35G+1.5Q ⟶ Nu= N ultime + 10% N ultime =1.1N

Tableau II.13.Détermination de l'effort normal ultime

Étage	G(kN)	Q(kN)	Nultime	1,1Nultie	$\bar{N}_u$(kN)	$1{,}1N_{ultime} \leq \bar{N}_u$(kN)
$7^{éme}$	128.871	17.25	199.851	219.836	1618.60	Condition vérifiée
$6^{éme}$	248.874	43.125	400.667	440.734	1618.60	Condition vérifiée
$5^{éme}$	368.877	66.413	597.603	657.363	1618.60	Condition vérifiée
$4^{éme}$	491.908	87.113	794.745	874.220	2183.78	Condition vérifiée
$3^{éme}$	614.939	105.225	988.005	1086.806	2183.78	Condition vérifiée
$2^{éme}$	737.97	120.75	1177.385	1295.124	2183.78	Condition vérifiée
$1^{ére}$	864.433	133.688	1367.967	1504.764	2830.55	Condition vérifiée
RDC	991.757	144.038	1554.929	1710.422	2816.57	Condition vérifiée

II.6.8. Vérification des conditions selon « RPA99version2003 Art 7.5.1»…[1]

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

Tableau II.14.Vérification des conditions selon le **[RPA99v2003].**

Dimension	Min (b_1, h1) ≥30cm	Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{he}{20}$	1/4 <b/h < 4	Obs
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥16.15cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥16.15cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥16.15cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II .7. Vérification aux zones nodales [art7.5.1. RPa99v2003] …[1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- b max ≤ 1,5h1 + b1
- d ≤ Max $\left(\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}\right)$

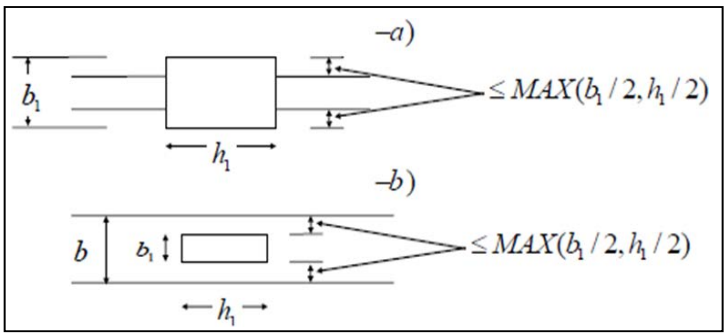


Figure II.4: Zones nodales

Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales

Etage	bmax (cm)	h1 (cm)	b1(cm)	bmax ≤ 1,5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max(b1/2;h1/2)
$7^{éme}$ $6^{éme}$ $5^{éme}$	30	35	35	Vérifiée	2,5	17,5	Vérifiée
$4^{éme}$ $3^{éme}$ $2^{éme}$	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
RDC et $1^{ére}$ étage	30	45	45	Vérifiée	7,5	22,5	Vérifiée

II .8. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]**….[1]

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

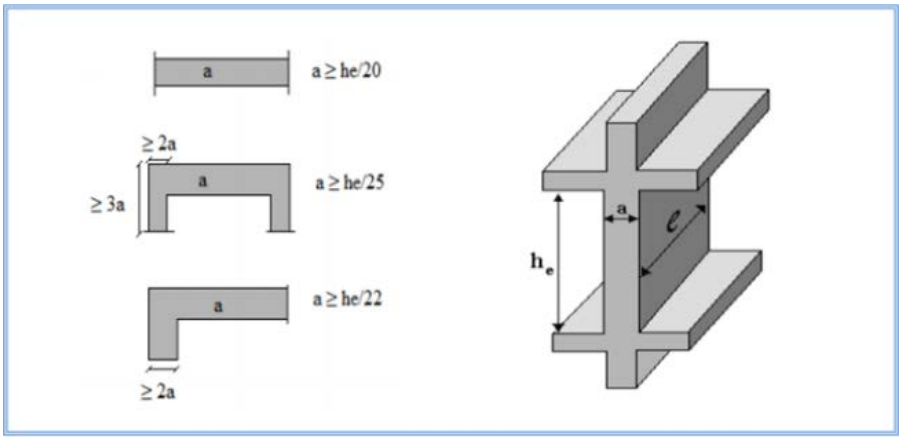


Figure II.5 : les épaisseurs des voiles

$a \geq \text{MAX}\ \{15\,\text{cm},\ he/25, he/22\}$

Tableau II.16 : Prédimensionnement des voiles

LES ETAGES	he= ht -hpp (cm)	$e \geq \frac{he}{25}\ (cm)$	$e \geq \frac{he}{22}\ (cm)$	$e \geq \frac{he}{20}\ (cm)$	e_{choisi}
RDC+ Tout les étages	266	10.64	12.09	13.3	15

II .9. Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; leur étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

Le calcul se fait en flexion composée, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité

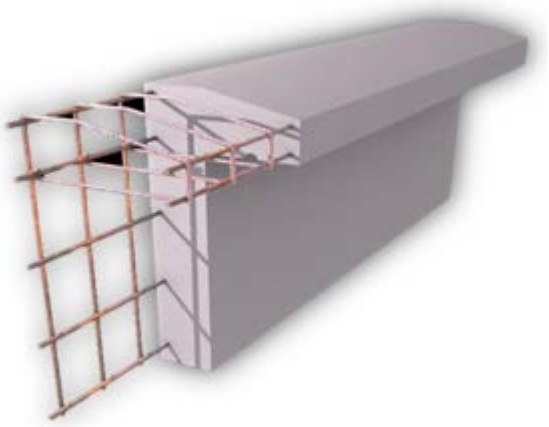


Figure III. 1. l'acrotère

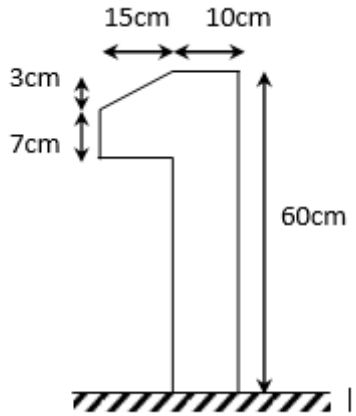


Figure III.2. Dimensions de l'acrotère

III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

Charges permanentes	G=1.82 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.2.2 Détermination des efforts :

Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère

	ELU	ELS
Effort normal	Nu = 1.35G = 2.457 kN	Nu = G = 1.82 Kn
Moment d'encastrement	Mu = 1.5 Q. h = 0.9 kN. m	Mser = Q. h = 0.6 kN. M
Effort trenchant	Tu = 1.5 Q = 1.5 kN	Tser = Q = 1 kN

III.2.3.Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimale: Amin = max [4%.u; 0,2B/100] =max[0.04×(100+10)×2;2)= 8,8 cm²/ml.

Section maximale: Amax= $\frac{5B}{100}$ = $\frac{5\ (10*100)}{100}$ = 50 cm²/ml.

Tableau III. 3.Armatures verticales et horizontales

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
Calculée	4.40	4.40	$A_{s1}/4$=1,38	$A_{s1}/4$=1,38
Choisie	7HA10=5,50	7HA10=5,50	4HA8=2,01	4HA8=2,01
Espacement (cm)	15	15	15	15

III.2.4.Vérification des contraintes normales a l'ELS

Type de fissuration : **préjudiciable.**

$\sigma_{b\ adm}$ = 0.6 Fc28 = 15 Mpa Réf : **« CBA 93, Art.A-4.5.3.3»**.....[2]

$\sigma_{s\ adm}$ = min $\left\{\frac{2}{3}\ fe\ ; 110\sqrt{(\eta\ .ft28)}\right\}$ = 201.63 Mpa Réf : **«CBA 93, Art.A-4.5.3.3»**….[2]

Tableau III. 4.Vérification des contraintes normales de l'acrotère

Contraintes (MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma'_s}$	Oui
0,34	2,16	2,64	15	201,63	201,63	

III.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU

$$\tau u = \frac{Tu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} \min = \left\{ \frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

Tableau III. 5.Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification
100	10	1,5	0,02	2,50	Oui

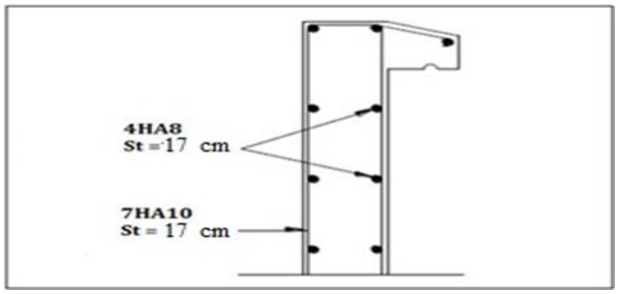


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

• Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

• La dalle de compression.

• Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression «CBA93 B.6.8.4.2.3 » …[2]

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

• Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal 20 cm ;

• Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

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

$At \geq \frac{200}{f_e}$ si : $L \leq 50$ cm

$At \geq 0.02\ L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ *si* : $50\ cm \leq L \leq 80\ cm$

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe = 520).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm

At_1: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : L = 60cm ⇒ $At_1 \geq 0{,}02\ L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = \frac{240}{520} = 0{,}46 cm^2/ml$

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

$At_2 = \frac{At1}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 cm^2/ml$

On choisira : At_1 = 7 Ø 4= 0.88 cm^2 avec un éspacement de 20 cm.

At_2 = 7 Ø 4 = 0.88 cm^2 avec un éspacement de 20 cm.

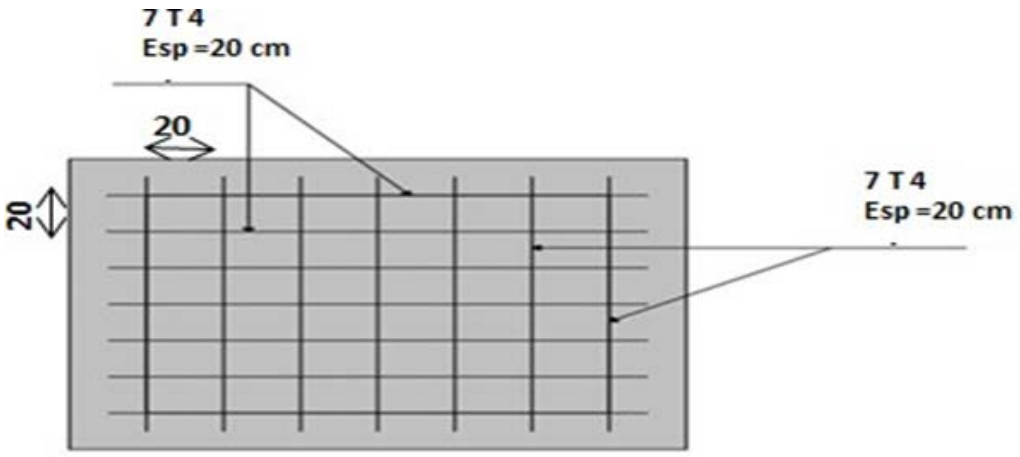


Figure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3.2. les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.3.2 .a. 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 à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »** …[2]

Q = max [1 KN ; 0,5L = 2,10] = 1,875 KN

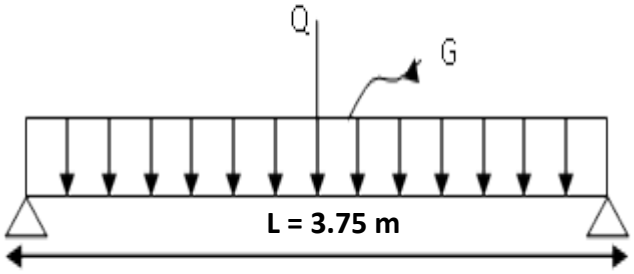


Figure III.5.Poutrelle avant coulage.

- **Charges et surcharges**

Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes	G (KN/ml)
Poids de la poutrelle : 0.12 × 0.04 × 25= 0.12 KN/ml	0.72
Poids du corps creux : 0.60 × 1= 0.60 KN/ml	
Surcharge d 'exploitation	Q(KN/ml)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max (1KN et 0.5L) = 0.5 L= 0.5×3.75=1.875KN/ml	1.875

- **Vérification de la flèche**

fmax < $\bar{f}$

avec : fmax = $\frac{5\times GL^4}{384\times EI} + \frac{QL^3}{48EI}$; $\bar{f} = \begin{cases} \frac{L\,(cm)}{500} & \text{si L} \leq 5\text{m} \\ \frac{0.5+L}{1000} & \text{si L} > 5m \end{cases}$

$$f\text{max} = \frac{5GL^4}{384\times EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5\times 0.72\times 3750^4}{384\times 10819\times 6.4\times 10^5} + \frac{1.875\times 3750^3}{48\times 10819\times 6.4\times 10^5}$$

fmax = 268.05 mm

fmax = 268.05 mm $\geq \bar{f}$ = 7.5 mm **Condition non vérifiée.**

Tableau III.7: Calcul des étaiements

Étaiement	G	Q	fc28	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	F max (mm)	F barr (mm)	F<F bar
0	0.72	1.875	25	10819	3750	640000	268.05	7.5	CNV
1	0.72	1	25	10819	1875	640000	16.75	3.75	CNV
2	0.72	1	25	10819	1250	640000	3.31	2.5	CNV
3	0.72	1	25	10819	937.5	640000	1.04	1.875	CV

Conclusions :

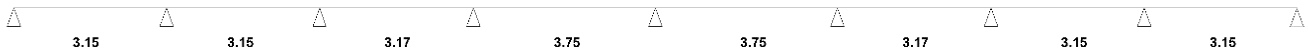
Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **0,94 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.b Après coulage

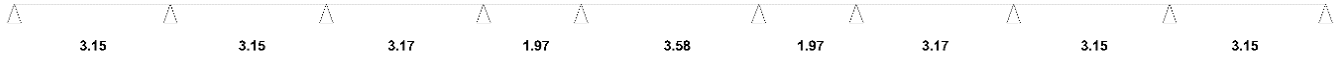
Apres coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 5 types des poutres continues sont à envisages :

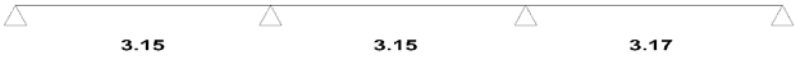
Type1-Poutrelle à 8 travées :



Type2-Poutrelle à 9 travées :



Type3-Poutrelle à 3 travées :



Type4-Poutrelle à 4 travées :



Type5-Poutrelle à 4 travées :



Remarque : nous avons étudié les poutrelles les plus défavorable.

II.3.2.b.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.8: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Charges	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancher terrasse	6.56×0,65= 4,264	1.0×0,65=0.65	6.731	4.914
Plancher courant	5,96×0,65= 3,874	1.5×0,65=0.975	6.692	4.849

Méthode forfaitaire :

- ***conditions d'application:***

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- ***Conditions concernant la charge d'exploitation:***

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min (2.G et 5 KN/m2)}$$

Charges concentrées :

$$P \leq \text{Min (Q/4 et 2 KN)}$$

P : charge permanente concentrée (en KN).

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

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

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1,25$$

- ***Condition concernant le type de fissuration:***

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

- ***Exposé de la méthode:***

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

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite

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

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)
- $Mt \geq \begin{cases} \left(\frac{1,2 + 0,3\,\alpha}{2}\right). & \text{M0 pour les travées de rive} \\ ((1 + 0,3\,\alpha)/2). & M0 \text{ pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis:

Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.

Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

Remarque :

1) M0 : moment isostatique (M0=PL2 /8)

dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues. sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

2) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0,2 M0).

3) l'effort tranchant est égale :

Tw= PL/2+((Mw-Me)/L)

Te= -PL/2+((Mw-Me)/L)

4) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

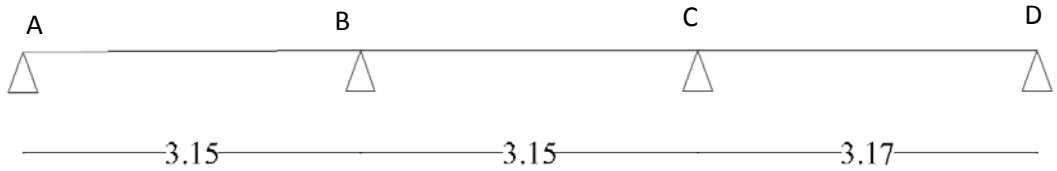
Ma=Mb=-0,5 M0

III.3.2.b.2 Sollicitations de calcul

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

III.3.2.b.3 Exposé de la méthode forfaitaire

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



a - Plancher terrasse

Tableau.III.9. Moments et efforts tranchant en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	Pu	L (m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	T0	Tw (kN)	Te (kN)
A – B	6,731	3,15	8,35	5,84	1,67	4,17	10,60	9,81	11,40
B – C	6,731	3,15	8,35	4,59	4,17	4,17	10,60	10,60	10,60
C – D	6,731	3,17	8,46	5,92	4,23	1,69	10,67	11,47	9,87

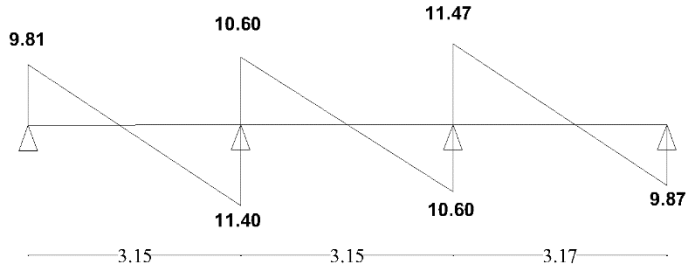


Figure III.6. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travée à l'ELU

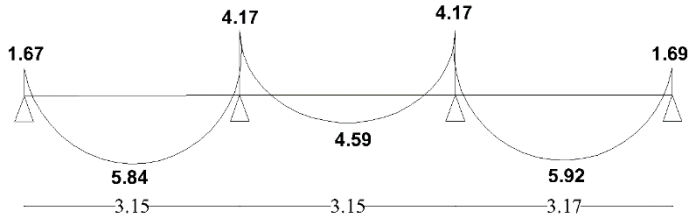


Figure III.7. Diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELU)

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

Travées	Ps	L (m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)
A – B	4,914	3,15	6,09	4,27	1,22	3,05
B – C	4,914	3,15	6,09	3,35	3,05	3,05
C – D	4,914	3,17	6,17	4,32	3,09	1,23

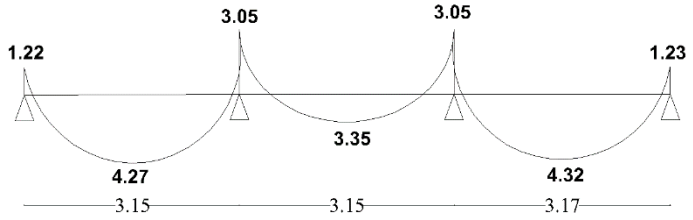


Figure III.8. Diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELS**)**

b – Plancher courant :

Tableau.III.11. Moments et efforts tranchant en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	Pu	L (m)	M0 (Kn.m)	Mt (Kn.m)	Mw (Kn.m)	Me (Kn.m)	T0	Tw (Kn)	Te (Kn)
A – B	6,692	3,15	8,30	5,90	1,66	4,15	10,54	9,75	11,33
B – C	6,692	3,15	8,30	4,65	4,15	4,15	10,54	10,54	10,54
C – D	6,692	3,17	8,41	5,97	4,20	1,68	10,61	11,40	9,81

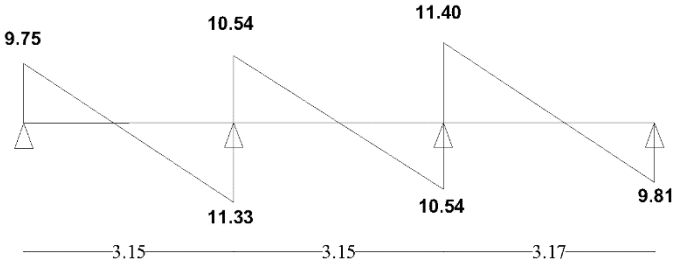


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travées à (ELU)

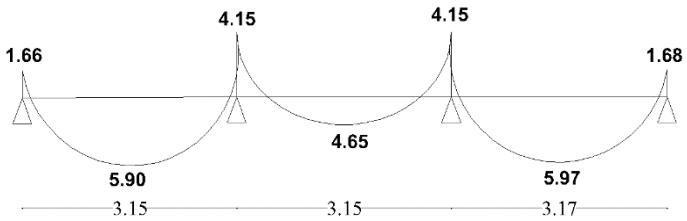


Figure III.10. Diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU)

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

Travées	Ps	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A – B	4,849	3,15	6,01	4,21	1,20	3,01
B – C	4,849	3,15	6,01	3,30	3,01	3,01
C – D	4,849	3,17	6,09	4,26	3,05	1,22

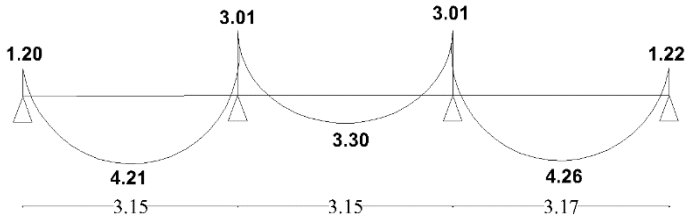
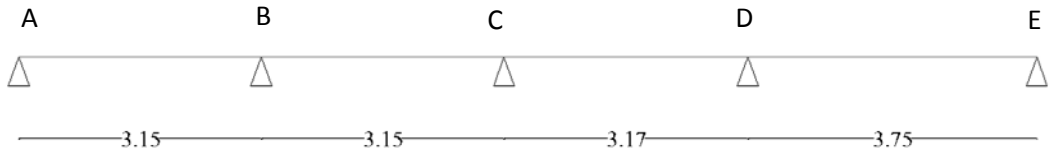


Figure III.11.: diagramme des moments poutrelle à trois travées à (ELS)

❖ **2eme Type : Poutrelles à quatre travées :**



a− Plancher terrasse

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

Travées	Pu	L (m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	T0	Tw (kN)	Te (kN)
A – B	6,731	3,15	8,35	5,84	1,67	4,17	10,60	9,81	11,40
B – C	6,731	3,15	8,35	5,01	4,17	3,34	10,60	10,87	10,34
C – D	6,731	3,17	8,46	5,07	3,38	4,23	10,67	10,40	10,94
D – E	6,731	3,75	11,83	8,28	5,92	2,37	12,62	13,57	11,67

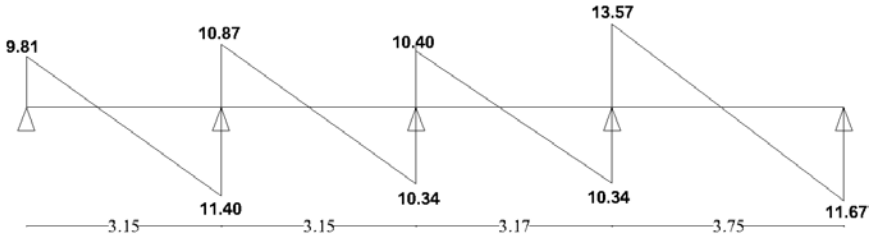


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à quetre travée à (ELU)

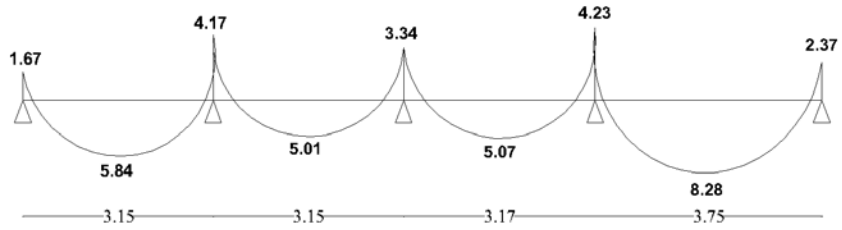


Figure III.13. Diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELU)

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

Travées	Ps	L	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A – B	4,914	3,15	6,09	4,27	1,22	3,05
B – C	4,914	3,15	6,09	3,66	3,05	2,44
C – D	4,914	3,17	6,17	3,70	2,47	3,09
D – E	4,914	3,75	8,64	6,05	4,32	1,73

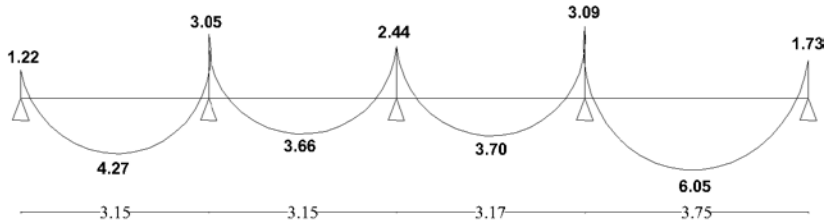


Figure III.14. Diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELS)

b - Plancher courant :

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

Travées	Pu	L (m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	T0	Tw (kN)	Te (kN)
A – B	6,692	3,15	8,30	5,90	1,66	4,15	10,54	9,75	11,33
B – C	6,692	3,15	8,30	5,07	4,15	3,32	10,54	10,80	10,28
C – D	6,692	3,17	8,41	5,13	3,36	4,20	10,61	10,34	10,87
D – E	6,692	3,75	11,76	8,36	5,88	2,35	12,55	13,49	11,61

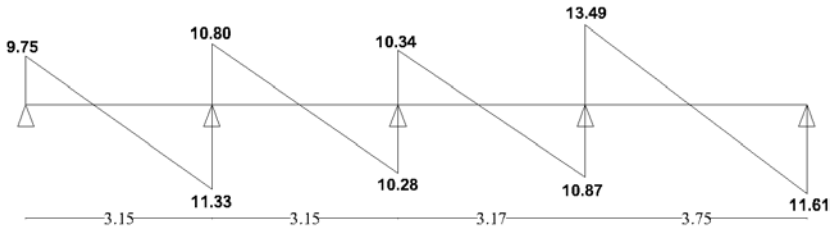


Figure III.15. : diagramme des efforts tranchant poutrelle à quetre travées à (ELU)

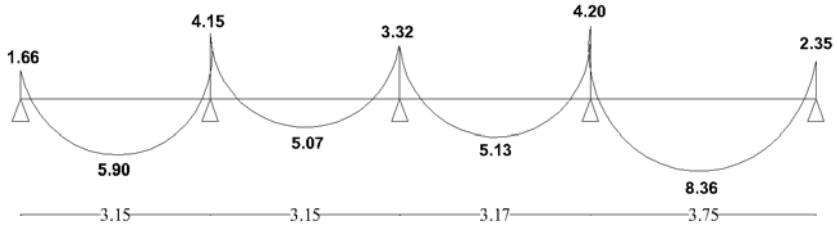


Figure III.16. Diagramme des moments poutrelle à quetre travée à (ELU)

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

Travées	Ps	L	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A – B	4,849	3,15	6,01	4,21	1,20	3,01
B – C	4,849	3,15	6,01	3,61	3,01	2,41
C – D	4,849	3,17	6,09	3,65	2,44	3,05
D – E	4,849	3,75	8,52	5,97	4,26	1,70

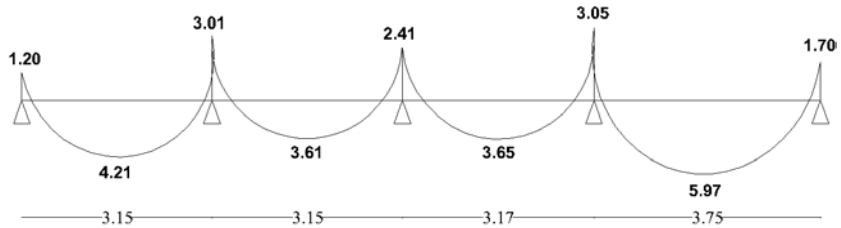


Figure III.17. Diagramme des moments poutrelle à quetre travées à (ELS)

.Tableau III-17. : Récapitulations des efforts

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort trenchant Max
	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	13,57
Terrasse	5,92	4,32	8,28	6,05	
Etage courant	5,88	4,26	8,36	5,97	13,49
Référence	Poutrelle à 4 travées		Poutrelle à4 travées		Poutrelle à 4 travées

III.3.2.b.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 enT.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

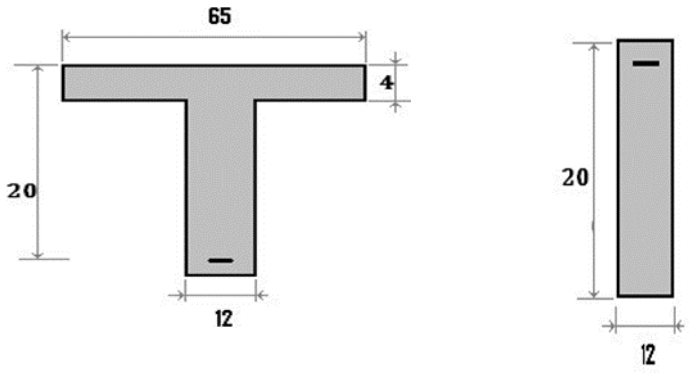


Figure III.18..les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui(à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-18.Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appui
ELU	Mu (KN.m)	8,36	5,88
	M0(KN.m)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =59,07KN.m M0>Mu⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*20)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =59,07KN.m M0>Mu⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(12*20)
	μ	0,028	0,020
	μl	0,392	
	μ< μl	C.V	C.V
	β	0,986	0,990
	A(cm^2)	1,354	0,948
	Amin=B/1000	1.3	0.25
	A>Amin	C.V	C.V
	Le choix A	3HA10=2.35cm^2	3HA10=2.35cm^2
	Le choix A'	2HA10=1,57 cm^2	2HA10=1,57 cm^2

Vérification à L'ELS:

	Mser (KN.m)	5,97	4,26
ELS	$\sigma_{b\ adm}$	15	
	y1 (cm)	3,9	7,8
	IG (cm^4)	8353	5597
	K (N/cm^3)	71,47	76,12
	σb (Mpa)	2,8	5,9
	σb ≤ σbadm	C.V	C.V

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

Tableau III.19: Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appui
	3HA10=2.35cm^2	1HA10+1ch12=1,91cm^2

III.3.2.b.5 Calcul et vérification des armatures transversales

« RPA99V2003 Article 7.5.2.2 » …[1]

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

$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b0}{10}\right)$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

φl : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0: Largeur d'âme de la nervure.

Φt ≤ (6.85; 12; 12)mm

Armatures ronds lisses $\emptyset \mathbf{t}$ = 6 mm avec une nuance d'acier FeE400

Choix : 2HA6 = 0.56 cm²

at=$\frac{\pi \varphi t}{4}$ = 28.27 mm2 ; nt = 2

At = at * nt = 56.54 mm2

At = 0.5654 cm2

Espacement des armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93] …[2]

St ≤ Min $\begin{cases} 0{,}9d \\ 40cm \end{cases}$ = (19.8; 40 cm)

Donc: St=15 cm

III.3.2.b.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

« CBA93Article 5.1.2.1» …[2]

la vérification se fera à L'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible

Tableau.III.20. vérification des contrainte des cisaillement à ELU

T(KN)	Tu	Tadm	Tu≤ Tadm
13,49	0,625	3.33	C.V

III.3.2.b.7 Section d'armatures transversales minimales

$$\frac{At.fe}{b0.St} \geq 0{,}4 \text{ MPa} \Longrightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1{,}24 \text{ MPa} \geq 0{,}4\text{MPa} \quad (CV)$$

$$\frac{At}{b0.St} \geq \gamma_S \left(\frac{\tau_{u-0,3Kf_{t28}}}{0{,}9.Fe[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Longrightarrow \frac{At}{b0.St} = 0{,}003 > 0{,}001 \quad (CV)$$

III.3.2.b.8 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A »

Tableau III.21 .vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

$1^{ére}$ condition	$2^{éme}$ condition
h /L ≥ Mt /(15 M0)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/L=0,20/3,75=0,05 Mt/(15 M0)=8,36/(15*11,831)=0,047	ρ =At/(bo*d)=2.35/(12*18)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	CNV

Vu que la $2^{éme}$ condition n'est pas vérifiée alors on passe directement au calcul de la flèche**.**

III.3.2.b.9 Évaluation détaillée de la flèche « Annexe A »

Tableau III.22: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles

Mser (kN.m)	A(cm^2)	Y (cm)	ρ (%)	ß1	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
5,97	2,35	7,32	1,08	0,857	77,46	0,328	3,71	1,48
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
19435	9636,52	14372,98	3,75	2,70859	5,44802	2,7394	7,5	vérifiée

.

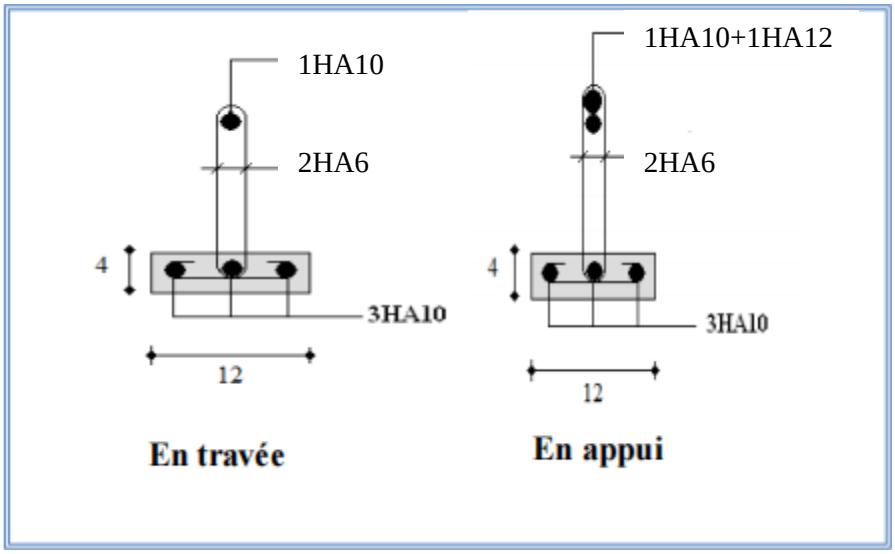


Figure III.19. Ferraillage des poutrelles

III.4. LES ESCALIERS

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

III.4.1. Dimensionnement

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est présenté dans la figure ci-dessous :

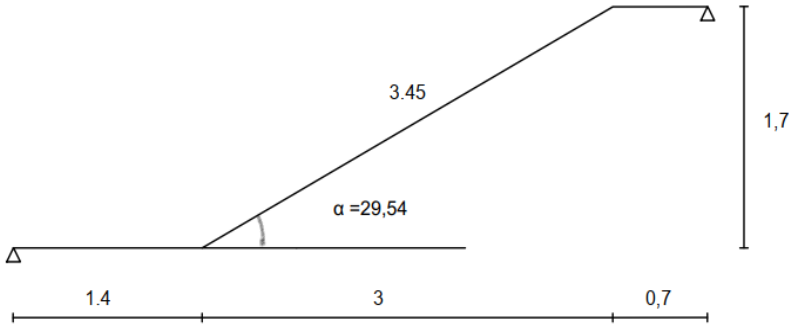


Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

Le nombre de contre marches égale à 20

Hauteur du palier : H = 3,40 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)

Hauteur de la contre marche : h=$\frac{170}{10} = 17cm$

Largeur de la marche : g = $\frac{300}{9} = 33{,}33\ cm$

L'inclinaison de la paillasse : tngα= $\frac{H}{L} = \frac{1{,}7}{3} = 0{,}636$ D'où alors : α =29,54°

La longueur de la paillasse et du palier :

Lpaillasse = $\frac{L1}{cos\alpha} = \frac{3}{cos(29{,}54)} = 3{,}45\ m$

Ltotal= Lp1+Lpaillasse+Lp2=1,4+3,45+0 ,7=5,55 m

Épaisseur de la paillasse et de palier :

Condition d'épaisseur : $\frac{Lt}{35} \leq e \leq \frac{Lt}{30} \longrightarrow \frac{555}{35} \leq e \leq \frac{555}{30}$

D'où : 15,86 ≤ e ≤ 18,5

On adopte : e palier= e paillasse= 15cm

III.4.2.Évaluation des charges et surcharges

III.4.2.1.Charges permanentes

Tableau III.23..Charge permanente de la paillasse **« DTR B.C. 2.2 »** ….[3]

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.25
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				8.08

Tableau III.24. Charge permanente du palier de repos **« DTR B.C. 2.2 »** ….[3]

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
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	Poids propre du Palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				5.45

III.4.2.2 Charges d'exploitation « DTR B.C. 2.2 ART 7.2 » ….[3]

• Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

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

III.4.3. Détermination des sollicitations

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

ELS : $Pser = G + Q$

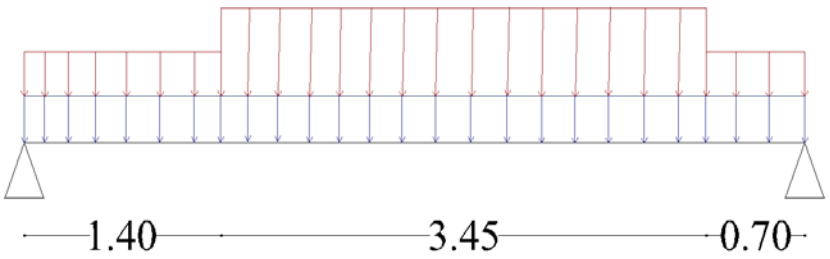


Figure III.21**.** Chargement dans l'escalier

Tableau III.25. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G(kN/ml)	**Q(kN/ml)**	**P_u(kN/ml)**	**P_{ser}(kN/ml)**
Paillasse	8.08	2.5	14.66	10.58
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.4. Détermination des efforts

Tableau III.26. Sollicitation dans l'escalier

Sollicitations	M_t(kN. m)	M_a(kN. m)	T(kN)
ELU	20,703	12,178	34,83
ELS	14,898	8,763	/

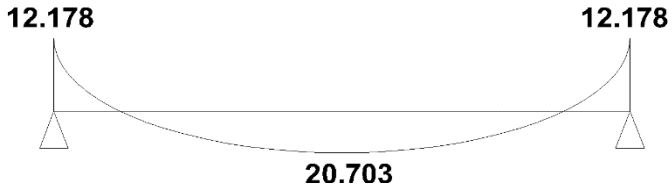


Figure III.22. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU

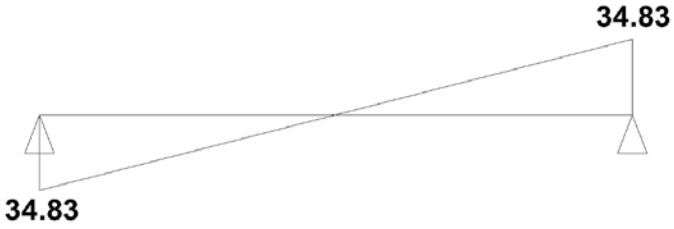


Figure III.23. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU

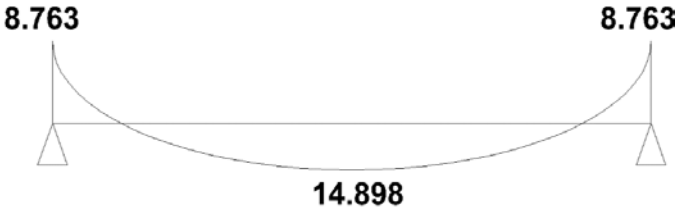


Figure III.24. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

III.4.5. Ferraillage

III.4.5.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.27. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_{Max} (KN.m)	$A_{calculée}$ cm^2	A'	A_{Min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	$A_{rép}$ =A/4 cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2
Ttravée	20,703	4,96	0,00	1,50	7HA10=5,49	1,37	4HA8=2,01
Appius	12,178	2,87	0,00		4HA10=3,14	0,79	4HA8=2,01

Tableau III.28. Vérification de la contrainte tangentielle.

	S_t(cm) Armature longitudinales	S_t(cm) Armature des répartition	$\bar{\tau}_u$(MPa)	τ_u(MPa)	Vérification
Travée	20cm≤33cm	25cm≤45cm	3,33	0,28	**CV**
Appuis	20cm≤33cm	25cm≤45cm			

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée

III.4.5.2Vérification a L'ELS « C.B.A93 Article A.4.5.3 » ….[2]

La vérification a l'ELS, fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.29. Vérification à l'ELS

Section (cm²)	Position	Mser (kN .m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	Obs
100X15	Travée	14,898	4,96	0	7,0	CV
	Appuis	8,763	2,87	0	5,09	CV

III .4.5.3 Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 » …[2]

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

$M0 = Mser = \frac{Pser \times L^2}{8} = 40{,}74$

$\frac{h}{I} = 0{,}043 \geq \frac{Mt}{20 \times M0} = \frac{14{,}90}{20 \times 40{,}74} = 0{,}019$ (CNV)

$\frac{A}{b \times d} = \frac{5{,}49}{100 \times 12{,}5} = 0{,}004 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$ (CV)

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche.

$Fadm = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$

$Fadm = 0{,}50\ cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$

Tableau III.30. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M(KN.m)	ρ%	Σs(MPa)	μ	y(cm)	I_0 (cm^4)
5,49	14,898	0,0044	150,44	0,3953	8,105	32589,175
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
12404,695	20415,185	11,50	20,97	9,46	11,1	Condition vérifiée

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en pré dimensionnement : e=15cm

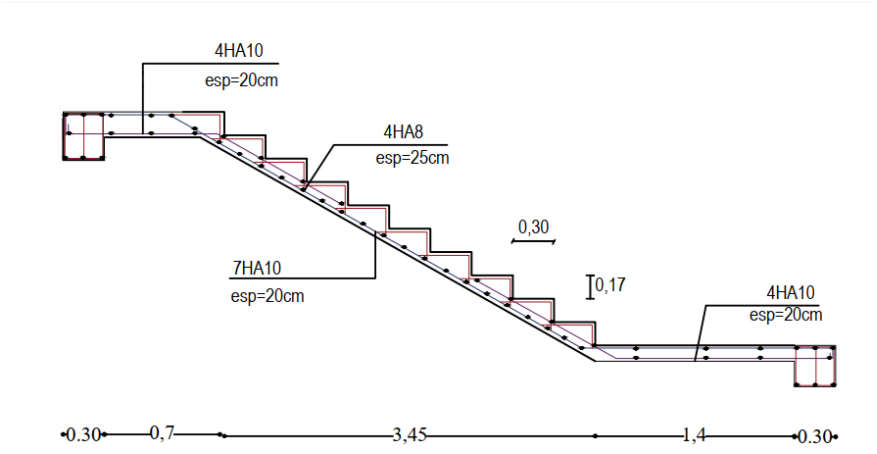


Figure III.25: Ferraillage de l'escalier

III.4.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion Simple. Elle a une section (b×h) avec longueur de 1,79 m.

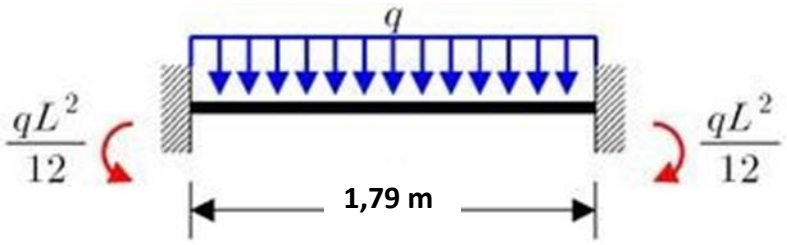


Figure III.26. Schéma équivalent de la poutre palière

III.4.6.1.Pré dimensionnement :

Elle est prédimensionné selon les deux formules suivantes :

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

Vérification des prescriptions du **RPA 99 VERSION 2003**: …[1]

b = 30cm ≥ 20cm. (Condition vérifiée)

h = 30cm ≥ 30cm. (Condition vérifiée)

h/b = 1 < 4 (Condition vérifiée)

Tableau III.31. : Prédimensionnement des poutres palières

	poutres palière
	L_{max}= 1,79 m
Conditions de résistance	11,93 cm ≤ h ≤ 17,9 cm on adopte : h = 30 cm → 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte : b = 30
Vérification selon le RPA 99	h=30 cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,167) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm b = 30cm

III.4.6.2 Évaluation des charges

Poids propre de la poutre :

G poutre = 0.3 ×0.3 × 25 = 2,25 KN/ml

Q=2.5 KN/m

Charge due aux réaction : Ru = 34,828 KN, Rser = 25,125 KN

On a : Pu =1.35(2,25) +34,828= 37,866 KN/m

Pser = 2,25+25,125= 27,375 KN/m

III.4.6.3. Calcul des efforts

Tableau III.32. : calcul des efforts

	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	$R_a = R_b$	$M_a = M_b$	$M_{t\,max}$
ELU	33,89	10,11	5,06
ELS	24,50	7,31	3,65

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Armatures longitudinales:

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

Acier : Acier : FeE400 ; γs = 1.15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σb = 14.2 MPa

b=30cm, h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.33. Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	B	A (cm^2)	A' (cm²)	Aadp (cm^2)	A(cm^2)
En travée	5,06	0,015	0,992	0,532	0	3HA12	3,39
En appuis	10,11	0,031	0,984	1,074	0	3HA12	3,39

Condition de non fragilité

On vérifie que: A ≥ Amin

En travées: A = 3,39 cm^2 ≥ Amin = 0,9 cm^2 (Condition vérifiée)

En appuis : A = 3,39 cm^2 ≥ Amin = 0,9 cm^2 (Condition vérifiée)

III.4.6.5 Vérifications des contraintes a l'ELS

« C.B.A93 Article A.4.5.3 »….[2]

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

Tableau III.34. 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 (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	3,65	3,39	24452,29	8,11	1,21	15	Condition vérifiée
Appuis	7,31	3,39	24452,29	8,11	2,42	15	Condition vérifiée

III.4.6.6 Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

«C.B.A93 Article A.5.1.2.1.1»….[2]

Tableau III. 35.Vérification des contraintes de cisaillement

Section	T (KN)	$\tau\ (MPA)$	$\bar{\tau}(MPA)$	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$	ZC (cm)	Ø (mm)	At
30x30	33,89	0,41	3,33	Condition Vérifiée	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.4.6.7 Vérification de la flèche à L'ELS

«C.B.A93 Article B.6.5.3 » ….[2]

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{Mt}{10.M0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4,2}{Fe} \end{cases}$$

Tableau III.36: Vérification de flèche des poutres palières

	$1^{ére}$ condition		$2^{éme}$ condition		$3^{éme}$ condition	
Poutre palière	0,168	0,063	0,168	0,033	0,004	0,011
	condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	

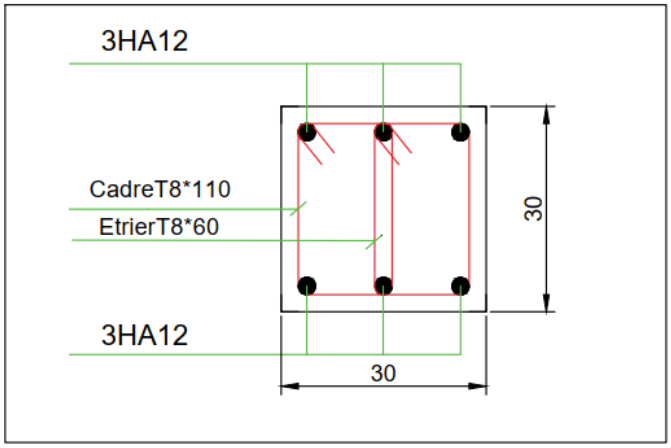


Figure III. 27 : ferraillage de la poutre palière

III.5.Les dalles pleines

III.5.1.Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 appuis avec des dimensions différentes.

- Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés de (3,62*1,4) m²
- Type 2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 2 cotés de (1,00*3,00) m²
- Type 3 : dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés de (5,21*3,75*6,45) m²

On va étudier les deux cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

III.5.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture

III.5.2.1.Principe de calcul

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation

a) travail externe

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.5.2.2 Hypothèses de calcul

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/on schématise :

*un coté libre par trait continu.

*un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

*un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/on appelle :

* ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).

* ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/*la ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zig-zag.

* la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.5.2.3 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.37: Les actions sur la dalle pleine

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_u	Q_s
Balcon	7.22	1	11,247	8,22
Plancher à dalle pleine	7,22	2,5	13,497	9,72

III.5.3.Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1)

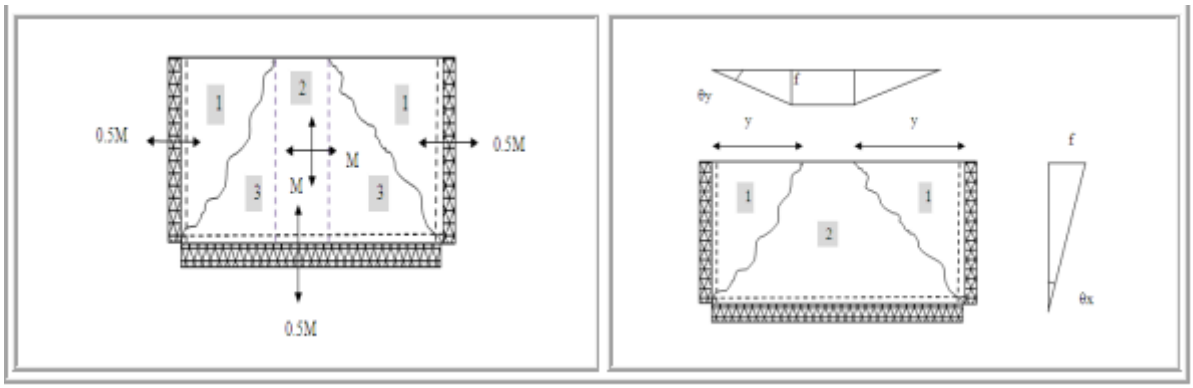


Figure III.28: Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis

ELU :

Tableau III.38. Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0,7y	f/3	5,249 y.f
2		5,068- 2,8y	f/2	(28,499-15,745y).f
3	2	0,7y	f/3	5,249y.f
			∑	(36,940-5,25y).f

Tableau III.39. Les valeurs du travail interne

éléments		Moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1,4	f / y	2,8 M.f / y
	-	2	0,5M	1,4	f / y	1,4 M.f / y
2	+	M		2y	f /1,4	1,429 M.f.y
	-	0,5M		3,62	f/1,4	1,293 M.f
					∑	$(\frac{4,2}{y}$ +1,429 y+1,293) M.f

Principe du travail virtuel :

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(36,940-5,25y).f = $(\frac{4,2}{y}$+1,429 y+1,293) M.f $\Longrightarrow$ M = $\frac{(36,940-5,25y)}{(4,2/y+1,429\ y+1,293)}$

$\frac{dM}{dy}$ = -59,57551y^2- 44,1y+155,148 =0 et 0 < y ≤ 1.45 (m)

$\Longrightarrow$ y=1.28 m $\Longrightarrow$ M= 4.72 (KN.m)

Mu= 4.72 (KN.m) $\Longrightarrow$ { Mt= 4.72 (KN.m) ; Ma=2,36 (KN.m) }

ELS:

M= $\frac{26,378-4,858y}{(4,2/y+1,429\ y+1,293)}$ $\Longrightarrow$ Mser=3.15 (KN.m) $\Longrightarrow$ { Mt=3.15 (KN.m) ; Ma=1.575 (KN.m) }

III.5.4. Calcul du ferraillage:

Tableau III.40. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	μ	ß	μ≤μl	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{Choisisé}$ (cm^2)	A_{min} (cm)	A≥A_{min}
En travée	4,72	0,021	0,990	C.V	0	1,10	7HA8=3,52	1.5	C.V
Aux appuis	2,36	0,011	0,995	C.V	0	0,55	7HA8=3,52	1.5	C.V

III.5.4.1 Vérification de l'Espacement :

(Appuis et travée) : St =15 cm ≤ St adm=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.5.4.2. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.41.Vérification à l'E.L.S

	Mser (kN.m)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	y1 (cm)	IG (cm)	K (N/cm)	σ_b (MPa)	σb≤σbadm
Mt	3,150	15	2,46	3535,399	0,089	2,192	CV
Ma	1,575	15	2,46	3535,399	0,045	1,096	CV

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armature de répartitions

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

$A_{rep} = 0.88\ cm^2$

$Ø_{rep} \leq Ø_{principale} \Longrightarrow Ø_{rep}=8\ mm$; $A_{rep}=7\ Ø\ 8 = 3{,}52cm^2$

(Appuis et travée) : St=15cm ≤ St adm=min(4h=60cm;45cm)=45cm

III.5.4.3.Vérification de la contrainte du cisaillement

Tableau III.42. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	$V_u = \frac{qu \cdot LX}{2}$ = 10,2046 KN
τ_u	$V_u / b_0.d$ = 0,082MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$=0.07fcj /γb = 1,16MPa
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	CV

III.5.4.4. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les condition suivant sont satisfaites : **(Annexe B)**

$M0=Pu*Lx^2 / 8= 3{,}572$ (KN.m)

Tableau III.43. Vérification de la flèche de la Dalle pleine

1ére condition	2éme condition
$h/L \geq M_t/(20M_0)$	$\rho \leq 2/f_e$
h/L= 0 ,107 Mt/(20M0)= 0,062	ρ=A/(b0*d)=0,003 2/fe=0.005
C.V	C.V

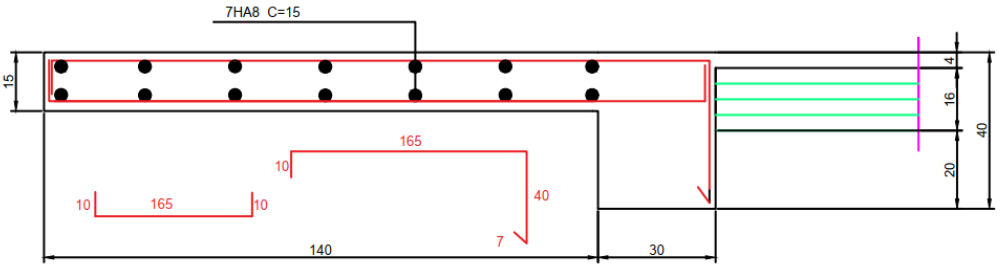


Figure.III.29. ferraillage la dalle pleine

III.5.5. Calcul du 2^{éme} type de la dalle (Type 2)

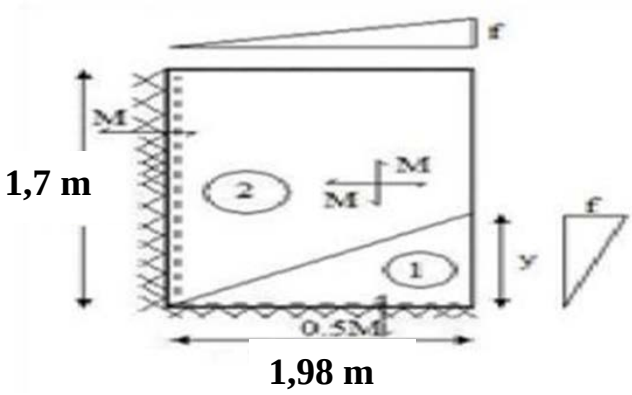


Figure III.30. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis

ELU :

Tableau III.44. Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	1,98 y / 2	f/3	8,91 y.f
2		3,366- 1,98 y	f/2	(22,72-13,36y).f
			∑	(22,715-4,454y).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	1,7	f / y	2,55 M.f / y
	-	0,5M	1,7	f / y	
2	+	M	Y	f /1,7	0,58 M.f.y
	-	M	1,98	f /1,7	1,16 M.f
				∑	$(\frac{2,55}{y}$ +0,58 y+1,16) M.f

Principe du travail virtuel

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$(22,715-4,454y).f = (2,55/y+0,58\ y+1,16)\ M.f \Longrightarrow M = \frac{(22,715-4,454y)}{(2,55/y+0,58\ y+1,16)}$

$\frac{dM}{dy} = -18,34134y^2-22,7154y+57,92325=0$ et $0 < y \leq 1.45$ (m)

$y=1.26$ m $\Longrightarrow$ M= 4.36 (KN.m)

ELU :

Mu= 4.36 (KN.m) $\Longrightarrow \begin{cases} Mt = 4.36\ (KN.m) \\ Ma = 2,18\ (KN.m) \end{cases}$

ELS:

$M= \frac{16,359-3,208y}{(2,55/y+0,58\ y+1,16)} \Longrightarrow$ Mser=3.15 (KN.m) $\Longrightarrow \begin{cases} Mt = 3.15\ (KN.m) \\ Ma = 1.575\ (KN.m) \end{cases}$

III.5.5.1 Calcul du ferraillage

Tableau III.46. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	μ	ß	μ≤μl	A '(cm^2)	A (cm^2)	A choisi (cm^2)	Amin (cm)	A≥Amin
Travée	4,36	0,020	0,990	C.V	0	1,01	7HA8=3,52	1.5	C.V
Appuis	2,18	0,010	0,995	C.V	0	0,51	7HA8=3,52	1.5	C.V

III.5.5.2.Vérification de l'Espacement

(Appuis et travée) : St = 15 cm ≤ St adm = min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.5.5.3. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.47.Vérification à l'E.L.S

	Mser (kN.m)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	y1 (cm)	IG (cm)	K (N/cm)	σ_b (MPa)	σb ≤σbadm
Mt	3,150	15	2,46	3535,399	0,089	2,192	CV
Ma	1,575	15	2,46	3535,399	0,045	1,096	CV

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armature de répartitions

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

$A_{rep}=0.88\ cm^2$

$Ø_{rep} \leq Ø_{principale} \Longrightarrow Ø_{rep}=8$ mm; $A_{rep}= 7\ Ø\ 8 = 3{,}52 cm^2$

(Appuis et travée) :St=15 cm ≤ St adm=min(4h=60cm;45cm)=45cm

III.5.5.4 Vérification de la contrainte du cisaillement

Tableau III.48. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	Vu= $\frac{qu\ .Lx}{2}$ = 11,47 KN
τ_u	Vu/b0.d= 0,091MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$= 0.07fcj /γb = 1,16MPa
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	CV

III.5.5.5. Vérifications préliminaires de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les condition suivant sont satisfaites : **(Annexe B)**

M0=Pu*Lx ^2 / 8= 4,875 (KN.m)

Tableau III.49. Vérification de la flèche de la Dalle pleine

1ére condition	2éme condition
h/L ≥ Mt/(20M0)	ρ ≤2/fe
h/L= 0,075 Mt/(20M0)= 0,032	ρ=A/(b0*d)=0,003 2/fe=0.005
C.V	C.V

III.5.6 Calcul du 3^{éme} type de la dalle (Type 3)

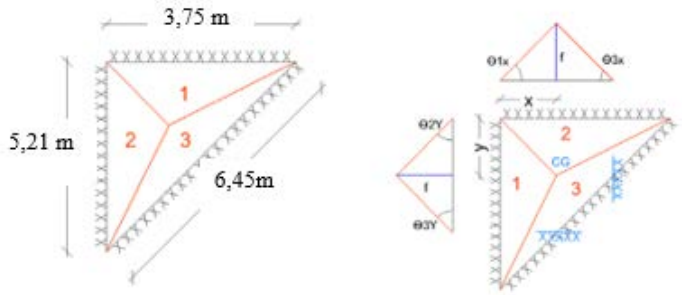


Figure III.31. Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis

ELU :

Tableau III.50. Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	$\frac{ly \times x}{2}$	f/3	11,72 x.f
2	$\frac{lx \times y}{2}$	f/3	8,44 y.f
3	$St\left(\frac{ly \times x}{2} + \frac{lx \times y}{2}\right)$	f/3	$(43{,}96 - 11{,}72x - 8{,}44y)f$
		∑	43,96f

Tableau III.51. Les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	5,21	f / x	5,21 M.f / x
	-	M	5,21	f / x	5,21 M.f / x
2	+	M	3,75	f / y	3,75 M.f/y
	-	M	3,75	f/ y	3,75 M.f/y
3	+	M	3,75	f/ $(5{,}21-y)$	3,75 M.f / 5,21-y
	-	0,5M	3,225	f/$(3{,}75-y)$	3,225 M.f / 5,21-y
	+	M	5,21	f/(3,75-x)	5,21 M.f / 3,75-x
	-	0,5M	3,225	f/(3,75-x)	3,225 M.f / 3,75-x

$$\text{Tint} = \text{Mf}\left(\frac{10{,}42}{x}+\frac{7{,}5}{y}+\frac{6{,}975}{5{,}21-y}+\frac{8{,}435}{3{,}75-x}\right)$$

Principe du travail virtuel

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$$43{,}96\ f = \left(\frac{10{,}42}{x}+\frac{7{,}5}{y}+\frac{6{,}975}{5{,}21-y}+\frac{8{,}435}{3{,}75-x}\right) M.f \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{43{,}96}{\left(\frac{10{,}42}{x}+\frac{7{,}5}{y}+\frac{6{,}975}{5{,}21-y}+\frac{8{,}435}{3{,}75-x}\right)}$$

$$\begin{cases}\dfrac{dM}{dy}=0\\[2ex]\dfrac{dM}{dy}=0\end{cases} \Longrightarrow \quad X=1{,}97 \text{ et } y=2{,}57$$

ELU :

$$\text{Mu= 2,82 (KN.m)} \Longrightarrow \begin{cases}Mt = 2{,}82\ (KN.m)\\ Ma = 1{,}41\ (KN.m)\end{cases}$$

ELS:

$$\text{Mser=2,029 (KN.m)} \Longrightarrow \begin{cases}\text{Mt=2,029 (KN.m)}\\ \text{Ma=1,015 (KN.m)}\end{cases}$$

III.5.6.1 Calcul du ferraillage

Tableau III52. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	μ	ß	μ≤μl	A' (cm^2)	A (cm^2)	A choisi (cm^2)	Amin (cm)	A≥Amin
Travée	2,82	0,013	0,994	C.V	0	0,65	7HA8=3,52	1.5	C.V
Appuis	1,41	0,006	0,997	C.V	0	0,33	7HA8=3,52	1.5	C.V

III.5.6.2 Vérification de l'Espacement

(Appuis et travée) : St =15 cm ≤ St adm=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.5.6.3 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.53.Vérification à l'E.L.S

	Mser (kN.m)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	y1 (cm)	IG (cm)	K (N/cm)	σ_b (MPa)	σb ≤σb$_{adm}$
Mt	2,029	15	2,46	3535,399	0,057	1,412	CV
Ma	1,015	15	2,46	3535,399	0,029	0,706	CV

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armature de répartitions

A$_{rep}$≤Aprincipale /4

A$_{rép}$=0.88 cm²

Ø $_{rep}$≤Ø principale ⟹ Ø $_{rep}$=8 mm; A$_{rep}$=7 Ø 8 = 3,52cm²

(Appuis et travée) :St=15 cm ≤ St adm=min(4h=60cm;45cm)=45cm

III.5.6.4 Vérification de la contrainte du cisaillement

Tableau III.54. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	Vu= $\frac{qu\ .Lx}{2}$= 25,31 KN
τ_u	Vu/b0.d= 0,202MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$=0.07fcj /γb = 1,16MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	CV

III.5.6. 5Vérifications préliminaires de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les condition suivant sont satisfaites : **(Annexe B)**

M0=Pu*Lx² / 8= 23,73 (KN.m)

Tableau III.55. Vérification de la flèche de la Dalle pleine

1ére condition	2éme condition
h/L ≥ Mt/(20M0)	ρ ≤2/fe
h/L= 0,029 Mt/(20M0)= 0,004	ρ=A/(b0*d)=0,003 2/fe=0.005
C.V	C.V

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 Prédimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec : Lx : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis

[Lmax = 1,80 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \Longrightarrow 4\ cm \leq e \leq 4{,}5cm$$

- **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.56: 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

q = $\frac{17300}{3,51}$= 4928,77 Kg/ m²=49,28 kN/m²

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m²

- **Charges exploitations**

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1,85 KN

Tableau III.57: Détermination des charges

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Pser (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 (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

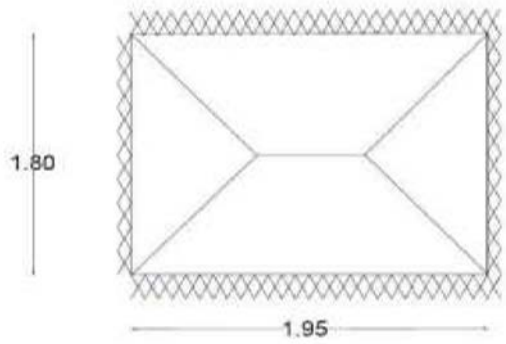


Figure III.32: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III.58: Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M(K.m)		Mt(KN.m)	Max(KN.m)	May(KN.m)
ELU	0.213×Pu	18,40	18,40	9,025	18,40

Avec : M Travée = M, M Appui = 0,5 M ; M

III.6.5 Calcul de ferraillage à L'ELU

Tableau III.59: 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	18,40	18,40	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.60: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_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.61: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y

M_{ser}(KN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_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.62: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Dalle		**T_u(KN)**		**T_{max}**	**T_{adm}**	**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

$$\frac{h}{Lx} = \frac{25}{180} = 0{,}14 \geq \frac{Mt}{20 \times Mt} = \frac{22{,}11}{20 \times 22{,}11} = 0{,}05$$

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

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{5{,}5}{100 \times 21{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0{,}005$$

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

III.6.9 Vérification Poinçonnement

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

Avec : $P = Max[P1 \dots \dots \dots P9] = P1 = 8400\ kg = 84\ KN$

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

$P = 84\ KN\ \leq 0{,}045 \leq (1000) \times (250) \times \frac{25}{1{,}5} = 187{,}5KN \dots \dots \dots CV$

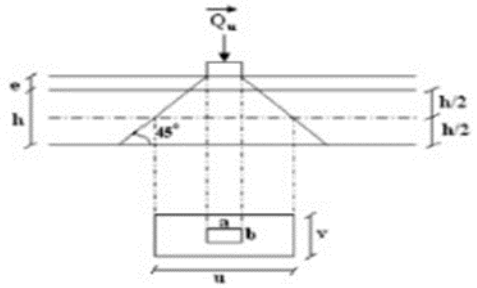


Figure III.33.: Vérification de poinçonnement

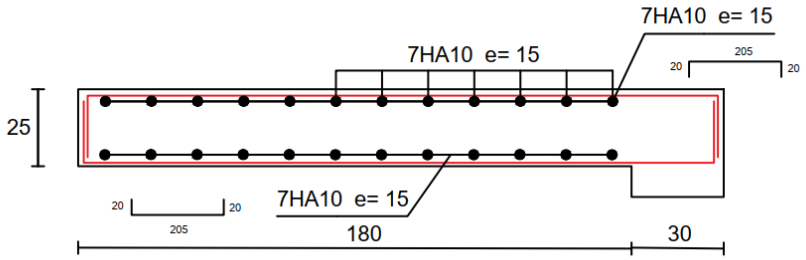


Figure III.34 : Ferraillage de la dalle machine

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1. Introduction

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.2. Caractéristique géométrique de la structure

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

W : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X , Y : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X , Y : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

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

Avec :

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

Pour les poteaux : $\mathbf{I_i = \frac{h \times b^3}{12}}$ ***ou*** $\mathbf{I_i = \frac{b \times h^3}{12}}$

Pour les voiles : $\mathbf{I_i = \frac{L \times e^3}{12}}$ ***ou*** $\mathbf{I_i = \frac{e \times L^3}{12}}$

Avec :

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

X_R , Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.2.1. Excentricité théorique

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} ex = |Xm - Xt| \\ ey = |Ym - Yt| \end{cases}$

IV.2.2.2. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1 Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à la wilaya de Médéa , zone IIb (moyenne sismicité) selon les règles parasismique algériennes **(RPA 99 VERSION 2003)** qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone. Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 26,61m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 Version 2003.

IV.3.2. Modélisation «RPA99V2003 Article 4.3.2.B»……[1]

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats
de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l’excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (ETABS2020) on a choisi une variante (Figure IV 1), pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

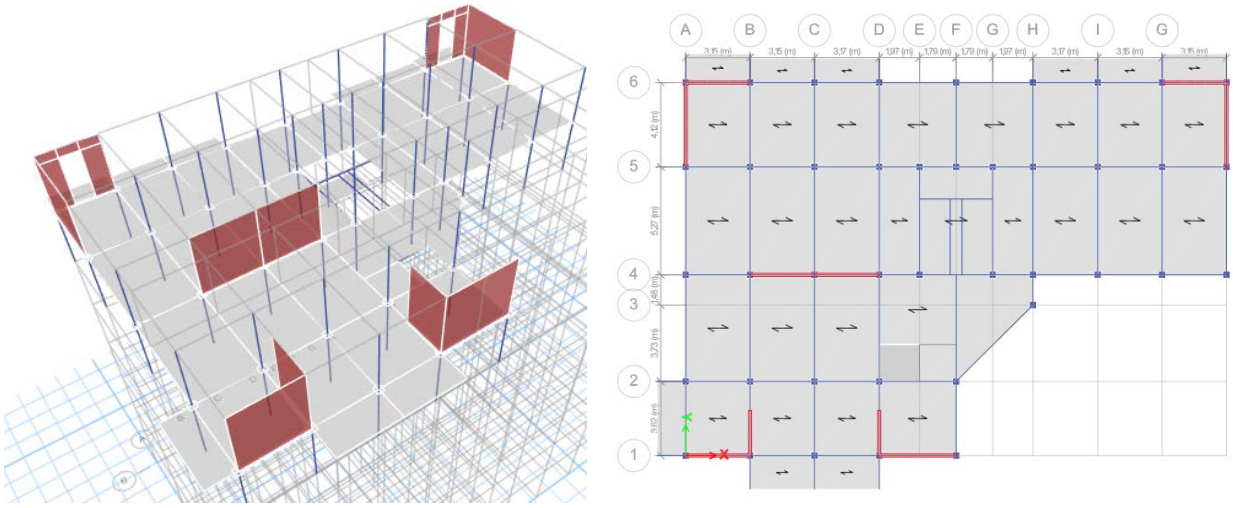


Figure IV. 1. Disposition des voiles (vue en plan et 3D).

IV.3.3.1.Détermination centre de masse et centre de gravité

Tableau IV. 1.Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_3,40	3,40	4223,581	11,438	10,483	11,394	7,848
G_ DIAPH_ 6,63	6,63	3943,319	11,031	10,581	11,674	8,636
F_ DIAPH_ 9,86	9.86	3906,149	11,043	10,570	11,652	9,310
E_ DIAPH_ 13,09	13,09	3919,982	11,054	10,577	11,571	9,786
D_ DIAPH_ 16,32	16,32	3853,715	11,039	10,571	11,488	10,104
C_ DIAPH_ 19,55	19,55	3803,716	11,034	10,578	11,419	10,311
B_ DIAPH_ 22,78	22,78	3741,325	10,991	10,569	11,363	10,456
A_ DIAPH_ 26,01	26,01	3555,468	11,078	10,665	11,317	10,560

IV.3.3.2.Excentricité« RPA99V2003 Article 3.5.1.a2» …..[1]

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

$$E_{X\,th\acute{e}} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,acc} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l’article 3.5.1 de le RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l’excentricité dans les deux direction une excentricité accidentelle qui est égale à :

$$E_{X\,acc} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,acc} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Alors les valeurs de l’excentricité deviennent :

EX = EX thé + EX acc , EY=EY thé + EY acc

Dimensions du bâtiment

Longueur du bâtiment = 26,80 m

Largeur du batiment = 18,57 m

Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx= 4.02 m

Excentricité suivant Ly = 15%. Ly= 2,78 m

Tableau IV. 2.Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
Niveau(m)	Ex (m)	Eadm(m)	Ex≤ Eadm	Ey (m)	Eadm(m)	Ey≤ Eadm
3,40	0,044	4.02	Oui	2,635	2,78	Oui
6,63	0,643	4.02	Oui	1,945	2,78	Oui
9.86	0,609	4.02	Oui	1,26	2,78	Oui
13,09	0,517	4.02	Oui	0,791	2,78	Oui
16,32	0,449	4.02	Oui	0,467	2,78	Oui
19,55	0,385	4.02	Oui	0,267	2,78	Oui
22,78	0,372	4.02	Oui	0,113	2,78	Oui
26,01	0,239	4.02	Oui	0,105	2,78	Oui

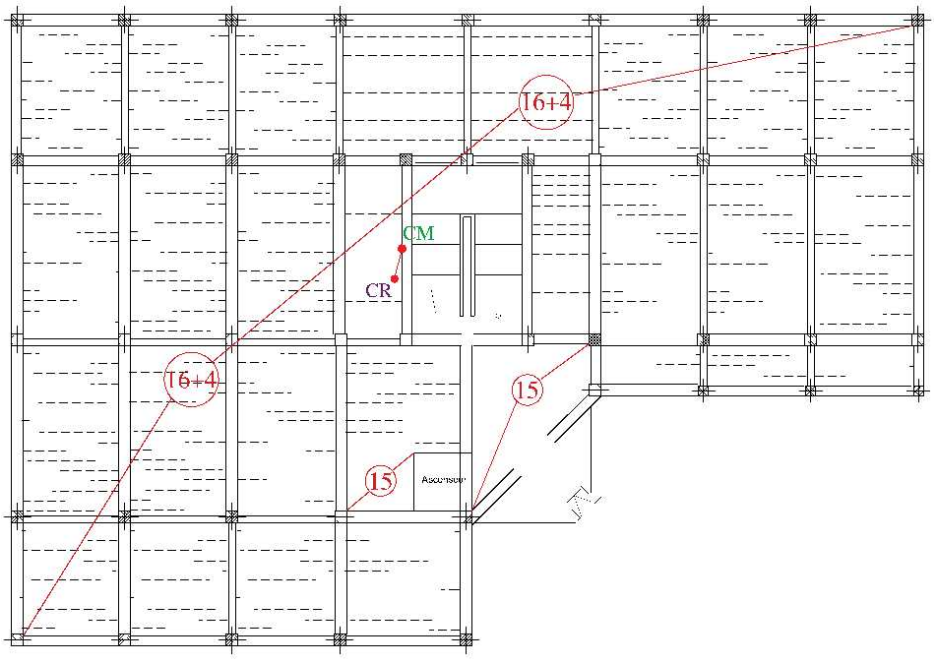


Figure IV.2.Disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.4. Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 » …..[1]

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Zone IIb, Groupe d'usage 2, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m),

Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse ETABS 20

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ETABS 20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul« RPA99V2003 Article 4.3.3 » ……[1]

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

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

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »). ….[1]

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

(Zone IIb , groupe d'usage 2) ⇒ **A= 0,20**

b) Facteur de correction d'amortissement η. «RPA99Version 2003 Tableau 4.2» …[1]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Longrightarrow \quad \eta = 0,882$$

c) Coefficient de comportement R. «RPA99Version 2003 Tableau 4.3.A.2» …..[1]

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : **R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).**

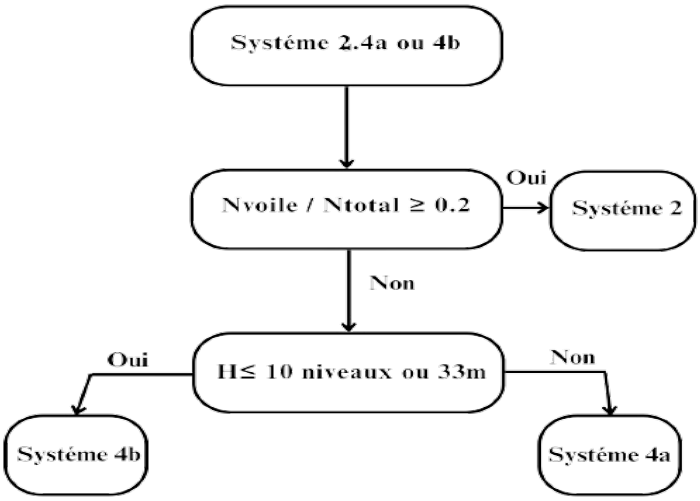


Figure IV. 3. Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile

Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile **« Guide d'utilisation a l'usage des ingénieurs ctc-centre »**

$(\sum N_VOILE) / (\sum N_TOTAL) = 26445{,}977 / 66724{,}281 = 0{,}39 \geq 0.2$

Donc système 2 (voiles porteurs) R=3.5

d) Facteur de qualité Q «RPA99Version 2003 Tableau 4.4» …..[1]

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

$P_{q=}$ Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV. 3.Facteur de qualité.

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	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$Qx = 1 + 0.10 = 1.10$

$Qy = 1 + 0.10 = 1.10$

IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique.

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

❖ **Analyse modale.**

- ✓ Comportement modal .
- ✓ Participation massique (dissipation d'énergie) .

❖ **Analyse statique et dynamique.**

➢ **Stabilité de la structure.**

- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- ✓ 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.**

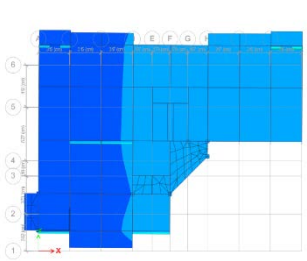
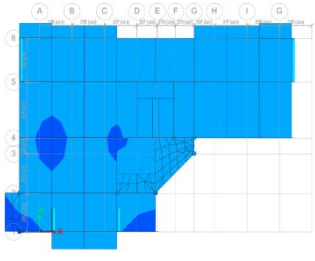
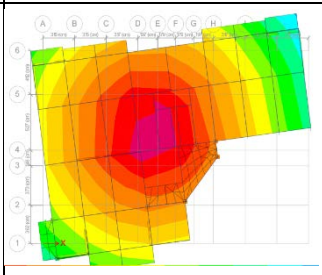
- ✓ Vérification de cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5. Résultats des analyses dynamiques.

IV.5.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » …..[1]

IV.5.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV.4.Comportement des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0,671 s	Mode 2 / T2 = 0,529 s	Mode 3 / T3 = 0,456 s
Sens	Participation massique	Participation massique	Participation massique
Suivant X	0,03	68,74	0,001
Suivant Y	68,57	0,03	0.06
Autour de Z	0.1	0.01	67,67
Graphique			
Comporteme	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

IV.5.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

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. 5.Comportement des modes .

		Cumules des masses modales effectives (%)		
Mode N°	Période (s)	Ux	Uy	Rz
1	0,671	0,03	68,57	0,1
2	0,529	68,77	68,6	0,11
3	0,456	68,77	68,66	67,77
.	-	-	-	-
-	-	-	-	-
.	-	-	-	-
7	0,075	88,73	**94,65**	88,72
8	0,062	**94,58**	94,67	89,14
9	0,047	95,21	94,78	**95,25**
Σ T (s)	2,241			

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 8 ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 7 ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 9 ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes retenus = 9 modes.

Le Temps des modes retenus = 2,241 s.

IV.5.2.Analyse statique et dynamique

IV.5.2.1. Stabilité de la structure

a)Vérification de la force sismique à la base « RPA99v2003 Art 4.3.6 » …..[1]

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

Donc, il faut vérifier que :

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

b) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIb, Groupe 2) ⇒ A=0,20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & \text{pour : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ T2 = 0,50 sec

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

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

Q : Facteur de qualité. Qx = 1,10

Qy = 1,10

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad , \quad \beta = 0{,}20 \quad \Longrightarrow W = 62578{,}91 \text{ KN}$$

Tableau IV.6.Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y
0,20	2,205	2,081	3,5	1,10	1,10
W (KN)		V_x (kN)		V_y (kN)	
62578,91		9066,83		8929,42	

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « ETABS2000 V20 » sont :

Tableau IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed(kN)	V (kN)	$\frac{Ed}{V}$	$\frac{Ed}{V} \geq 0{,}8$
Sens X	8462,00	9066,83	0,933	CV
Sens Y	8338,70	8929,42	0,934	CV

c) 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 :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

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

Le moment de stabilité égale à $M_{Sx} = W_i . X_G$, $M_{Sy} = W_i . Y_G$

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau.IV.8.Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	151228,30	M_{ry} (kN.m)	155702,60
M_{sx} (kN.m)	653549,1076	M_{sy} (kN.m)	-694473,8974
M_{sx} / M_{rx}	4,32 > 1,5	M_{sy} / M_{ry}	4,46 > 1,5

- Commentaire :

  La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement

d) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») ….[1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R . \delta ek$$

Avec :

δk: 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 l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0,01he$

he : La hauteur d'étage

Suivant l'axe (X) :

Tableau.IV.9Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δx(cm)	R.δx(cm)	ΔX(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_DIAPH_26,01	26,01	1,599	5,60	0,82	3,23	Ok	2,5	3,5
B_DIAPH_22,78	22,78	1,366	4,78	0,85	3,23	Ok	2,6	3,5
C_DIAPH_19,55	19,55	1,123	3,93	0,86	3,23	Ok	2,6	3,5
D_DIAPH_16,32	16,32	0,877	3,07	0,83	3,23	Ok	2,5	3,5
E_DIAPH_13,09	13,09	0,639	2,24	0,78	3,23	Ok	2,4	3,5
F_DIAPH_9,86	9,86	0,417	1,46	0,67	3,23	Ok	2,1	3,5
G_ DIAPH_ 6,63	6,63	0,226	0,79	0,51	3,23	Ok	1,5	3,5
H_ DIAPH_ 3,40	3,40	0,082	0,29	0,29	3,40	Ok	0,8	3,5

Suivant l'axe (Y) :

Tableau.IV.10 Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δy(cm)	R.δy(cm)	ΔY(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_DIAPH_26,01	26,01	2,279	7,98	1,16	3,23	Ok	3,5	3,5
B_DIAPH_22,78	22,78	1,938	6,78	1,23	3,23	Ok	3,8	3,5
C_DIAPH_19,55	19,55	1,588	5,56	1,21	3,23	Ok	3,7	3,5
D_DIAPH_16,32	16,32	1,234	4,32	1,15	3,23	Ok	3,5	3,5
E_DIAPH_13,09	13,09	0,892	3,12	1,11	3,23	Ok	3,4	3,5
F_DIAPH_ 9,86	9,86	0,574	2,01	0,95	3,23	Ok	2,9	3,5
G_ DIAPH_ 6,63	6,63	0,303	1,06	0,70	3,23	Ok	2,1	3,5
H_ DIAPH_ 3,40	3,40	0,102	0,36	0,36	3,40	Ok	1,1	3,5

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions

IV.5.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon **CBA93 [Art A.5.1].** On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau} = \frac{Vu}{b_0 * d}$

$\bar{\tau}$ = Min [0,20 × $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5 Mpa] Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}$ = Min [0,15 × $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5 Mpa] Fissuration préjudiciable.

Tableau.IV.11.Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	Section (cm²)	$\mathbf{V_u}$ (kN)	Combinaison	Type de fissuration	**τ (MPa)**	$\bar{\tau}$ **(MPa)**	**τ ≤ $\bar{\tau}$**
Poutres principals	30×40	130,00	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	1,16	3,26	CV
Poutres secondaires	30×35	90,071	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,92	3,26	CV
Poutres palières	30×35	17,621	0.8G+Edx	Fissuration peu nuisible	0,18	3,26	CV
Chinage	30×35	67,468	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,69	3,26	CV
Longrine	30×30	69,819	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,85	3,26	CV

- Commentaire

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

- **Les poteaux**

D'appris **(RPA2003 « Art 3.4.b »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, 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.

$$\bar{\tau} = \rho \times f_{c28} ro = \begin{cases} 0{,}075 si\ \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 si\ \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau.IV.12.Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x :

Section(cm²)	L(m)	Combinaison	$\mathbf{V_u}$**(kN)**	**τ(MPa)**	$\bar{\tau}$**(MPa)**	**τ ≤ $\bar{\tau}$**
Poteau 45×45	3,23	G+Q+Edx	101,815	0,532	1,875	CV
Poteau 50×50	3,23	G+Q+Edx	117,31	0,494	1,875	CV
Poteau 55×55	3,23	G+Q+Edx	138,683	0,480	1,875	CV

Tableau.IV.13. Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y :

Section(cm²)	L(m)	Combinaison	V_u**(kN)**	**τ(MPa)**	$\bar{\tau}$**(MPa)**	**τ ≤ τ̄**
Poteau 45×45	3,23	G+Q+Edy	109,682	0,573	1,875	CV
Poteau 50×50	3,23	G+Q+Edy	112,167	0,472	1,875	CV
Poteau 55×55	3,23	G+Q+Edy	139,227	0,482	1,875	CV

- Commentaire

Tout les poteaux sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement .

- **Les voiles : « RPA99V2003 Article 7.7.2 »** ….[1]

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 :

$$\tau = \frac{1{,}4|Vu|}{b * d}$$

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

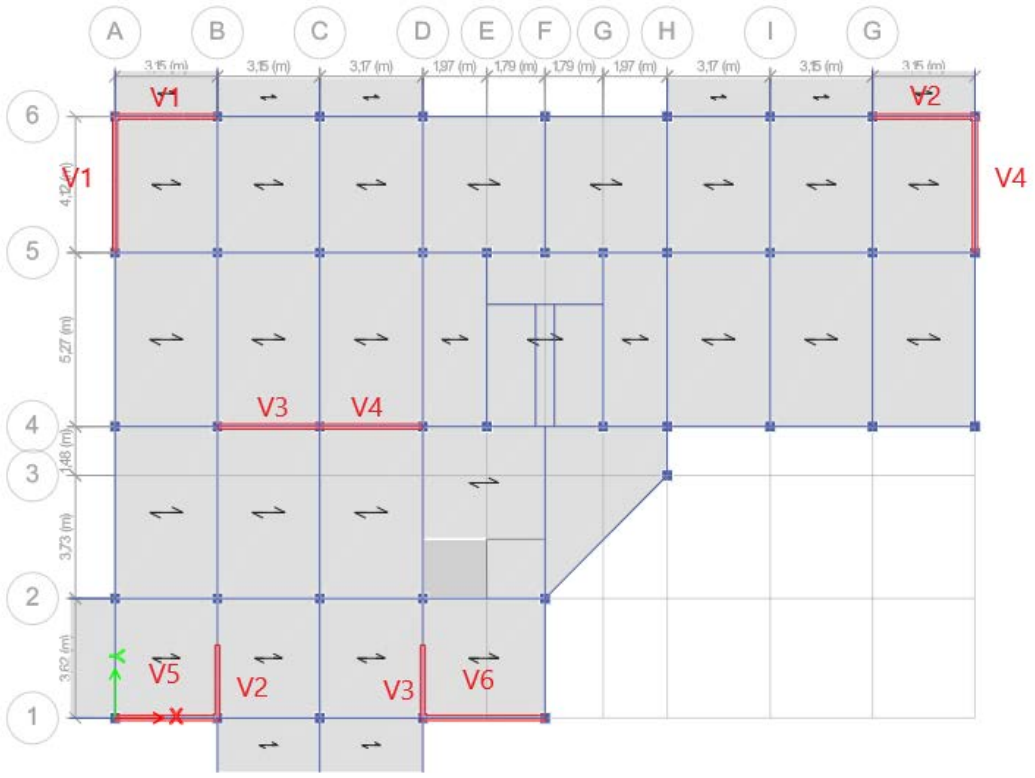


Figure IV. 4. Appellations des voiles

Suivant l'axe (X)

Tableau IV.14: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X)

Direction	Voile	b(cm)	L (cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_1	15	315	898,5827	G+Q+Edx	2,958	5	Condition vérifiée
	V_2	15	315	898,5827	G+Q+Edx	2,958	5	Condition vérifiée
	V_3	15	315	1368,7929	G+Q+Edx	4,506	5	Condition vérifiée
	V_4	15	317	1368,7929	G+Q+Edx	4,478	5	Condition vérifiée
	V5	15	315	1114,6585	G+Q+Edx	3,669	5	Condition vérifiée
	V6	15	375	1114,6585	G+Q+Edx	3,082	5	Condition vérifiée

Suivant l'axe (Y)

Tableau IV.15: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

Direction	Voile	b(cm)	L (cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
SY	V_1	15	412	1233,2821	G+Q+Edy	3,104	5	Condition vérifiée
	V_2	15	362	383,4116	G+Q+Edy	1,098	5	Condition vérifiée
	V_3	15	362	389,858	G+Q+Edy	1,117	5	Condition vérifiée
	V_4	15	412	1063,6993	G+Q+Edy	2,677	5	Condition vérifiée

- Commentaire

  Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.1.3.3 »)** …..[1]

On doit vérifier que :

$$v = \frac{Nd}{Bc.fc28}$$

Nd : Effort normal réduit

Bc : Section brute du béton

Sens X :

Tableau IV.16.Vérification de l'effort normal réduit sens X

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	Combinaison	N	$v \leq 0,3$
7ème	POT 45x45	1849,00	715,585	G+Q+Edx	0,15	CV
6ème	POT 45x45	1849,00	715,585	G+Q+Edx	0,15	CV
5ème	POT 45x45	1849,00	715,585	G+Q+Edx	0,15	CV
4ème	POT 50x50	2304,00	1524,873	G+Q+Edx	0,26	CV
3ème	POT 50x50	2304,00	1524,873	G+Q+Edx	0,26	CV
2ème	POT 50x50	2304,00	1524,873	G+Q+Edx	0,26	CV
1ère	POT 55x55	2809,00	1939,260	G+Q+Edx	0,28	CV
RDC	POT 55x55	2809,00	1939,260	G+Q+Edx	0,28	CV

- Commentaire

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

Sens Y :

Tableau IV. 17.Vérification de l'effort normal réduit sens Y.

Niveaux	Éléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	Combinaison	N	$v \leq 0,3$
7ème	POT 45x45	1444.00	722,663	G+Q+Edy	0,20	CV
6ème	POT 45x45	1444.00	722,663	G+Q+Edy	0,20	CV
5ème	POT 45x45	1444,00	722,663	G+Q+Edy	0,20	CV
4ème	POT 50x50	2544,00	1518,232	G+Q+Edy	0,26	CV
3ème	POT 50x50	2544,00	1518,232	G+Q+Edy	0,26	CV
2ème	POT 50x50	2544,00	1518,232	G+Q+Edy	0,26	CV
1ère	POT 55x55	2809,00	1939,260	G+Q+Edy	0,28	CV
RDC	POT 55x55	2809,00	1939,260	G+Q+Edy	0,28	CV

- Commentaire

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

c) Vérification de l'effet P-Δ. (RPA2003 « Art 5.9 ») …..[1]

Les effets du 2éme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk.\Delta k}{Vk.hk} \leq 0{,}10$$

Pk :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.
Vk :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".
Δk :Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".
hk :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta k)}$$

Si θk > 0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.18. Vérification de l'effet P-Δ

Niveu(m)	**P_k** (kN)	**Δ_{kx}** (cm)	**Δ_{ky}** (cm)	**V_{kx}** (kN)	**V_{ky}** (kN)	**h_k** (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq \mathbf{0.1}$
26,01	6384,85	0,82	1,16	3631,3293	3272,0984	323	0,044	0,070	Vérifiée
22,78	7268,50	0,85	1,23	3525,2588	3164,1955	323	0,040	0,065	Vérifiée
19,55	7525,60	0,86	1,21	3336,5589	2983,152	323	0,037	0,059	Vérifiée
16,32	7495,10	0,83	1,15	3064,7431	2730,3029	323	0,032	0,052	Vérifiée
13,09	7749,24	0,78	1,11	2701,079	2406,1545	323	0,027	0,044	Vérifiée
9,86	7749,24	0,67	0,95	2246,4291	2009,2702	323	0,021	0,034	Vérifiée
6,63	7624,35	0,51	0,70	1678,0716	1517,4982	323	0,015	0,022	Vérifiée
3,4	8229,99	0,29	0,36	949,1552	882,6176	340	0,007	0,010	Vérifiée

.

- Commentaire
  D'après le tableau la structure étudiée est justifier vis à vis de l'effet P-Δ .

IV.6. Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.19 : Dimensionnement finales des éléments

Eléments	Section Initiale	Section choisie	Eléments		Section Initiale	Section Choisie
Poutres Pricipales	30x40	30x40	Poteaux	Poteaux Carrées	35x35	45x45
Poutres secondaires	30x35	30x35				
Poutre Chainage	30x35	30x35			40x40	50x50
Longrines	30x30	30x30				
Voile de contreventement	15xL	15xL			45x45	55x55

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **C.B.A93** et **R.P.A.99 version 2003**. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93** ….[2]
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du **R.P.A99 version 2003** …..[1]
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- ELU : 1,35G +1,5Q
- G +Q ± Edx
- G +Q ± Edy
- ELS : G + Q
- 0,8 G ± Edx
- 0,8 G ± Edy

V.2.Ferraillage des poutre

V.2.1. Introduction

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

On calcul 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 = 1.00
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28} = 25 MPa	FeE 400
σ_{bc} = 14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_{bc} = 18.48 MPa	σ_s = 400 MPa

V.2.2. Recommandation des règlements RPA99 [Art 7.5.2.1] …[1]

V.2.2.1. Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = 6.00 cm2
- = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = 5.25 cm2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

➢ Poutre de section (30x40) :

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courante \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Asmax = 0.04(30 \times 40) = 48\ cm2 \\ Asmax = 0.06(30 \times 40) = 72\ cm2 \end{cases}$$

➢ Poutre de section (30x35) :

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courante \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Asmax = 0.04(30 \times 35) = 42\ cm2 \\ Asmax = 0.06(30 \times 35) = 63\ cm2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At = 0.003.St. b

Avec :

b : Largeur de la poutre

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

$$\begin{cases} St = \frac{h}{2} & en\ zone\ courant\ . \\ St = \min\left(\frac{h}{4}; 12\ \phi_t\right) & en\ zone\ nodal\ . \end{cases}$$

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres

Tableau V. 2.Ferraillage longitudinal des poutres

Poutres	Numéro d'élément	Position	Mu (KN.m)	comb	As calcul (cm^2)	A adoptée (cm^2)
Poutre principale (30x40)	66	Travée	52,75	ELU	4,2	3HA14=4.62
	74	Appui	-87,71	G+Q+Edy	7,3	3HA14+3ch12=8,01
Poutre Secondaire (30x35)	13	Travée	36,04	G+Q+Edx	3,3	3HA12=3,39
	14	Appui	-41,69	G+Q+Edx	3,9	3HA12+1ch12=4,52
Poutre Chinage (30x35)	79	Travée	28,77	ELU	2,6	3HA12=3.39
	79	Appui	-63,29	G+Q+Edy	6,1	3HA14+3ch12=8,01

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

Amin $= \frac{b*h}{1000}$ $CBA93\ (Art.\ B.\ 6.4)$ ….[2]

Amin = 0.5 % b.h $RPA2003\ (Art.\ 7.5.2.1)$…[1]

Tableau V. 3.Armatures choisies en travée et en appui

Poutres	Numéro d'élément	position	A adoptee (cm^2)	A_{totale} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Amin RPA (cm2)	Obs
Poutre principale (30x40)	66	Travée	3HA14=4.62	9.24	1.20	6.00	Vérifiée
	74	Appui	3HA14+3ch12=8,01	12,63			Vérifiée
Poutre Secondaire (30x35)	13	Travée	3HA12=3,39	6,78	1.05	5.25	Vérifiée
	14	Appui	3HA12+1ch12=4,52	7,91			Vérifiée
Poutre Chinage (30x35)	79	Travée	3HA12=3.39	6.78	1.05	5.25	Vérifiée
	79	Appui	3HA14+3ch12=8,01	12,63			Vérifiée

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \quad ; \quad \sigma_s < \overline{\sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s' < \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.

Élément	M_{ser} (kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\bar{\varphi}$ MPa	Vérifiée
Poutres P	Appui	-73,67	10,8	15	Oui	/	/	/	/
	Travée	52,51	9,4	15	Oui	/	/	/	/
Poutres S	Appui	-25,69	5,8	15	Oui	195,8	0	201,63	Oui
	Travée	16,35	4,2	15	Oui	167,6	0	201,63	Oui
Chainage	Appui	-38,21	7,6	15	Oui	199,6	0	201,63	Oui
	Travée	17,92	4,6	15	Oui	183,7	0	201,63	Oui

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{Tu}{b0 \,.\, d}$

Tableau V. 5.. Résultats de Calcul de $\overline{\tau_u}$.

	poutres de rive	poutres intermediairs
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\text{Min}\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\, 4\,\text{Mpa}\}$	$\text{Min}\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\, 5\,\text{Mpa}\}$
situation durable	$\bar{r}_u$=2.50 MPa	$\bar{r}_u$ =3.33MPa
Situation accidentelle	$\bar{r}_u$=3.26 MPa	$\bar{r}_u$ =4.34 MPa

Tableau V. 6.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Poutres	N° d'élément	Vu (KN)	Comb	Type de fissu	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Obs
Poutre P(30x40)	75	112,82	G+Q+Edy	Peu nuisible	1,00	4.34	Vérifiée
Poutre S(30x35)	14	90,03	G+Q+Edx	Peu nuisible	0,92	4.34	Vérifiée
Chainage(30x30)	79	62,40	G+Q+Edy	Préjudiciable	0,64	3,33	Vérifiée

V.2.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence Fe400.

Le calcul des armateurs transversale et leurs espacements se fait suivant **(l'annexe E)**

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

Tableau V. 7.Calcul des armatures transversales et leur espacement

Élément	τ_u (MPa)	$S_{calculée}$			$S_{adoptée}$(cm)	A_t choisie cm²
		RPA		S(ZN)	S′(ZC)	
		ZN	ZC	Cm	Cm	
Poutres P	1,00	10	20	10	15	4HA8 = 2,01
Poutres S	0,92	8.75	17.5	10	15	4HA8 = 2,01
Chainage	0,64	8.75	17.5	10	15	4HA8 = 2,01

V.2.8. Vérification de la flèche «C.B.A93 Article B.6.5.3 » ….[2]

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

$$\frac{h}{I} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{I} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad ; \quad \frac{A}{b0.d} < \frac{4,5}{fe}$$

Avec :

Mt = K M0 ; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau V. 8.Vérification de la flèche des poutres.

Élément	$1^{ére}$ condition			$2^{éme}$ condition			$3^{éme}$ condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres P	0.08	0.0625	CV	0.08	0.075	CV	0.004	0.0105	CV
Poutres S	0.09	0.0625	CV	0.09	0.075	CV	0.003	0.0105	CV
Chainage	0.07	0.0625	CV	0.07	0.075	CV	0.003	0.0105	CV

Les conditions sont vérifiés

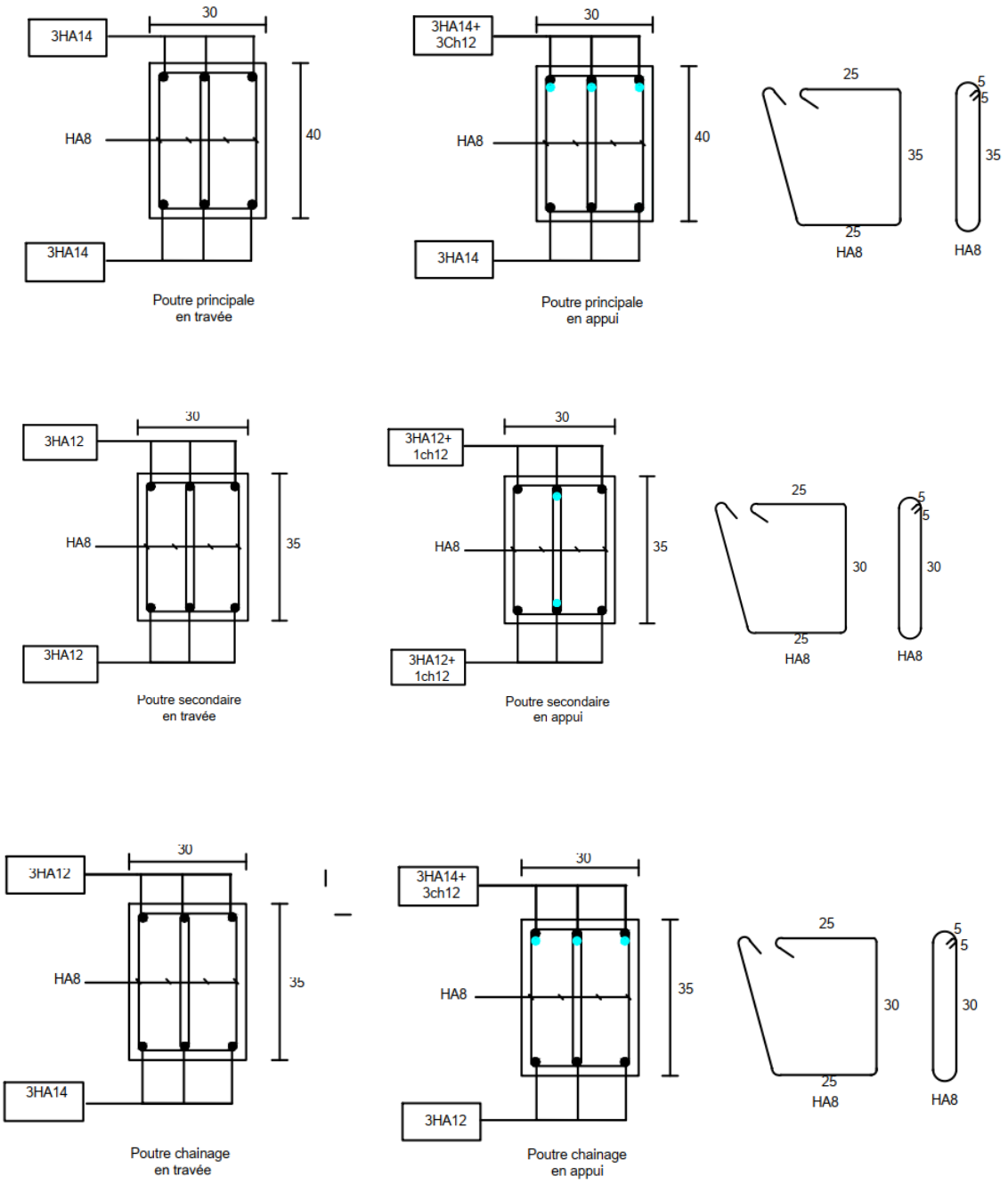


Figure V.1.Dessin de Ferraillage des poutres

V.3. Ferraillage des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée. Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois (03) cas extrêmes suivant :

- $Nmax\ et\ Mx\ correspondant\ \ et\ My\ correspondant$
- $Nmin\ et\ Mx\ correspondent\ \ \ et\ My\ correspondant$
- $Mx\ max\ et\ My\ correspondant\ et\ Ncorrespondent$

V.3.2. Armatures longitudinales

V.3.2.1. Recommandations sur le ferraillage minimal

- **Selon le CBA93 :** $A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \leq \frac{A1}{B} \leq 5\% \quad Section\ de\ béton\ comprimée \end{cases}$

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

- **Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

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

  $0{,}9\% \leq \frac{A1}{b\,.h} \leq 3\%$ (Zone courante) ; $0{,}9\ \% \leq \frac{A1}{b\,.h} \leq\ 6\%$ (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'

  $h' = \text{Max}\left[\frac{he}{6}; b1\ ; h1\ ; 60cm\right]$

Tableau V. 9.Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux

Dim	Cas	Comb	N	M_{Ycorr}	$M_{X\,corr}$	As1	As2	A_{min}(RPA)	A choisie
			Kn	kN.m	kN.m	cm²	cm²	cm²	cm²
55x55	Nmax->Mcorr	ACC	2630,95	-91,66	-5,70	2.8	1.6	27,23	4HA20+8HA16= 28,65
	Mmax ->Ncorr	ACC	1231,66	-141,13	-56,38	2,8	1,6		
	Nmin ->Mcorr	ELU	1105,79	6,62	-0,19	2,8	1,6		
50x50	Nmax ->Mcorr	ACC	1863,95	-150,0	-12,53	2,5	1,5	22,50	12HA16= 24,13
	Mmax ->Ncorr	ACC	1863,95	-150,0	-12,53	2,5	1,5		
	Nmin ->Mcorr	ELU	801,46	5.38	-1,76	2,5	1,5		
45x45	Nmax ->Mcorr	ACC	794,80	-137,5	-11,85	2,3	1,3	18,23	12HA14= 18,47
	Mmax ->Ncorr	ACC	794,80	-137,52	-11,85	2,3	1,3		
	Nmin ->Mcorr	ACC	126,73	83,55	4,26	3,5	0,1		

V.3.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

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

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

- ✓ Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma b] = 0.6.fc28 = 15MPa$.
- ✓ Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma b \leq [\sigma b] = 0.6.fc28 = 15MPa$.

Et $\sigma s \leq [\sigma s] = 201.63MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Dim	Cas	N	$M_{Y\,corr}$	$M_{X\,corr}$	σ_b	σ_s	$\sigma s'$	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
		KN	KN.m	KN.m	MPa	MPa	MPa	
55x55	Nmax->Mcorr	2077,74	-3,06	-22,68	7,4	/	109,1	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	1190,45	147,20	61,42	11,7	56,3	153,2	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	1501,03	8,51	-0,21	5,1	/	75,3	Vérifiée
50x50	Nmax ->Mcorr	1504,94	19,82	-1,14	6,7	/	97,9	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	1091,34	-49,41	-11,02	6,8	/	97,9	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	621,54	22,45	-3,54	3,6	/	49,8	Vérifiée
45x45	Nmax ->Mcorr	499,58	22,62	-1,95	3,9	/	53,0	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	413,81	-13,45	-64,01	8,7	85,0	105,6	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	183,53	15,25	-3,99	2,1	3,0	27,1	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA2003 « Art 7.4.2.2 »** …..[1]

$$\text{At} = \frac{\rho a \; St \; Tu}{h1 \; fe}$$

Tu : Effort tranchant.

ρa :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 : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\text{St} = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b1}{2}\ ;\ \frac{h1}{2}\ ;\ 10\emptyset l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\hbar$ 1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{At}{t\ b1} \geq 0{,}3\ \% \qquad si : \lambda > 5$$

$$0{,}8\ \% \geq \frac{At}{t\ b1} \geq 0{,}3\% \quad si : 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{At}{t\ b1} \geq 0{,}8\% \qquad si : \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc : « RPA99V2003 Article7.4.2.2 »

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $At = At\ min = 0.003 * t * b1$

Tableau. V.11.La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\ ch}(cm^2)$
RDC, $1^{ér}$	55x55	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
$2^{éme}$,$3^{éme}$,$4^{éme}$	50x50	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
$5^{éme}$,$6^{éme}$,$7^{éme}$	45x45	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

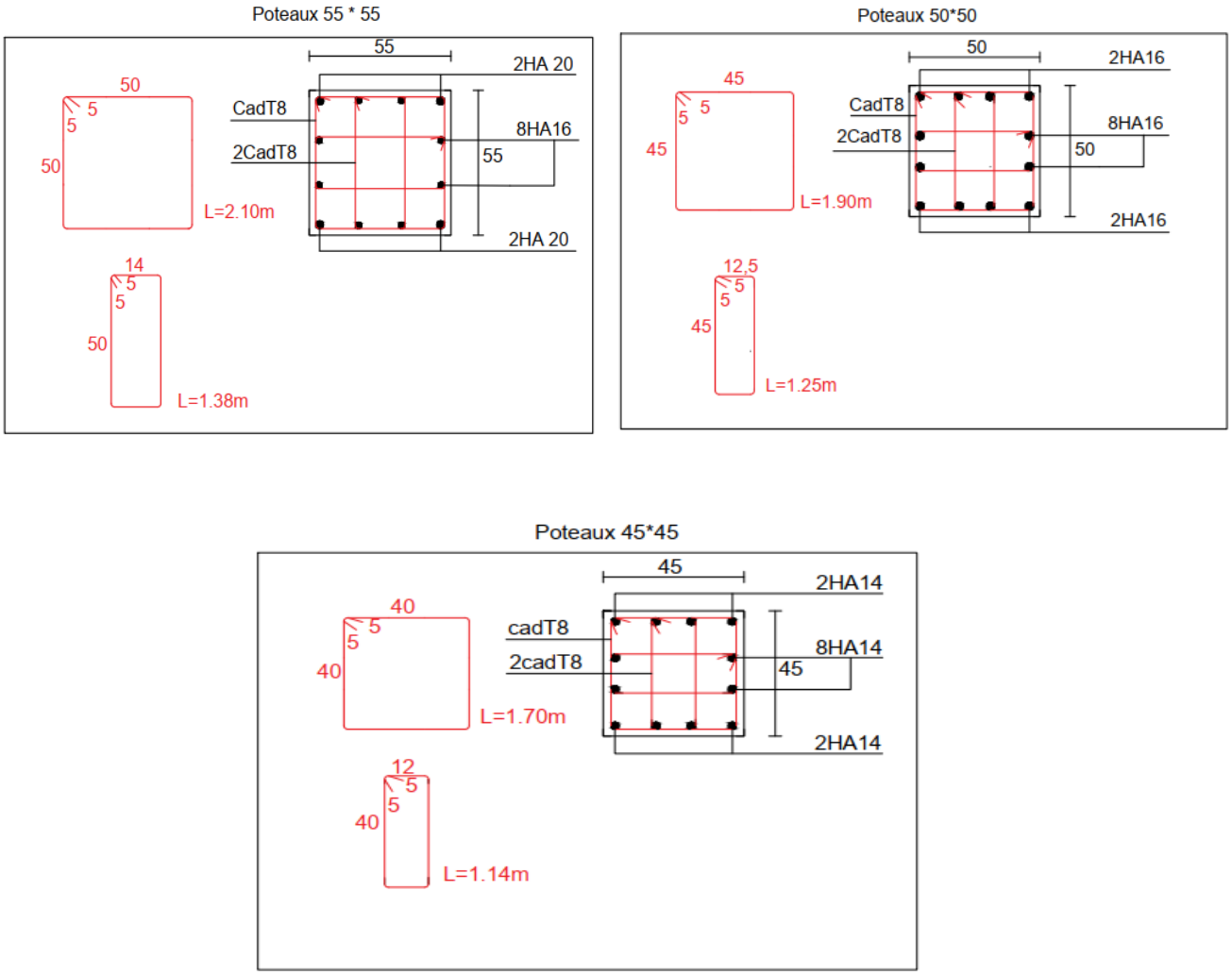


Figure. V..2 Dessin de ferraillage des poteaux

V.4. 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 tranchant ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleins. Le ferraillage des voiles pleins 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 pleins), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

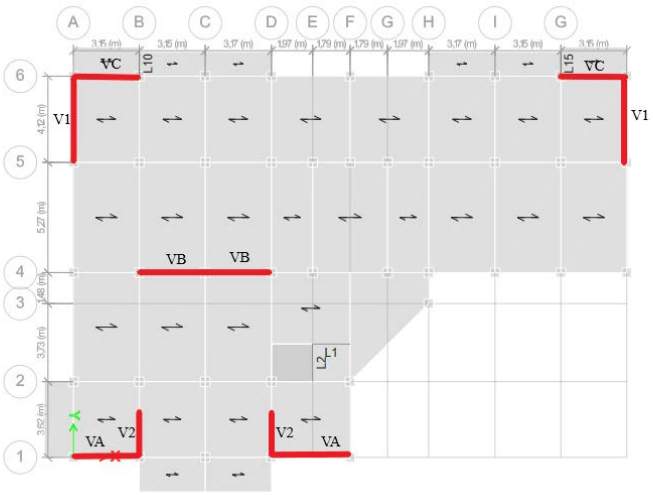


Figure V. 3.Appellations des voiles

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces

Section minimales et maximales :

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :** …[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 :** ….[2]

$$0{,}1\% \leq \frac{2\times Av}{a\times Bt} \leq 0{,}5\% \quad \Longrightarrow \quad A_V \geq 0{,}1\%\ Bt$$

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

Tableau. V..12. La section calculée d'armatures verticales des voiles

Voile	S cm²	D Cm	C Cm	L/10 Cm	N Kn	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V1	15x487	462,7	24,4	48,7	2897,44	5607,65	**S.P.C**	7,30	0,00
V2	15x268	254,6	13,4	26,8	301,19	1348,62	**S.P.C**	4,02	0,00
VA	15x392	372,4	19,6	39,2	2003,65	9774,76	**S.P.C**	5,88	0,00
VB	15x450	427,5	22,5	45	3316,35	10148,41	**S.P.C**	6,75	0,00
VC	15x160	152	8	16	1547,25	8581,79	**S.P.C**	2,40	0,00

Tableau. V..13. La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St (cm)	$Av_{globale}$ cm²
V1	7,30	0,00	2x(4HA12) = 9,04	15	2x(13HA12) = 29,4	30	47,48
V2	4,02	0,00	2x(3HA12) = 6,78	11	2x(11HA12) = 24,88	22	31,66
VA	5,88	0,00	2x(4HA12) = 9,04	12	2x(13HA12) = 29,4	24	47,48
VB	6,75	0,00	2x(4HA12) = 9,04	14	2x(13HA12) = 29,4	28	47,48
VC	2,40	0,00	2x(3HA12) = 6,78	8	2x(11HA12) = 24,88	12	31,66

V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau. V.14. Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N Kn	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	15x487	1585,26	126,73	2,3	0,00	35,1	Oui
V2	15x268	871,11	17,95	2,2	0,00	33,0	Oui
VA	15x392	4089,20	334,60	7,7	0,00	114,7	Oui
VB	15x450	2539,68	1343,84	6,2	0,00	93,2	Oui
VC	15x160	1906,30	52,18	6,5	0,00	97,1	Oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad Vu = 1{,}4 \times T$$

Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T Kn	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	15x487	1265,19	2,70	5	Oui
V2	15x268	397,82	1,54	5	Oui
VA	15x392	1521,96	4,03	5	Oui
VB	15x450	1210,07	2,79	5	Oui
VC	15x160	686,45	4,45	5	Oui

V.4.2. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

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

Tableau. V.16. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles

Voile	T Kn	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	N KN	K	Stcal CBA	$Sth_{choisie}$Cm	$Ah_{Choisie}$ cm²
V1	1265,19	2,70	47,48	31,65	2897,4	0,588	23,30	10	2x(20HA12)=45,24
V2	397,82	1,54	31,66	21,11	301,1	0,7	49,39	10	2x(20HA12)=45,24
VA	1521,96	4,03	47,48	31,65	2003,6	0,364	14,28	10	2x(20HA12)=45,24
VB	1210,07	2,79	47,48	31,65	3316,3	0,964	24,87	10	2x(20HA12)=45,24
VC	686,45	4,45	31,66	21,11	1547,3	1,58	157,14	10	2x(20HA12)=45,24

V.4.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt $\geq \frac{Øv}{3}$, Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile **(RPA Art 7.7.4.3)**

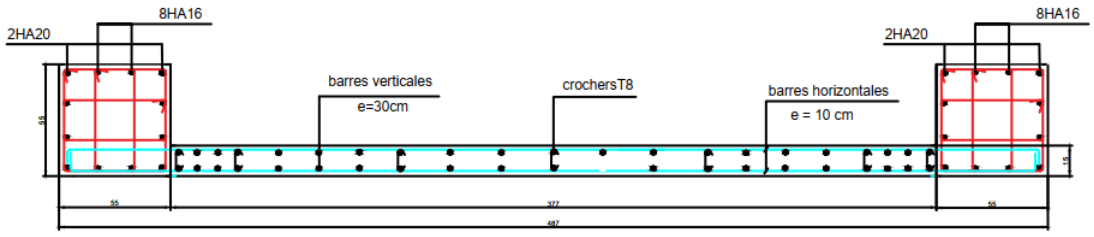


Figure. V.4. Dessin de ferraillage des voiles pleins

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

• Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• La longueur minimale de recouvrement égale à 50. Ømax en zone IIb.

V.4.4. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \qquad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \qquad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 . d} \quad , \quad \bar{v} = 1{,}4 Vu$$

V.4.4.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0,06 fc28$)

On devra disposer :

• Des aciers longitudinaux Al.

• Des aciers transversaux At.

• Des aciers en partie courante (aciers de peau) Ac

V.4.4.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z . fe} \quad , \qquad Z = h - 2c \quad , \qquad M = 1{,}4 Mu$$

V.4.4.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \lambda > & linteau\ long \\ \lambda < & linteau\ court \end{cases}$$

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{At \times fe \times Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1{,}4Vu$

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{At \times fe \times l}{\bar{V} + (At \times fe)}$$

$V = \min(V_1 ; V_2)$

$V_2 = 2 \times Vu$, $V_1 = \frac{Mci + Mcj}{l_{ij}}$

Avec Mci etMcj moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée lij et calculés par :

$Mc = V_l \times fe \times Z$

V.4.4.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \leq 0{,}06.fc28$)

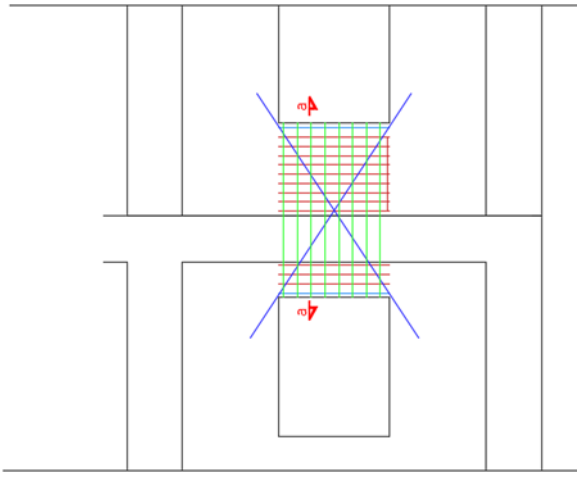


Figure. V.5. Dessin de ferraillage des linteaux

a) Aciers diagonales

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

$$A_V = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

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

c) Armatures transversales

Pour : $\tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$

Pour : $\tau_b > 0{,}025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau. V.17.Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V Kn	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
Vc	RDC-7ème	15	120	105	465,88	249,77	4,03	Non	Traction/ Compression

Traction/Compression :

Tableau V.18 : La section choisie d'armatures des linteaux

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
Vc	RDC -7ème	7,89	2,7	0,56	3,6	2x(4HA12) = 9,04	2x(2HA10)= 3,14	15	2HA10= 1,57	2x(4HA8)= 4,02

CHAPITRE VI:

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

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 nepeut 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 àassurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. 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 :

- Il s'agit d'un sol de nature argile marneuse.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (W **% = 12,53 %**)
- L'angle de frottement est de (φ =**20°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7,74**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**5,36 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**30 %**)

VI.3.Étude 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 de **2,00 m** 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.4.Les efforts normaux à la base de la structure

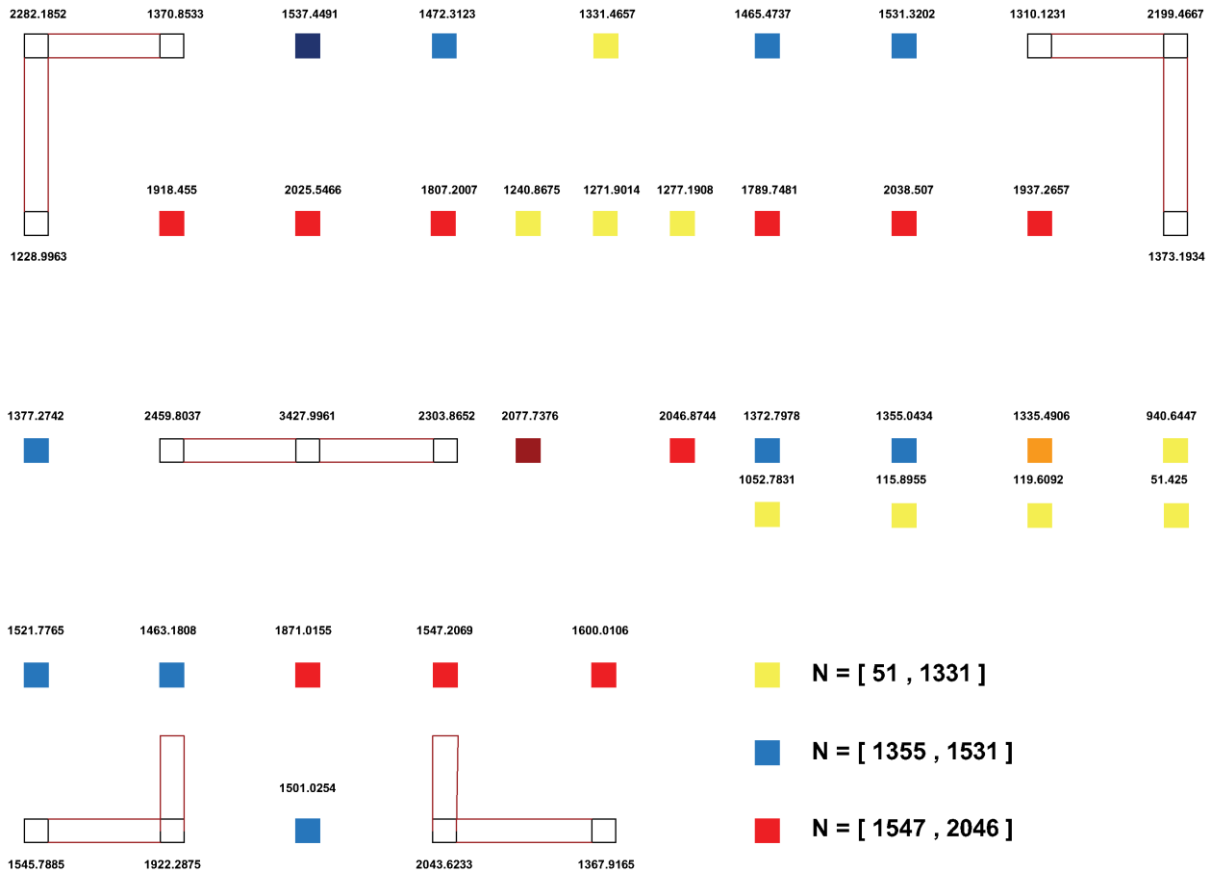


Figure VI. 1.Les efforts normaux à la base de la structure

VI.5. Calcul des semelles isolées

VI.5.1. Méthode de calcul

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

Si cette condition vérifie

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

VI.5.1. 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 σm, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ2.

$$\sigma m = \frac{3\delta 2 + \delta 1}{4} = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e0b}{B})$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du Sol $\bar{\sigma}sol$

$$\sigma m < \bar{\sigma}sol \rightarrow \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e0b}{B}\right) \leq \bar{\sigma}sol$$

Si on remplace A par :

$A = (\frac{a}{b})\, B \Rightarrow \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e0b}{B}) \leq \bar{\sigma}sol$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol\right] B^3 - N \times B - (3 \times e0b \times N) \geq 0$

Remarque

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

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol\right] A^3 - N \times A - (3 \times e0b \times N) \geq 0$$

- Diagramme trapézoïdale : Diagramme trapézoïdale :

  $[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol]\, B^3 - [N] \times B - (3e0b \times N) \geq 0$ (même pour A).

- Diagramme triangulaire :

  $[1{,}995\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}sol]\, B^3 - [3{,}99 \times \frac{a}{b} \times e0b \times \bar{\sigma}sol] B - [2N] \geq 0$ (même pour A).

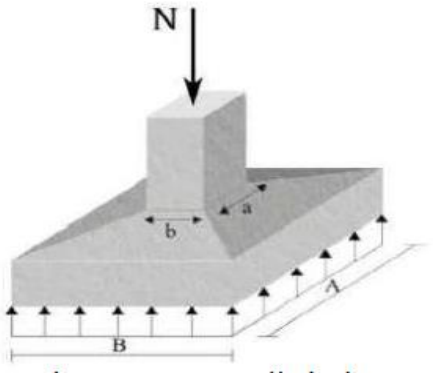


Figure VI.2: Semelle isolée.

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

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M_X (KN.m)	M_y (KN.m)	Diagramme
S_1	55	55	2077,7376	-3,0657	22,6849	Trapézoïdale
S_2	55	55	1537,4491	12,4151	-0,586	Trapézoïdale
S_3	55	55	1335,4906	-14,4919	-0,4887	Trapézoïdale
Section	$A_{calculé}$ (m)	$B_{calculé}$ (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S_1	3,22	3,22	3,4	3,4	74	75
S_2	2,77	2,77	3	3	64	65
S_3	2,58	2,58	3	3	64	65

VI.5.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

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

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.

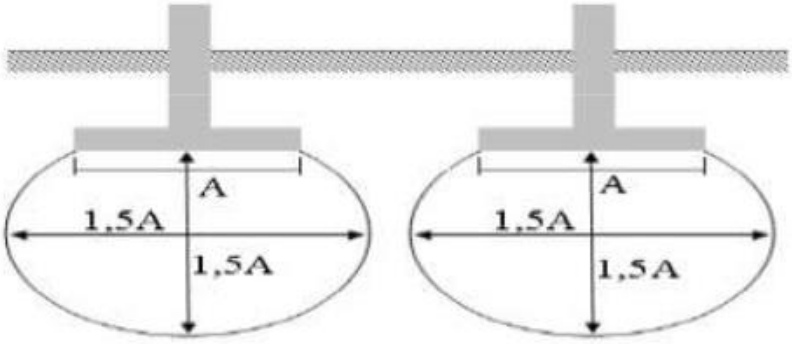


Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle.

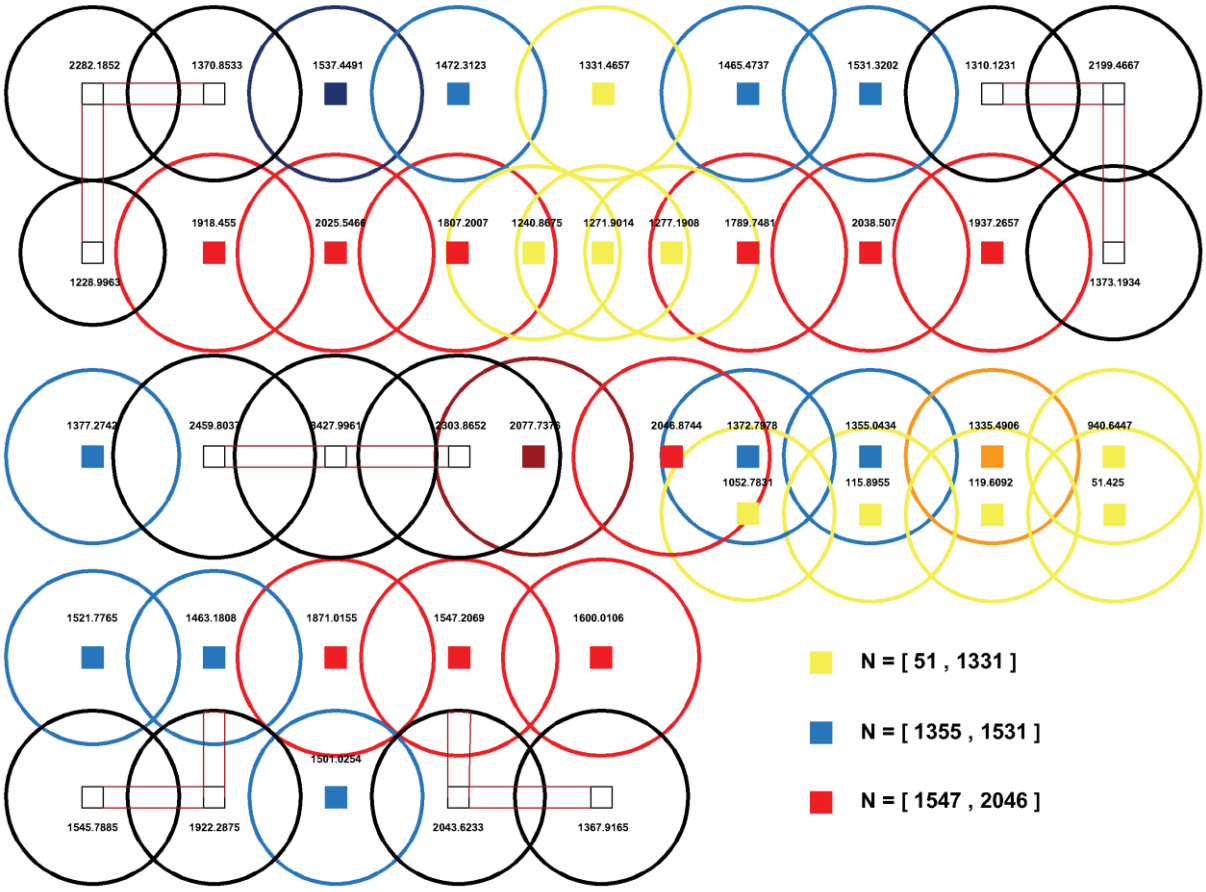


Figure VI.4: Les bulles de pression sous les semelles.

Remarque

D'après la Figure VI.4, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on a 1 types de

semelle a étudié : les semelles filantes.

VI.6 Calcul des semelles filantes

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

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

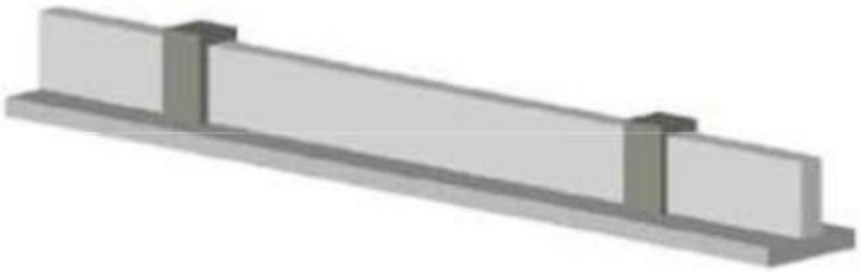


Figure VI.5: Semelle filantes sous voiles.



Figure VI.6: Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes

VI.6.1.1. 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 (cm)	b (cm)	e0 (mm)	$\frac{A}{6}$ (cm)	Distribution	h (cm)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (MPa)
X	Sfp 1	1537,45	12,42	4,19	55	55	8,08	69,83	Trapézoïdale	43	1,9	45	0,16
	Sfp 2	2038,51	13,16	4,19	55	55	6,45	69,83	Trapézoïdale	58	2,5	60	0,17
	Sfp 3	2077,74	3,07	3,78	55	55	1,48	63	Trapézoïdale	68	2,8	70	0,13
	Sfp 4	1052,78	10,18	2,53	55	55	9,67	42,17	Trapézoïdale	48	2,1	50	0,07
	Sfp 5	1871,02	2,69	4,2	55	55	1,44	70	Trapézoïdale	53	2,2	55	0,16
Y	Sfp 1	1521,78	4,90	5,44	55	55	3,22	90,67	Trapézoïdale	33	1,4	35	0,19
	Sfp 2	2025,55	0,66	5,72	55	55	0,32	95,33	Trapézoïdale	43	1,8	45	0,20
	Sfp 3	1871,02	0,24	5,44	55	55	0,13	90,67	Trapézoïdale	38	1,9	40	0,20
	Sfp 4	1807,20	2,20	5,72	55	55	1,22	95,33	Trapézoïdale	38	1,7	40	0,20
	Sfp 5	1331,4657	0,7748	2,99	55	55	0,58	49,83	Trapézoïdale	53	2,2	55	0,14
	Sfp 6	1789,7481	0,6647	5,72	55	55	0,37	95,33	Trapézoïdale	38	1,7	40	0,20
	Sfp 7	1372,7978	1,1858	4,41	55	55	0,86	73,5	Trapézoïdale	43	2,2	45	0,20
	Sfp 8	2038,507	0,5035	5,72	55	55	0,25	95,33	Trapézoïdale	43	1,8	45	0,20
	Sfp 9	1355,0434	0,2453	4,43	55	55	0,18	73,83	Trapézoïdale	33	1,5	35	0,19
	Sfp 10	1335,4906	0,4887	4,43	55	55	0,37	73,83	Trapézoïdale	33	1,5	35	0,19
	Sfp 11	940,6447	0,8411	4,43	55	55	0,89	73,83	Trapézoïdale	23	1,1	25	0,17

VI.6.1.2. Semelle filante sous voiles

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

Semelle		N_{max} (KN.ml)	M (KN.m)	a (cm)	b (cm)	e0 (mm)	$\frac{A}{6}$ (cm)	Distribution	h (cm)	A_{ch} (m)	h_{ch} (cm)	σ_{sol} (MPa)
X	Sfv1	382,9993	29,3423	15	100	76,61	35	Trapézoïdale	58	2,1	60	0,20
	Sfv2	361,7875	26,8286	15	100	74,16	33,33	Trapézoïdale	58	2	60	0,20
	Sfv3	513,3838	6,6753	15	100	13	43,33	Trapézoïdale	73	2,8	75	0,20
	Sfv4	506,8853	8,2101	15	100	16,20	43,33	Trapézoïdale	73	2,7	75	0,20
	Sfv5	316,0847	3,0639	15	100	9,69	26,67	Trapézoïdale	48	1,7	50	0,20
	Sfv6	279,9256	3,6636	15	100	13,09	23,33	Trapézoïdale	43	1,5	45	0,20
Y	Sfv1	330,4640	6,7579	15	100	20,45	28,33	Trapézoïdale	48	1,8	50	0,20
	Sfv2	497,0687	14,0958	15	100	28,36	43,33	Trapézoïdale	73	2,7	75	0,20
	Sfv3	500,2686	12,4232	15	100	24,83	43,33	Trapézoïdale	73	2,7	75	0,20
	Sfv4	289,7272	9,6443	15	100	33,29	25	Trapézoïdale	43	1,5	45	0,20

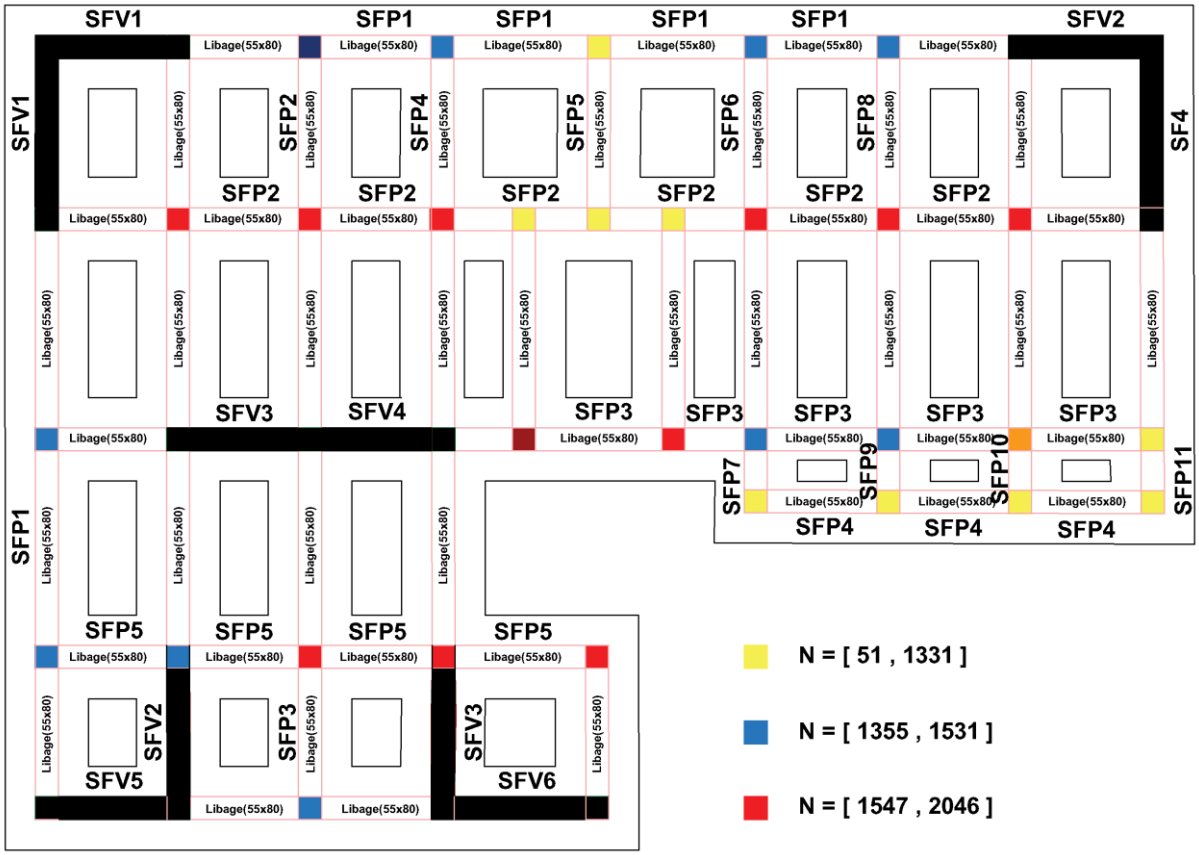


Figure VI.7: Schéma des semelles filantes.

VI.6.2 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.

$$e_0=\frac{Ms}{Ns} \leq \frac{B}{4}$$

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

semelle		N_{ser} (KN)	$M_{ser\ cor}$ (KN.m)	$e_0\ (cm)$	B_{ch}(cm)	$\frac{B}{4}(cm)$	Vérification
X	Sfp1	1537,4491	12,4151	0,808	190	47,5	Condition vérifiée
	Sfp2	2038,507	13,1567	0,645	250	62,5	Condition vérifiée
	Sfp3	2077,7376	3,0657	0,148	280	70	Condition vérifiée
	Sfp4	1052,7831	10,1787	0,967	210	52,5	Condition vérifiée
	Sfp5	1871,0155	2,6947	0,144	220	55	Condition vérifiée
Y	Sfp1	1521,7765	4,9004	0,322	140	35	Condition vérifiée
	Sfp2	2025,5466	0,657	0,032	180	45	Condition vérifiée
	Sfp3	1871,0155	0,2435	0,013	190	47,5	Condition vérifiée
	Sfp4	1807,2007	2,1972	0,122	170	42,5	Condition vérifiée
	Sfp5	1331,4657	0,7748	0,058	220	55	Condition vérifiée
	Sfp6	1789,7481	0,6647	0,037	170	42,5	Condition vérifiée
	Sfp7	1372,7978	1,1858	0,086	220	55	Condition vérifiée
	Sfp8	2038,507	0,5035	0,025	180	45	Condition vérifiée
	Sfp9	1355,0434	0,2453	0,018	150	37,5	Condition vérifiée
	Sfp10	1335,4906	0,4887	0,037	150	37,5	Condition vérifiée
	Sfp11	940,6447	0,8411	0,089	110	27,5	Condition vérifiée

Tableau VI.5: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles.

semelle		N_{ser} (KN.ml)	$M_{ser\ cor}$ (KN.m)	$e_0\ (cm)$	A_{ch}(cm)	$\frac{A}{4}(cm)$	Vérification
X	Sfv1	382,9993	29,3423	7,661	210	52,5	Condition vérifiée
	Sfv2	361,7875	26,8286	7,416	200	50	Condition vérifiée
	Sfv3	513,3838	6,6753	1,3	280	70	Condition vérifiée
	Sfv4	506,8853	8,2101	1,62	270	67,5	Condition vérifiée
	Sfv5	316,0847	3,0639	0,969	170	42,5	Condition vérifiée
	Sfv6	279,9256	3,6636	1,309	150	37,5	Condition vérifiée
Y	Sfv1	330,4640	6,7579	2,045	180	45	Condition vérifiée
	Sfv2	497,0687	14,0958	2,836	270	67,5	Condition vérifiée
	Sfv3	500,2686	12,4232	2,483	270	67,5	Condition vérifiée
	Sfv4	289,7272	9,6443	3,329	150	37,5	Condition vérifiée

VI.6.3 Vérification de poinçonnement des semelles filante

$$F \leq Flimite = 0{,}045 * U_C * h * \frac{fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.6. Vérification de poinçonnement de la semelle filante sous plusieurs poteaux.

Semelle		h(cm)	F_{Limite}(KN)	F_u(KN)	Vérification
X	Sfp1	45	1350	1133,25	Condition vérifiée
	Sfp2	60	2070	1513,0993	Condition vérifiée
	Sfp3	70	2625	1569,8101	Condition vérifiée
	Sfp4	50	1575	792,8714	Condition vérifiée
	Sfp5	55	1815	1388,0796	Condition vérifiée
Y	Sfp1	35	945	1142,8613	Condition non vérifiée
	Sfp2	45	1350	1503,3162	Condition non vérifiée
	Sfp3	40	1140	1388,0796	Condition non vérifiée
	Sfp4	40	1140	1337,9868	Condition non vérifiée
	Sfp5	55	1815	975,4015	Condition vérifiée
	Sfp6	40	1140	1325,1105	Condition non vérifiée
	Sfp7	45	1350	1027,5088	Condition vérifiée
	Sfp8	45	1350	1513,0993	Condition non vérifiée
	Sfp9	35	945	995,9969	Condition non vérifiée
	Sfp10	35	945	979,5395	Condition non vérifiée
	Sfp11	25	600	677,6024	Condition non vérifiée

VI.6.4.Ferraillage des semelles filantes

VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

Tableau VI.7: Choix de méthode de calcul semelles filantes sous plusieurs poteaux .

Semelle		Nu (KN)	Mu (KN.m)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$ (cm)	B(m)	$\frac{B}{18}$(cm)	Méthode
X	Sfp1	1569,8101	1,9493	0,12	2,8	15,56	Des bielles
Y	Sfp2	1513,0993	0,3998	0,03	1,8	10	Des bielles

VI.6.4.2. Semelle filantes (continue) sous voiles

Tableau VI8: Choix de méthode de calcul semelles filantes sous voiles .

Semelle		Nu (KN.ml)	Mu (KN.m)	$e_0=\frac{Mu}{Nu}$ (cm)	A(m)	$\frac{A}{18}$(cm)	Méthode
X	Sfv1	377,1416	5,2428	1,39	2,8	15,56	Des bielles
Y	Sfv2	359,8522	8,8923	2,47	2,7	15	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux .

Semelle		N_u(KN)	A(m)	B(m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
X	Sfp1	1569,8101	3,78	2,8	22,59	21HA12=23,75	18
Y	Sfp2	1513,0993	5,72	1,8	21,76	20HA12=22,62	18,5

Tableau VI.10: Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

Semelle		N_u(KN.ml)	A(m)	B(m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
X	Sfv1	377,1416	2,8	1	11,66	13HA12=14,70	8
Y	Sfv2	359,8522	2,7	1	5,31	13HA12=14,70	8

- Armature de répartitions

Tableau VI.11: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle		A_b (cm^2)	B(m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
X	Sfp1	23,75	2,8	16,63	15HA12=16,96	18,5
Y	Sfp2	22,62	1,8	10,18	13HA12=14,70	15

Tableau VI.12: Armature de répartition des semelles filantes sous voiles .

Semelle		A_b (cm^2)	A(m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
X	Sfv1	14,70	2,8	10,29	13HA12=14,70	25
Y	Sfv2	14,70	2,7	9,92	13HA12=14,70	25

VI.7.Poutre de libage

VI.7.1.Dimensionnement de la poutre de libage

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

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

- 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).

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

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

Poutre de libage	L max (m)	H_p calculé (m)	H_p adopté (m)	b_p (m)
	3,75	0,49	0,60	0,55

VI.7.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 » ….[2]

$$N_u \leq N_{Limite} = 0{,}045\ u_c \times hp\ \frac{fc28}{\gamma b}$$

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

Poutre de libage	N_{Limite}(KN)	N_u(KN)	Vérification
55×60	2070,00	1569,8101	Condition vérifiée

- Donc Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.7.3.Vérification de cisaillement de la poutre de libage à l'ELU

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

$\tau \frac{Tu}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma b}; 4MPa\right) = 2{,}5$ MPa……. (Fissuration préjudiciable).

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

Poutre de libage	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
55×70	807,19	2,19	2,50	Condition vérifiée

VI.7.4.Ferraillage de la 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 :

$$\sigma ELU = \frac{\Sigma N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ voile} + P_{Premblai})}{B \times L}$$

$$\sigma ELU = \frac{\Sigma Nser \times (P_{semelle} + P_{poutre\ libage} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B \times L}$$

Σ Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

B : la hauteur de la poutre de libage.

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

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

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	1,5	1,1	420	308

VI.7.5.Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

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

Poutre de libage 55×70 (cm^2)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
					Travée	Appui
	450,59	369,14	24,9	20,0	6HA16+8chHA16 = 28,14	6HA16+6chHA16 = 24.13

Sections minimale : A_{min}= 0,5% $b.h$ (cm^2) « RPA99V2003 Article 7.5.2.1 »

Section tendue : At_{min}= 0,1 % $b.h$ (cm^2) « CBA93 Article B.6.4 »

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

Élément	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	324,84	201,3	15	15	201,63	Condition vérifiée
Appuis	270,70	201,3	15	15	201,63	Condition vérifiée

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau VI.19: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	324,84	5,1	182,7	15	201,63	Condition vérifiée
Appuis	270,70	4,2	152,2	15	201,63	Condition vérifiée

VI.7.6.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} = min\left(\frac{0{,}15 \times fc_{28}}{\gamma_b} ; 4\ MPA\right) = 2{,}5MPA$……..(Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.20: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	$\emptyset$ (mm)	A_t (cm^2)
55×80	602,50	1,42	2,5	10	15	8	6HA8=3,02

VI.7.7. Vérification de la flèche a L'ELS

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

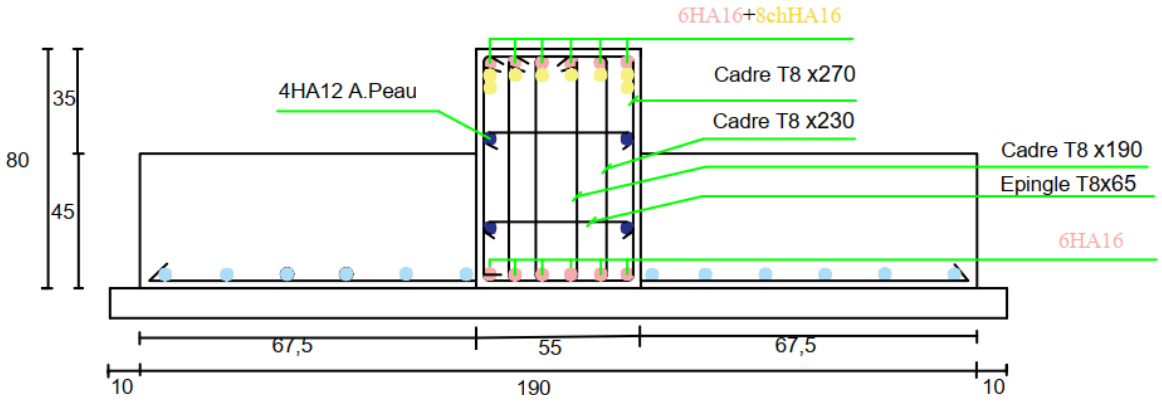
Tableau VI.21 : Vérifications préliminaire de la flèche.

$1^{ére}$ condition		$2^{éme}$ condition		$3^{éme}$ condition	
0,213	0,062	0,213	0,075	0,0071	0,011
condition vérifiée		condition vérifiée		condition vérifiée	

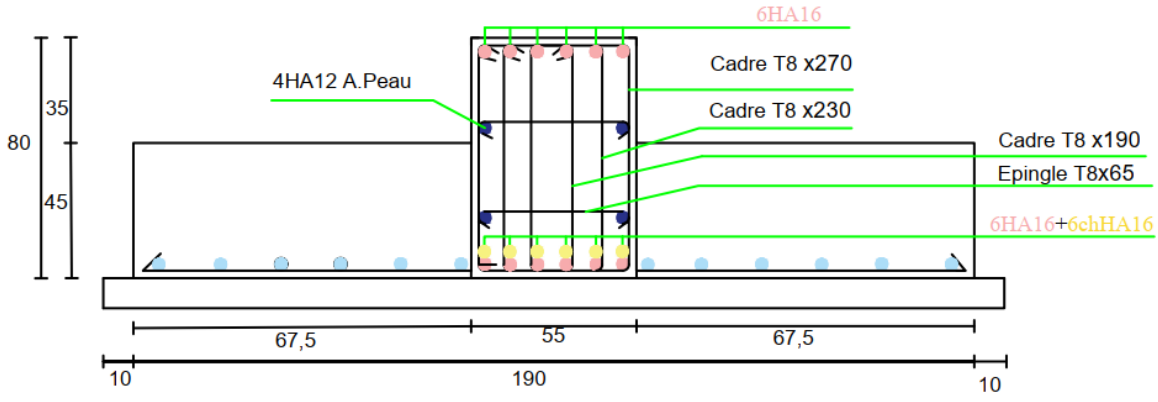
VI.7.8. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap= 3.90cm², Donc on adopte 4HA12=4.52cm²



Travée



Appuis

Figure VI.8: Ferraillage de poutre de libage.

VI.8.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 et appuis continue pour les murs double cloison.

VI.8.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

Fu=$\frac{N_u}{\alpha} \geq 20$ KN

α : (zone IIb / site 3) = 10 « RPA99VERSION2003 Article 10.1»

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

Fu=$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{1574,0045}{10} = 157,40045 \geq 20$ KN ; $A = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = \frac{157,40}{400/1,15} = 0,4525 = 4,525\ (cm^2)$

- **Choix des Armatures**

Section minimale : 0,6 % × (b × h) = 0,6 % × 30 × 30= 5,4 cm².

Tableau VI.22 : Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$ (cm²)
longrines	4,525	5,4	6HA16=12,06

VI.8.2.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$$F_{ser} = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{2077,34}{10} = 207,734 \text{ KN} ; \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}} = \frac{207,734 \times 10^3}{1206} = 172,25 \text{ MPA}$$

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a l'ELS		Contraintes normales (MPa)		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
N_{ser}	α	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	
2077,34	10	/	172,25	/	201,3	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 : $B \leq \frac{A \times F_e}{ftj}$

B = 30 × 30 = 900 (cm²) ≤ $\frac{12,06 \times 400}{2,1} = 2297,14$ (cm²)……...…….CV

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.

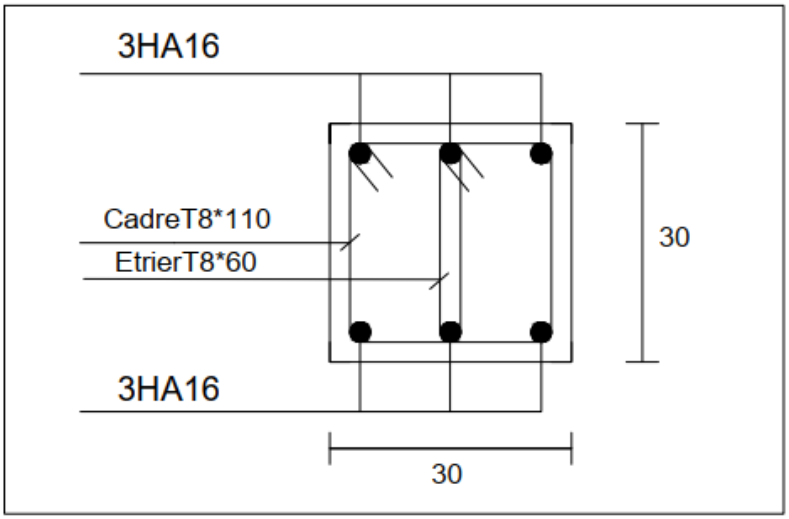


Figure VI.9. Disposition des armatures des Longrines (30x30)

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

1- Nous avons adopté la dernière disposition des voiles après plusieurs variantes, ce qui nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui des structures régulières. Ainsi, dans les deux premiers modes, nous avons obtenu une translation pure selon les deux axes principaux sans rotation (0 %), et dans le troisième mode, une rotation pure sans translation (0 %).

2- Concernant le dimensionnement final des éléments résistants, nous avons augmenté la section des poteaux de 35x35 cm², 40x40cm² et 45x45 cm² à respectivement 45x45 cm², 50x50 cm² et 55x55 cm², suite à l'étude dynamique, en raison de la non-vérification aux efforts normaux réduit dans les poteaux.

3- Au sujet du ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

4- Par contre, les poteaux et les voiles se sont révélés être les éléments les plus fragiles à l'effet sismique et à la forme de la structure, en raison de la présence de sections partiellement comprimées, notamment pour les voiles. Cela a conduit à un ferraillage significatif des poteaux, parfois avec des barres de HA20.

5- Ce point souligne l'importance d'une conception architecturale parasismique et justifie les exigences réglementaires visant à éviter les formes irrégulières, même en présence de voiles de contreventement.

6- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante sous plusieurs poteaux et/ou voiles s'est avérée être le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

Parallèlement, nous avons veillé, dans la mesure du possible, à respecter les principaux critères reconnus : la résistance, la sécurité, la ductilité la fonctionnalité, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

[**1**] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[**2**] Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[**3**] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

[**4**] Régle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « ETABS version 20 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2016.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

On peut admettre que If 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 :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.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 homogéne 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 $\frac{1}{ri}$ et $\frac{1}{rv}$ 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 $E_v = \frac{1}{3} E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i . I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v . I_{fv}}$$

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:

$$f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & \text{Si} \quad L \leq 5m \\ \bar{f} \leq \frac{L}{500} + 0{,}5cm & \text{Si} \quad L \geq 5m \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$M_t = k \times M_0$; 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 fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

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.

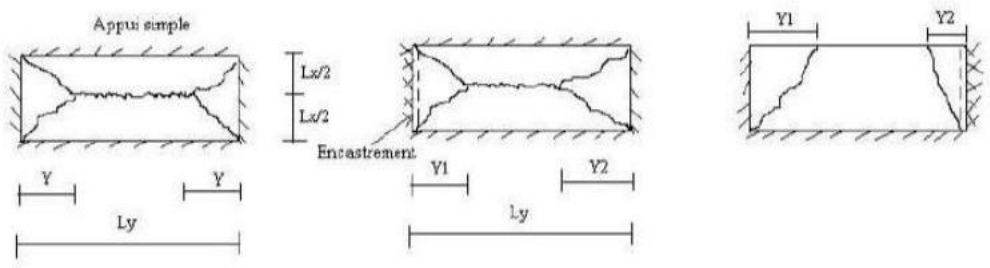
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

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.

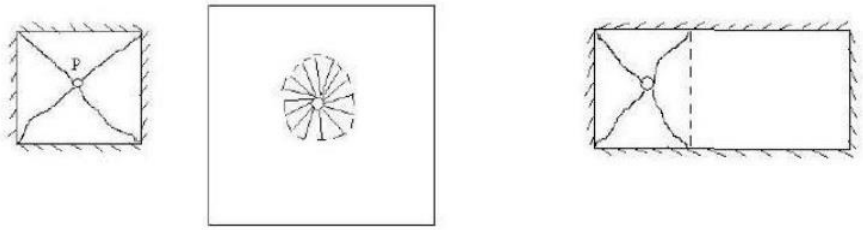
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

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

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

a) Travail externes

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

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

Pour le cas particulier de la charge répartie :

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

b) Travail internes

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

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

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

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b)Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{q\,L^2}{8}$$

c)Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\ M0$$
$$M_a = -0{,}5\ M0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q\,L_x^2}{8}$$

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 :

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_x \qquad (appui\ de\ rive)$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x \qquad (appui\ intermédiaire)$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0.75M_x$$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_e}{I}$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_W - M_e}{I}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{P l_x}{3}$$

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 :

$$a \leq Min[3h \; et \; 33cm] \; (charges \; uniformément \; réparties \;)$$

$$a \leq Min \; [2h \; et \; 22cm](charges \; concentrées)$$

   - Armatures de repartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \geq \emptyset$$

$$a \leq Min \; [4h \; et \; 45cm](charges \; uniformément \; réparties)$$

$$a \leq Min[3h \; et \; 33cm](charges \; concentrées)$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$
$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$$

$$a \leq Min[2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}\ ; \emptyset_{ty}; \emptyset_{ax}; \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](charges\ uniformément\ réparties)$$

$$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](charges\ concentrées)$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

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 $\emptyset$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right)$$

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 $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa 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 :

$$\textbf{Selon le RPA2003}\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003\times b} \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2} \qquad zone\ courante \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} 10cm \quad zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset\right] \quad zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

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

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\%$ Si $\lambda > 5$

$0{,}8\ \% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\%$ Si $5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\%$ Si : $\lambda \leq 3$