République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

PROJET DE FIN D'ETUDES MASTER

Filière : Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+6 Étages)

Proposé par :

B E T GC plus

Dirigé par :

Mr: TALAICHE Zoheir

Etudié par:

BENTERKIA Mohamed Walid

MOUSSAOUI Ishak

juillet 2020

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0» ,وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات

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

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation en RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya de boumerdes, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Abstract :

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + six floors), of habitation use It will be built in the province of Boumerdes, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

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

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements were done according to the Algerian regulations and standards:

- RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Remerciments

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde et sincère gratitude à notre promoteur M.Talaiche zoheir pour ses conseils précieux et son aide.

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

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

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l' élaboration de ce projet surtout M. OULDTURKI Bensaissa.

Dédicaces

Mon travail est dédié :

À mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A ma chère sœur pour son encouragement permanent, et son soutien moral,

À mes frères. Adel et Taki Eddine, pour leur appui et leur encouragement,

A ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours,

A tous mes amis et mes collègues.

MOUSSAOUI Ishak

Dédicaces

Mon travail est dédié à :

Mon cher père, qui a fait de moi l' homme que je suis aujourd' hui,

Ma chère mère, pour son amour et sa tendresse que je ne saurai estimer,

Mes sœurs, mon frère,ma grande mère,

Tous mes amis, Youcef MESRATI, Ishak BECHENE, Benaissa HAMATCHI et Rabie GHARNOUTI.

BENTERKIA Mohamed Walid

Liste des matières

Introduction générale

Introduction générale 1

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I .1. Introduction 2

I. 2. Destination et situation 2

I .3.Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2

I.3.1. Dimensions en plan 2

I.3.2. Dimensions en élévation 2

I.4 . Conception de la structure 3

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3

I.4.2. Planchers 3

I.4.3. Maçonnerie 3

I.4.4. L'acrotère 3

I.4.5. Escalier 3

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 3

I.5.1. Béton 4

I.5.2. Ciment 4

I.5.3. Granulats 4

I.5.4. Béton armé 4

I.5.4.1. Résistance du béton 4

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 4

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 5

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 5
I.5.5. Acier 6
I.6. Principe de calcul du CBA 93 6

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction 7
II.2. Pré dimensionnement 7
II.2.1. Prédimensionnement des plancher 7
II.2.1.1. Planchers à corps creux 7
II.2.1.2. Les dalles pleines 8
a) Critère de résistance 8
b) Sécurité contre l'incendie 8
c) Critère d'isolation acoustique 8
II.2.2. Prédimensionnement des poutres 9
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 10
II.3.1 Maçonnerie. 10
II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.3.2. Plancher corps creux 11
II.3.2.1 Plancher terrasse 11
II.3.2.2. Plancher courant 11
II.3.3. Charges d'exploitation 12
II.4. Prédimensionnement des poteaux 12
II.4.1. Les dimensions des poteaux 12
II.4.2. Etapes de prédimensionnement 13
II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 13

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau 14
II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)..... 14
II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 15
II.4.2.5. Calcul de la capacité portante N..... 16
II.4.2.6. Vérification de la capacité portante..... 16
II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 17
II.5. Prédimensionnement des voiles 18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 20
III.2. Plancher à corps creux 21
III.2.1. Les poutrelles..... 21
III.2.1.1. Avant coulage 21
III.2.1.2. Après coulage 22
III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage..... 25
III.2.1.2.2. Vérification à ELS 26
III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU..... 26
III.2.1.2.4. Vérification de la flèche..... 26
III.2.2. Dalle de compression..... 27
III.3. Escaliers 28
III.3.1. Prédimensionnement..... 28
III.3.2. Evaluation charges et surcharges 29
III.3.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU..... 32
III.3.4. Vérification à l'ELS 32
III.3.5. Vérification de la flèche..... 33
III.4. Calcul de la poutre palière 33
III.4.1. Prédimensionnement..... 34

III.4.2. Charges et surcharges 34
III.4.3. Calcul des efforts 35
III.4.4. Calcul du ferraillage 35
III.4.5. Vérification à l'ELS 35
III.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 36
III.4.7. Vérification de la flèche 36
III.5. Dalle pleine 37
III.5.1. Dalle encastrée à deux cotés 37
III.5.2. Dalle encastrée à trois cotés triangulaire 38

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction 41
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 41
IV.2.1. Centre de masse :. 41
IV.2.2. Centre de rigidité :. 41
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 42
IV.2.3.1. Les poteaux 42
IV.2.3.2. Les refends pleins 42
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 43
IV.2.5. Excentricité accidentelle 43
IV.3. Modélisation de la structure 43
IV.3.1. Introduction 43
IV.3.2. Modélisation 43
IV.3.2.1. Les hypothèses de conception des voiles 44
IV.3.3. Analyse de notre structure 44
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) 45
IV.3.3.2. Excentricité 45

IV.4. Choix de la méthode de calcul 46
IV.4.1. Introduction 46
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 47
IV.4.2.1. Principe de la méthode 47
IV.4.2.2. Modélisation 47
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 47
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 47
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 47
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 47
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 48
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 49
IV.4.3.1.1. Comportement modal 49
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 50
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 50
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 50
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul RPA2003 50
b) Vérification de la stabilité au renversement : 52
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 53
d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 55
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 56
a) Vérification de cisaillement des éléments 56
b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 57

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction 59
V.2. Ferraillage des poutres 59

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 59
V.2.1.1. Poutre porteuse 59
V.2.1.2. Poutre non porteuse 60
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 60
V.2.2.1. Poutres porteuses 60
V.2.2.2. Poutres non porteuse 60
V.2.3. Vérification de la flèche 61
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 61
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres : 62
V.3. Ferraillage des poteaux 64
V.3.1. Armatures longitudinales 64
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 64
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 64
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 65
V.3.2. Armatures transversales 66
V.4. Ferraillage des voiles 69
V.4.1. Ferraillage des trumeaux. 69
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 69
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 74
V.4.1.3. Armatures horizontales : 75
V.4.1.4. Armatures transversales : 75
V.4.2. Ferraillage des linteaux : 76
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 76
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux : 76
V.4.2.1.2. Aciers transversaux : 76
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 77

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction 80
VI.2. Types de fondations 80
VI.3. Caractéristiques du sol 80
VI.4. Choix du type de fondations 81
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 81
VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale 81
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression: 82
VI.4.2. Semelle filante (continue) 83
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 83
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 84
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 85
VI.4.2.4. Vérification de poinçonnement 85
VI.4.2.5. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 85
VI.4.2.6. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle 86
VI.4.2.6.1. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage 86
VI.4.2.7. Calcul de Ferraillage 87
VI.4.2.7.1. Semelle filante sous un voile 87
a) Armatures principales 88
b) Armature de repartitions 88
VI.4.2.7.2. Sous plusieurs poteaux 88
a) Armatures principales 88
b) Armature de repartitions 88
VI.4.2.7.3. Poutre de libage 89
a) Vérification du cisaillement de la poutre de libage: 89
b) Détermination des moments de la poutre de libage: 89

c) Calcul des armatures longitudinales 89
d) Vérification des contraintes à l'ELS 90
e) Armatures transversales 90
f) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 90
VI.5. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 91
VI.5.1.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 92
VI.5.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service 92
VI.5.1.3. Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement 92
VI.5.1.4. Calcul des armatures transversales 92

Conclusion générale

Conclusion 94

Liste des figures

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié……..…..2

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux…….……..……....8

Figure II.2. Double et simple cloison……..……..….…10

Figure II.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….……..…..…14

Figure II.4. Dimensions à respecter par les poutres…….……..…17

Figure II.5. Vue en plan et vue en 3D du voile……..…….…..18

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent……20

Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère……....20

Figure III.3 : Distribution des charges……..21

Figure.III.4 : Distrubution des charges avec trois etaiements……...……...22

Figure. III.5: Disposition des étaiements……..22

Figure III.6 : Type de poutrelle……23

Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC…….……23

Figure III.8 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC……...24

Figure III.9 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC……24

Figure III.10 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC……..24

Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC…...25

Figure III.12 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles……...……26

Figure III.13 : Ferraillage de poutrelle……..……27

Figure III.14 : Disposition des armatures de la dalle de compression……..……28

FigureIII.15 : Dimensions de l'escalier ……...……29

Figure III.16 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier…..… ….31

Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L. U et b) à l'E.L.S……...……31

Figure III.18 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU……..…….32

Figure III.19 : Schéma réel de la poutre palière (p. brisé) ...……...…….33

Figure III.20 : Schéma simplifié de la poutre palière (poutre brisé)…….34

Figure III.21 : Ferraillage de poutre palier ……...…...36

Figure III.22 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine…….…37

Figure III.23: Les lignes de rupture……...……38

Figure IV.1: centre de masse et centre de rigidité……...……...……..…44

Figure IV.2: disposition des voiles en 3D ……..…45

Figure IV.3 : comportent des trois premiers modes ……...49

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse…….....……..63

Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse……...……...63

Figure V.3: Dessin de ferraillage des Poteaux……...……67

Figure V.4 Ferraillage poteaux section (50x50). ……..……68

Figure V.5: disposition des voiles……..……69

Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles……...69

Figure V.7: Ferraillage de voile plein 6……..76

Figure V.8: Disposition des armatures de linteaux……...……78

Figure V.9: Ferraillage des linteaux……...79

Figure VI.1: Les bulbes de pression sous la semelle …….82

Figure VI.2**:** chevauchement des bulbes de pression sous la semelle……83

Figure VI.3: Les dimensions final des semelles filantes……87

Figure VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous voile……...……90

Figure VI.5: Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage.....91

Figure VI.6: Ferraillage de longrine ……..93

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...……6

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres……..……..9

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…….....10

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison…….....10

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)……..….11

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)…….11

Tableau II.6. Prédimensionnement des poteaux …….……..…....12

Tableau II.7. Vérification du coffrage des poteaux……..…….....12

Tableau II.8. Les charges permanentes…….....……..…14

Tableau II.9. Les sur charges d'exploitation…….....15

Tableau II.10. Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……..……16

Tableau II.11. Vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U……...…….……16

Tableau II.12. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003…….……..17

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté……...……20

Tableau III.2 : Evaluation des charges de poutrelles……21

Tableau III.3: Détermination de nombre des étaiements……..22

Tableau III.4 : Les moments maximums aux appuis et en travées……25

Tableau III.5 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée…….26

Tableau III.6 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS……..26

Tableau III.7: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU……...26

Tableau III.8: Vérification de la flèche……..27

Tableau III.9 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier……..….29

Tableau III.10 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier……..….30

Tableau III.11 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier…….……30

Tableau III.12: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier……31

Tableau III.13: Calcul des sections d'acier de l'escalier……..……..32

Tableau III.14: Vérification de la contrainte tangentielle……..32

Tableau III.15 : Vérification à l'E.L.S……...…33

Tableau III.16 : Vérification de la flèche de l'escalier……...…...33

Tableau III.17 :Calcul du ferraillage de poutre palier aux appuis et en travée……...…...35

Tableau III.18 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS…….35

Tableau III.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….36

Tableau III.20 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine……..37

Tableau III.21 : ferraillage à l'ELU……37

Tableau III.22 : Vérification des contraintes à l'ELS……38

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….……..38

Tableau III.24 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine…….…….39

Tableau III.25 : Ferraillage à l'ELU…….……..39

Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS……39

Tableau III.27: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……39

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de torsion…….…….45

Tableau IV.2: Excentricité suivant les deux directions…….……46

Tableau IV.3. Justification du coefficient de comportement R suivant X…….……...48

Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant Y…….……...48

Tableau IV.5: détermination du facteur de qualité Q de la structure…….……48

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes…….……..49

Tableau IV.7: Comportement des trois premiers modes…….……..50

Tableau IV.8 Les valeurs de la force sismique…….…….52

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….…….52

TableauIV.10 : Valeurs les moments de stabilité et de renversement…….……..53

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant X……54

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……54

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Δ……55

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des poutres……..56

Tableau IV.15: Vérification de cisaillement des Poteau……...56

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des voiles……57

Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit……57

Tableau IV.18: Dimensions finales des éléments……..58

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse……59

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse……..…….59

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse……..……60

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres……..…60

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS…….…...60

Tableau V.6: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS…….……60

Tableau V.7: Vérification de la flèche des poutres secondaires ……....61

Tableau V.8: Vérification de la flèche de chainage…… ……61

Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement……61

Tableau V.10: La section d'armatures transversales……62

Tableau V.11: La section d'armatures des poteaux…….……..65

Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS……..65

Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux……67

Tableau V.14: calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X)……..70

Tableau V.15: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X)……..71

Tableau V.16 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA…….72

Tableau V.17: calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y)……..72

Tableau V.18: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y)……..73

Tableau V.19: Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA……..73

Tableau V.20: Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)……74

Tableau V.21: Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)……74

Tableau V.22: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X)……..75

Tableau V.23: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)……75

Tableau V.24: Choix de la méthode de calcul……78

Tableau V.25: La section d'armatures des linteaux……78

Tableau V.26: La section choisie d'armatures des linteaux……79

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……82

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…….……84

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……..84

Tableau VI.4: Vérification de la stabilité au renversement……85

Tableau VI.5: Vérification de poinçonnement……..85

Tableau VI.6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes…….85

Tableau VI.7: Dimensionnement de la poutre de libage…….....86

Tableau VI.8: Vérification de poinçonnement……..86

Tableau VI.9: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile……87

Tableau VI.10: Ferraillages des semelles filantes sous un voile……88

Tableau VI.11: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……..88

Tableau VI.12: Ferraillages des armatures principales de la semelle……88

Tableau VI.13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……89

Tableau VI.14: Détermination des sollicitations de la poutre de libage…….89

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……89

Tableau VI.16: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……90

Tableau VI.17: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……90

Tableau VI.18: Ferraillage longitudinal des longrines……...92

Tableau VI.19 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines…….92

Tableau VI.20: Vérification de s contraintes tangentielle de cisaillement……..92

Tableau VI.21: Calcul des armatures transversales des longrines……..92

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

As1 : Section d'acier en appui

As2 : Section d'acier en travée

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

Ach : Section choix

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u,T: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} T: Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: 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_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep,e : épaisseur.

eo : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_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_f : Longueur de flambement.

S_t,S, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : 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_c : 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_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

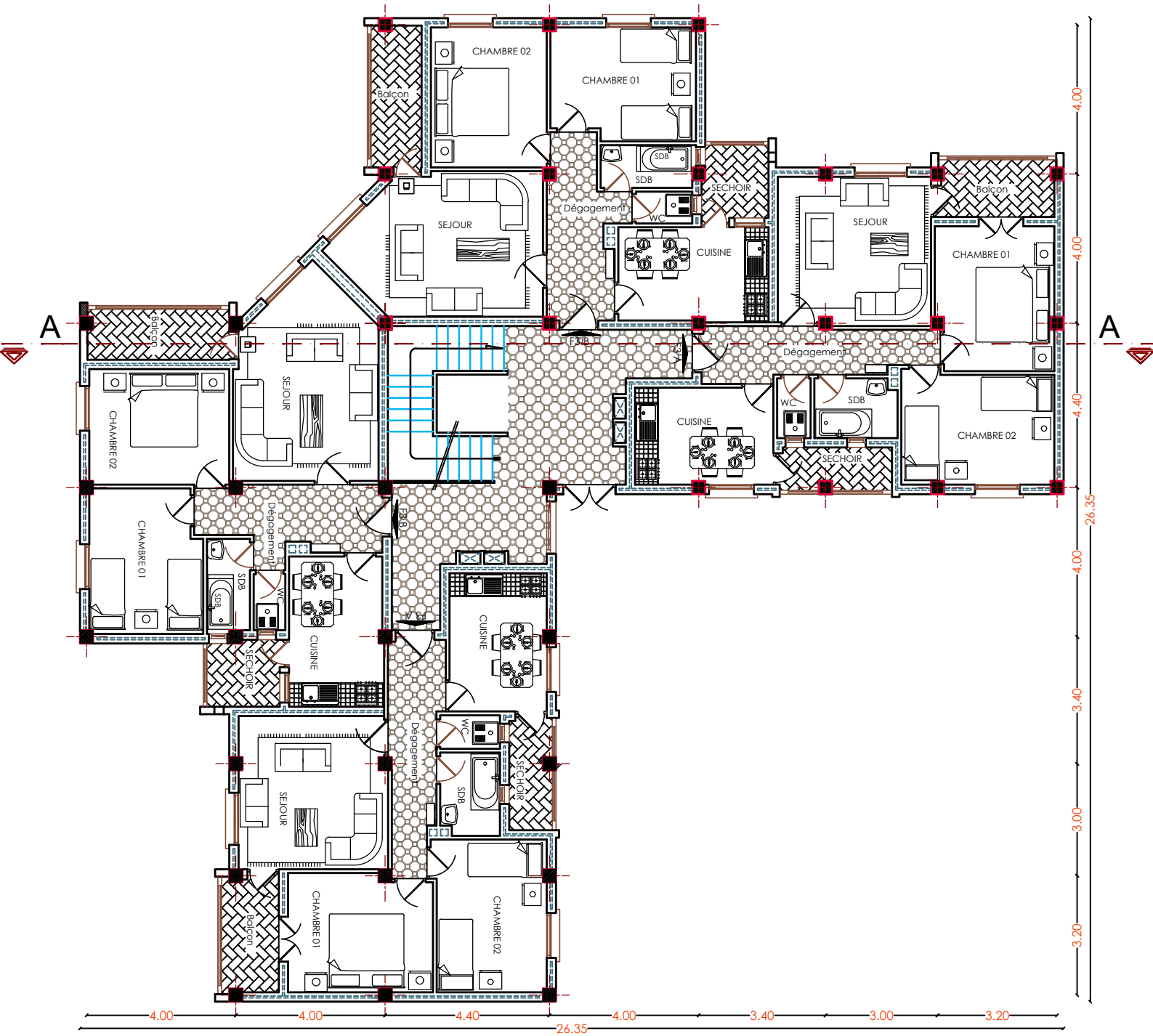
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

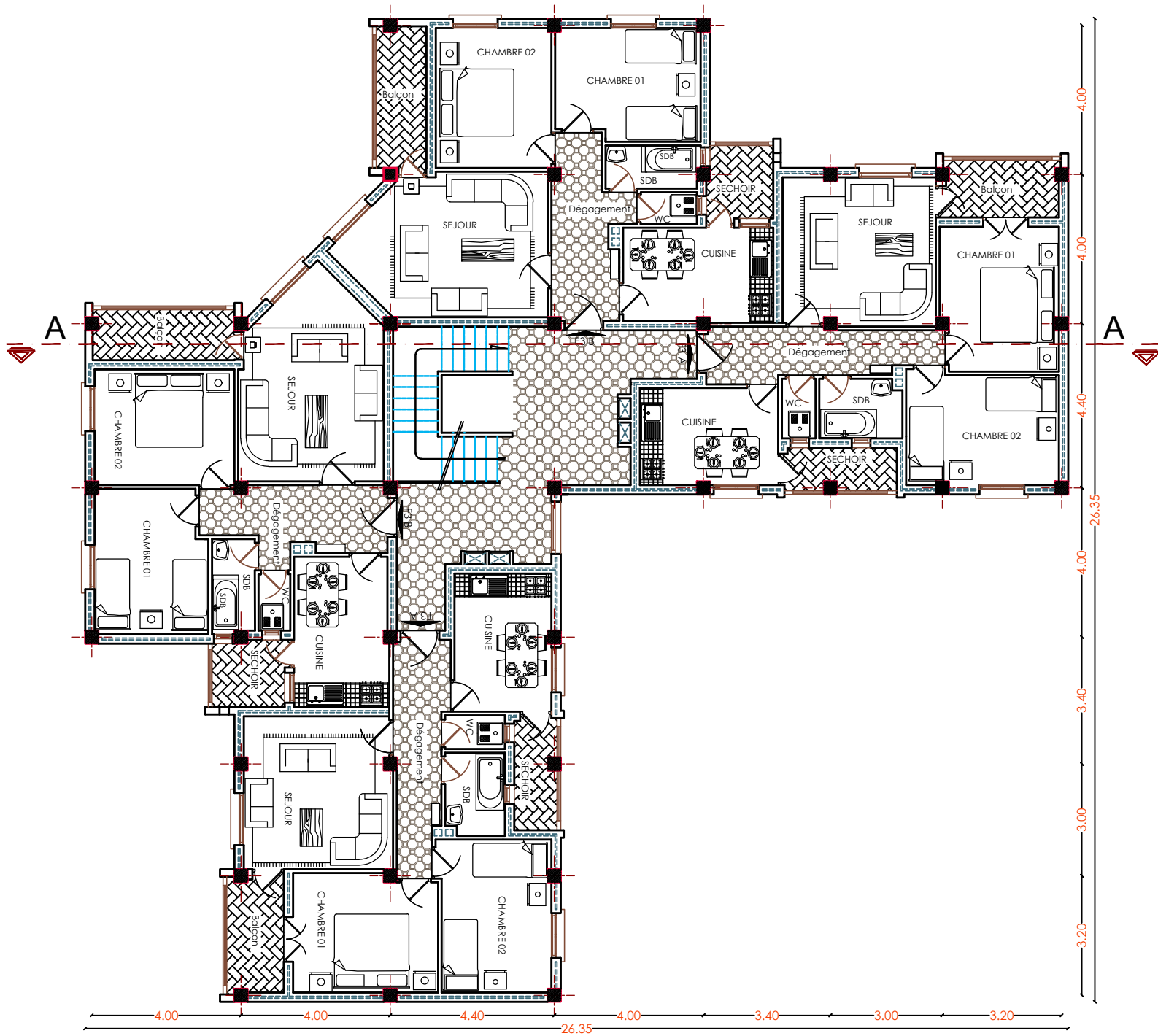
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

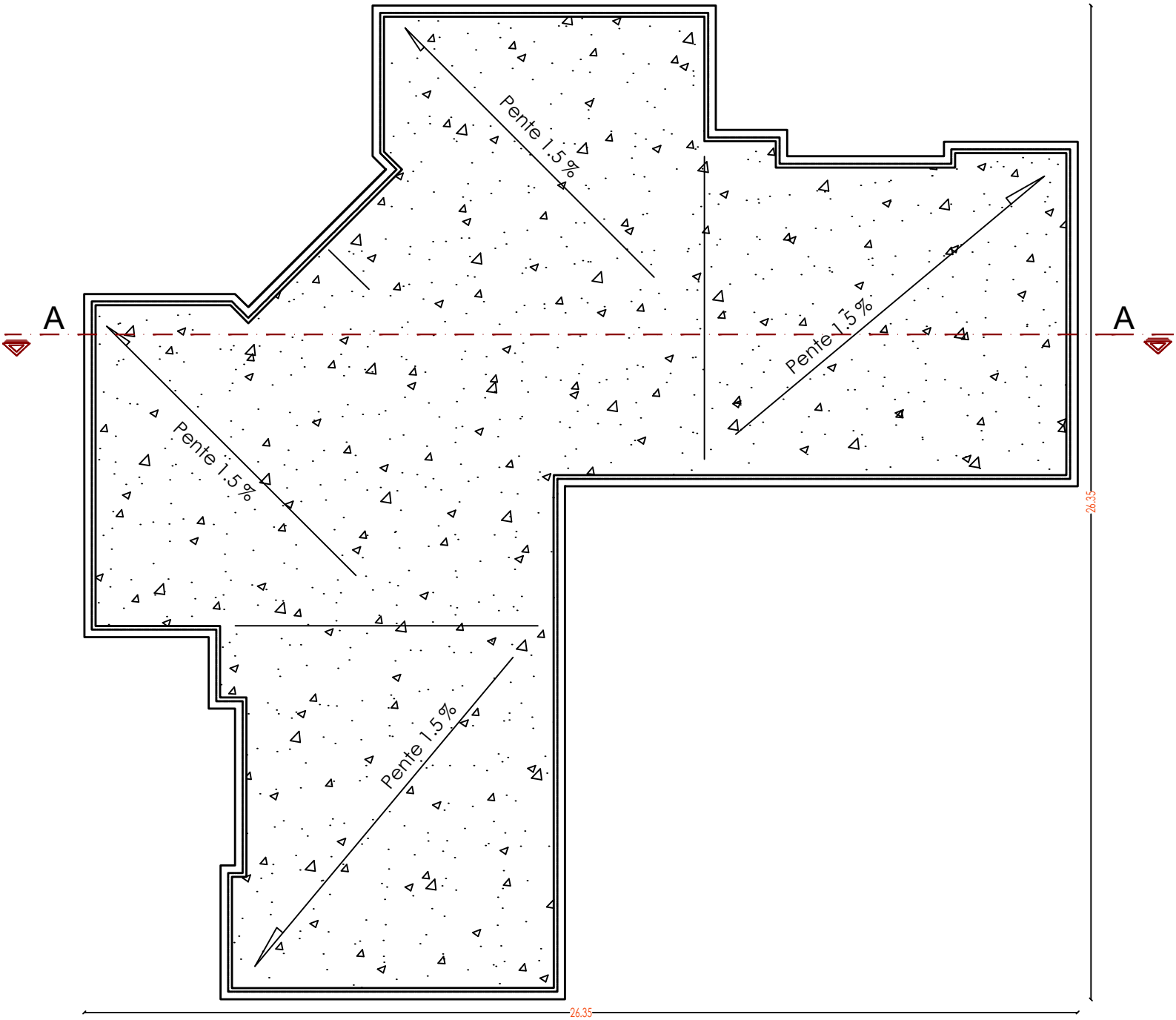
RDC


A
A
CHAMBRE 02
CHAMBRE 01
Balcon
SDB
SDB
SECHOIR
Dégagement
WC
SEJOUR
CUISINE
SEJOUR
Balcon
CHAMBRE 01
Balcon
SEJOUR
CHAMBRE 02
F.C.V
Dégagement
CUISINE
WC
SDB
CHAMBRE 02
SECHOIR
CHAMBRE 01
SDB
SDB
Dégagement
WC
F.C.V
CUISINE
SECHOIR
CUISINE
WC
Dégagement
SECHOIR
SDB
SEJOUR
CHAMBRE 01
Balcon
CHAMBRE 02
4.00
4.00
4.40
4.00
3.40
3.00
3.20
26.35
4.00
4.00
4.40
26.35
4.00
3.40
3.00
3.20

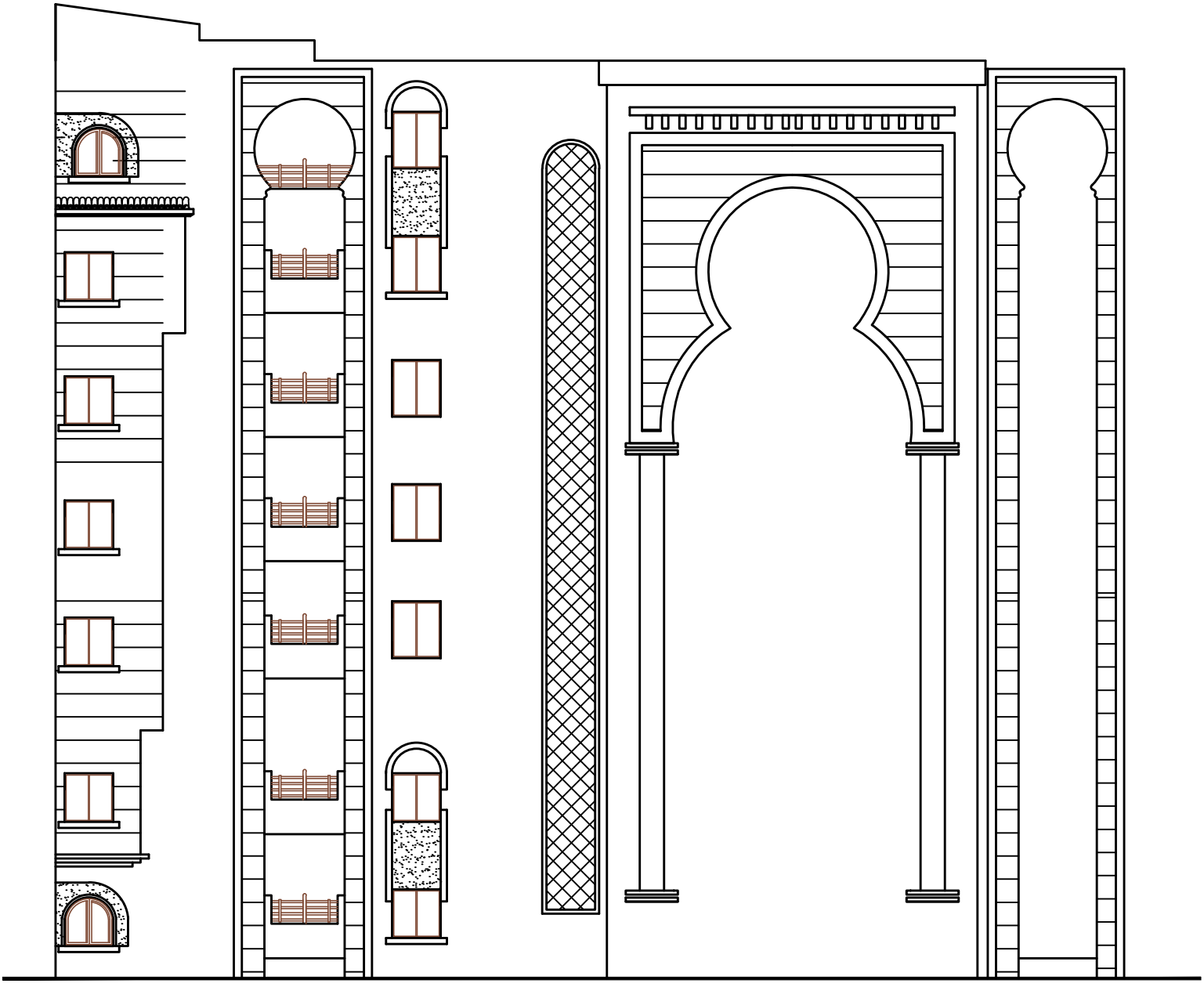
Etage courant



Terrasse



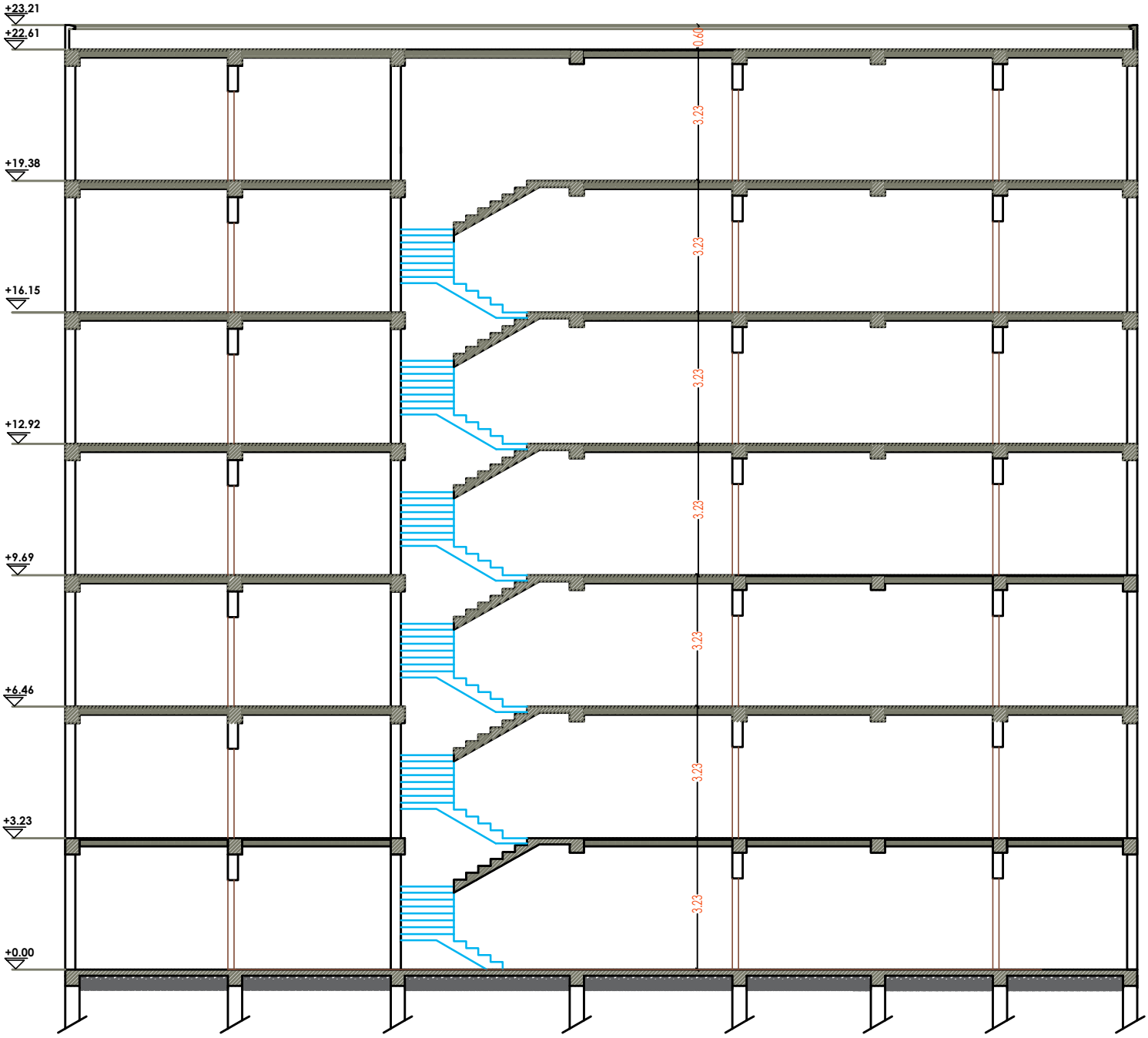
Façade Principale



Façade Postérieur



Coupe A-A


+23.21
+22.61
+19.38
+16.15
+12.92
+9.69
+6.46
+3.23
+0.00
0.60
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23

Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela nous avons choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'études « GC plus ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet, il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment R +6 étages.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichis et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

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

-Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

-Le deuxième chapitre traite le calcul du prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

-Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

-Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». nous présentons d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.

-Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

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

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bloc (RDC+6 étages) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales GC Plus engineering consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme L, comportant : (RDC) + six étages. Il sera implanté à Boumerdès, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme L, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :



. Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Des étages courants : **3,23 m**
- Hauteur de RDC : **3,23 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **22.61 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 08 m, alors le RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

L'escalier est un élément secondaire assure la circulation entre les étages.

Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier : escalier droit à 3 volées.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par d'un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelé « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier.

Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adopté sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponibles. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [4].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, nous utiliseront un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des

cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \ \ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \ \ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I. 4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré : $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000 (f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures transversales	FeE 400	Ø6 et Ø8
	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

-Etat limite ultime (ELU) basé sur :

1- La compression du béton.

2- L'ouverture des fissures.

3- La déformation.

- **Etat limite de service** (ELS) basé sur :

1- Equilibre statique.

2- L'ouverture des fissures.

3- La stabilité de forme.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standard suivantes pour notre étude :

-La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.

-a résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.

-Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.

-Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.

-Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : HA « Fe = 400MPa »
- Transversales : RL « Fe=400 MPa » (si nécessaire on adoptera HA8)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 520MPa »

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments résistants

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

II.1. Introduction

Le but du prédimensionnent est ‘’le pré-calcule ‘’des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99 (version 2003). Il a pour objectif de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Prédimensionnement des plancher

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

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_t: L’épaisseur du plancher.

L_{max}: la longueur maximale de poutrelle mesurée a nus des appuis.

L = 410 cm.

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20}$$

$$16.40\text{cm} \leq h_t \leq 20.5\text{cm}$$

Nous adoptons **:** h_t =20 cm.

h_t = d+e. ➡ h_t = 16+4 cm.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

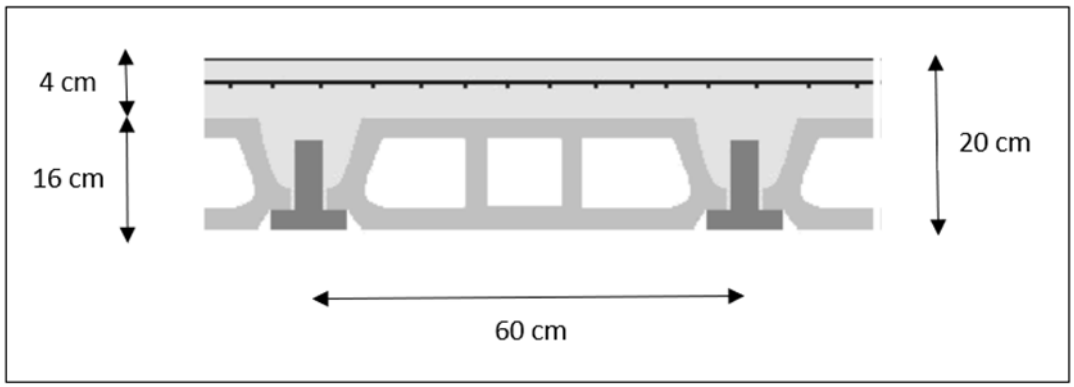


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

a) Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, nous avons :

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

Avec :

e : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus petite des portées mesurées entre nus.

- Dalle reposant sur deux appuis, pour (L =0.65m) :

$$\frac{65}{35} \leq e \leq \frac{65}{30}$$

$$1.86cm \leq e \leq 2.17cm$$

- Dalle reposant sur Trois appuis (triangle), pour (L =3.70m) :

$$\frac{370}{45} \leq e \leq \frac{370}{40}$$

$$8.22cm \leq e \leq 9.25cm$$

b) Sécurité contre l'incendie:

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

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

c) Critère d'isolation acoustique

e = 15cm

➢ **Conclusion :**

Pour les dalles pleines reposant sur deux appuis: e = 11cm

Pour les dalles pleines reposant sur Trois appuis (triangle) : e = 15cm

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L= 410 cm ⇒27.33cm ≤ h ≤ 41cm Nous adoptons : **h = 35cm** ⇒ 10.50cm ≤ b ≤ 24.50cm Nous adoptons: **b=30cm**	L= 410 cm ⇒ 27.33cm ≤ h ≤ 41cm Nous adoptons: **h=30cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm Nous adoptons: **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,17 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1,17 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}079 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}068 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062 =$
Conclusion	(b×h) = 30×35 cm²	(b×h) = 30×30 cm²

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m²)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m²)			**1,62**	

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m²)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m²)			**2,52**	

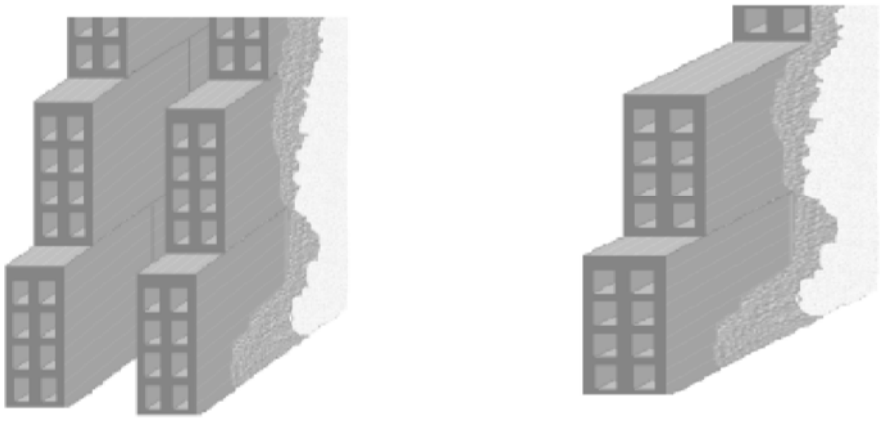


Figure II.2. Double et simple cloison.

II.3.2. Plancher corps creux

II.3.2.1. Plancher terrasse

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,016
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
G (KN/m²)		**6,4**	

II.3.2.2. Plancher courant

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de plâtre	0,02	0,2
5	Lit de sable	0.03	0.54
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (KN/m²)		**5,96**	

II.3.3. Charges d'exploitation

-Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²

-Etage courant : Q=1,5 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

Nous dimensionnons les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'article B.8.1.1 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont présentées sur le Tableau II.6.

Tableau II.6. Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1èr	RDC
Dimension (b*h)	30×30	30×30	35×35	35×35	40×40	40×40	40×40

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm. (Zone III)} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7. Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	Min (b1, h1) ≥30 cm	Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$
6émé,5éme	30×30	14,40	**Condition vérifiée**		
4éme,3éme	35×35	14,40			
2éme,1er,RDC	40×40	14,40			

II.4.2. Etapes de pré dimensionnement

-Choix du poteau le plus sollicité.

-Calcul de la surface reprise par le poteau.

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

-Calcul de la capacité portant $\overline{N}$ du poteau.

-Vérification de l'effort normal ultime majoré.

-Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), nous devons respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad l_f = 0.7 l_0 \quad , \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa.

f_e=400 MPa .

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

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive

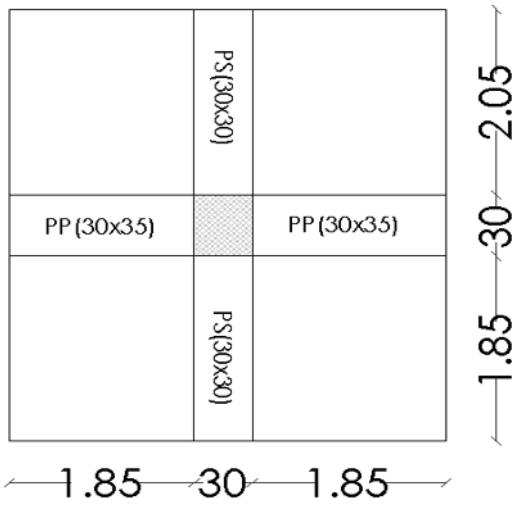


Figure II.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

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

$S_{plancher} = (2.05+1.85) \times (1.85+1.85)$ ⟶ $S_{plancher} = 14.43\ m^2$

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

$S_{tot} = (2.05+0,30+1.85) \times (1,85+0,30+1.85)$ ⟶ $S_{tot} = 16.8\ m^2$

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

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

Tableau II.8. Les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
6éme	3,23	0,09	7,27	9.71	8.78	92.35	118.11	118.11
5éme	3,23	0,09	7,27	9.71	8.78	86.00	111.76	229.86
4éme	3,23	0,1225	9,89	9.58	8.66	85.99	114.12	343.99
3éme	3,23	0,1225	9,89	9.58	8.66	85.99	114.12	458.11
2éme	3,23	0,16	12,92	9.45	8.55	85.94	116.86	574.98
1er	3,23	0,16	12,92	9.45	8.55	85.94	116.86	691.84
RDC	3.23	0,16	12.92	9.45	8.55	85.94	116.86	808.70

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, nous utilisons la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

-Pour la 6ème étage (terrasse) : Q_0

-Pour le 5ème étage : Q_0+Q_1

-Pour le 4ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

-Pour le 3éme étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

-Pour le 2éme: $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

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

-Pour le 1er : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

-Pour le RDC : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Tableau II.9. Les sur charges d'exploitation.

Niveau	**Q_{niveau}(kN)**		**coefficient de dégression**		**$Q_{cumulé}$(kN)**
6éme(terrasse)	Q_0	16.8	-		16.8
5éme	Q_1	25.20	1		42.00
4éme	Q_2	25.20	0,95		64.68
3éme	Q_3	25.20	0 ,90		84.84
2éme	Q_4	25.20	0,85		102.48
1er	Q_5	25.20	$\frac{3+n}{2n}$	0,80	117.6
RDC	Q_6	25.20		0,75	130.20

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Étage	section	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
6eme	30×30	78400	3,23	2,28	0,086	26,107	0,764	90	1133.13
5em	30×30	78400	3,23	2,28	0,086	26,107	0,764	90	1133.13
4eme	35×35	108900	3,23	2,28	0,101	22,378	0,785	122,5	1616.53
3éme	35×35	108900	3,23	2,28	0,101	22,378	0,785	122,5	1616.53
2éme	40×40	144400	3,23	2,28	0,115	19,580	0,799	160	2181.05
1er	40×40	144400	3,23	2,28	0,115	19,580	0,799	160	2181.05
RDC	40×40	144000	3.23	2,28	0,115	19.580	0,799	160	2181.05

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majoré de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. Nous vérifions la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.11. Vérifications du $1,1N_{ultime}$ et N_U.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1,1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
6éme	118.11	16.80	184.64	276,815	1133.13	Condition vérifiée
5éme	229.86	42.00	373.32	547,745	1133.13	Condition vérifiée
4éme	343.99	64.68	561.40	816,508	1616.53	Condition vérifiée
3éme	458.11	84.84	745.71	1079,639	1616.53	Condition vérifiée
2éme	574.98	102.48	929.94	1341,219	2181.05	Condition vérifiée
1er	691.84	117.60	1110.38	1597,145	2181.05	Condition vérifiée
RDC	808.70	130.20	1287.05	1886,25	2181.05	Condition vérifiée

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), nous vérifions (Tableau II.12) :

Tableau II.12. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiér	Niveau		
	6éme,5éme	4éme, 3éme	2éme,1er, RDC
$b_{max}(cm)$	30	30	30
$h_1(cm)$	30	35	40
$b_1(cm)$	30	35	40
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée		
$d(cm)$	0	2,5	5
$Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	15	17,50	20
$d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	Condition vérifiée		

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrées sur le Figure II.4:

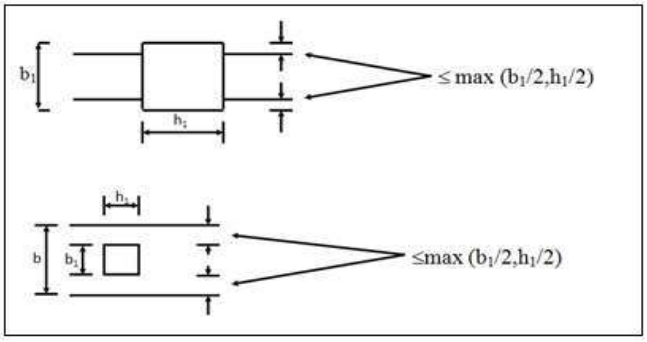


Figure II.4. Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 versions 2003.

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1. Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire avec :

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

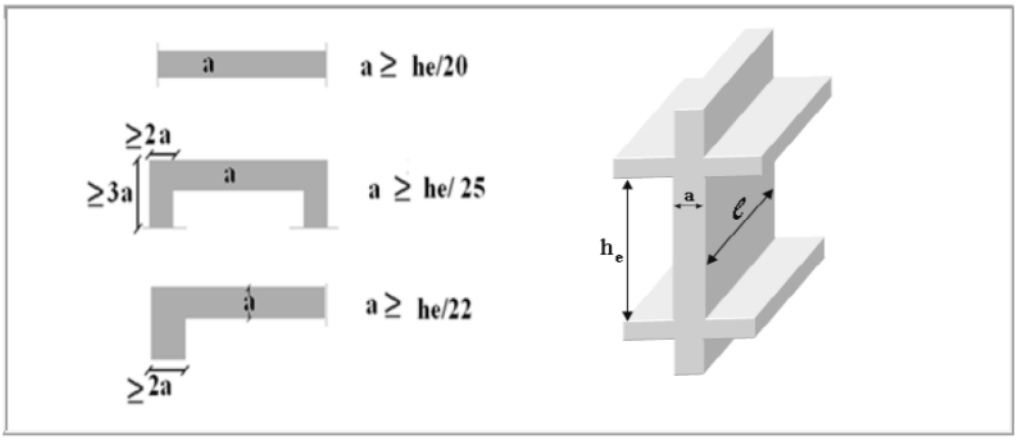
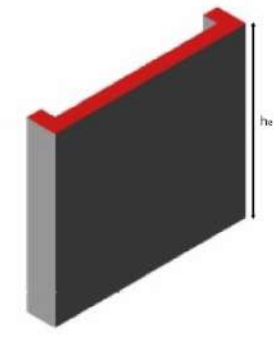
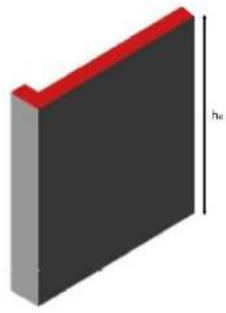
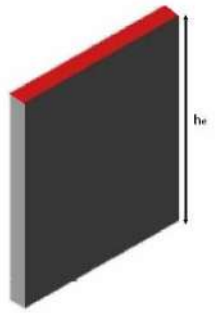


Figure II.5. Vue en plan et vue en 3D du voile.

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

		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$	$L \geq 4.a$	

Pour c (h_e=3,23m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \longrightarrow a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(323-35)}{22} = 13{,}09\text{cm}\right]$$

- **Conclusion :**

L'épaisseur des voiles est de 15 cm pour tous les cas et les étages.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande d'un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

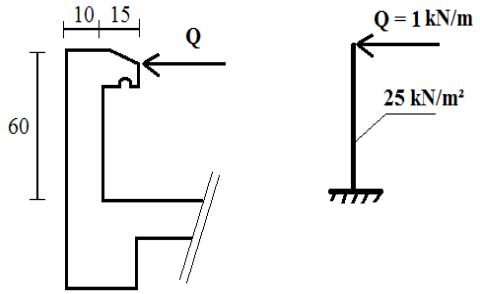


Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max [4\%u ; 0{,}2B/100] = 8{,}8$ cm²/ml.

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Section (cm²)	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x10	1,875	0,60	0.35	0	2x7HA10 = 2x5.5	2x4HA8 = 2x2,01	15	18

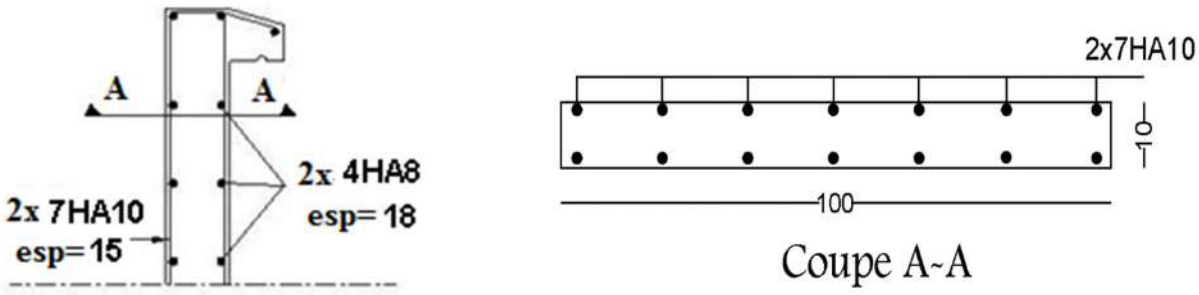


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux

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

-Poutrelles préfabriquées en BA, déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;

-Corps creux (Entrevous) 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 (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

-Les poutrelles.

-La dalle de compression.

III.2.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. : (2 x (0,60/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.2.1.1 Avant coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

-La charge due à son poids propre + poids du corps creux.

-La surcharge due à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à :

$$Q = \max \begin{cases} 1\ kN \\ 0.5 \times L \end{cases}$$

a) Evaluation des charges :

Tableau III.2 : Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0,12$
G_{cc} (kN/ml)	0,65
G (kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} = 0,77$

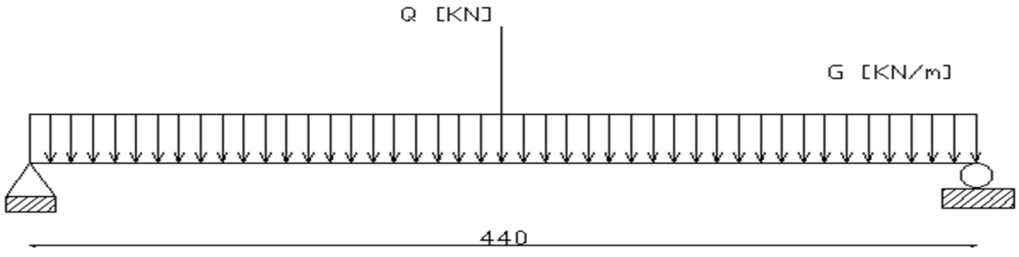


Figure III.3 : Distribution des charges.

b) Calcul des étaiements :

$$\begin{cases} f = \dfrac{5GL^4}{384EI} + \dfrac{QL^3}{48EI} \\ f_{adm} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$$

Tableau III.3: Détermination de nombre des étaiements.

Number des étaiements	L (mm)	Q (kN)	f (mm)	f_{adm}(mm)	Vérification
1	2200	1,10	23.6	4.40	non
2	1470	1	5.49	2.94	non
3	1100	1	2.06	2.20	oui

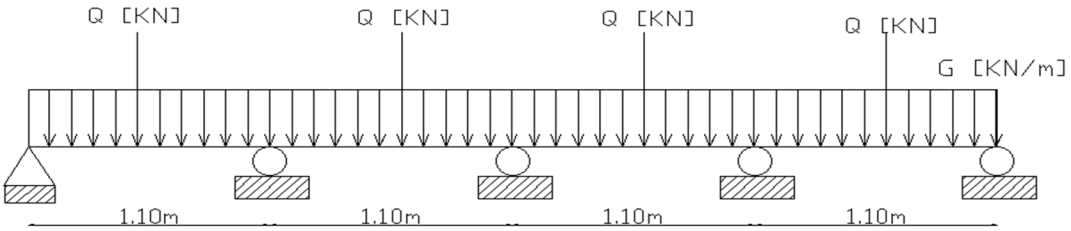


Figure.III.4 : Distribution des charges avec trois etaiements

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **1.10 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

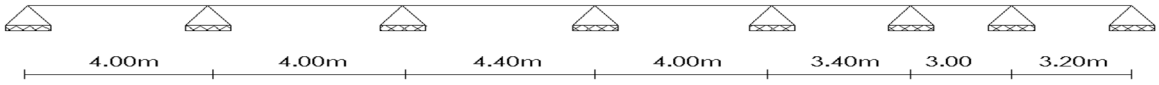


Figure. III.5: Disposition des étaiements

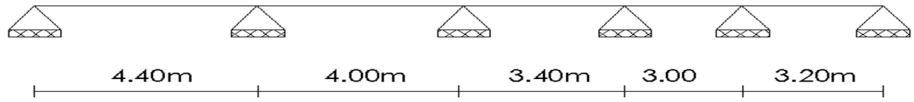
III.2.1.2 Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, nous aurons cinq types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

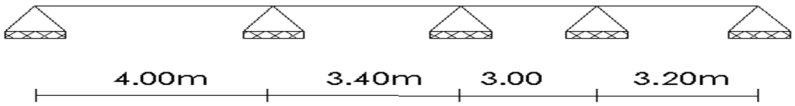
Poutrelle à 7 travées :



Poutrelle à 5 travées :



Poutrelle à 4 travées :



Poutrelle à 3 travées :



Poutrelle à 2 travées :

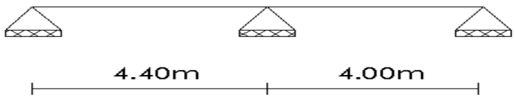


Figure III.6 : Type de poutrelle

Type 1 : poutrelle à 2 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

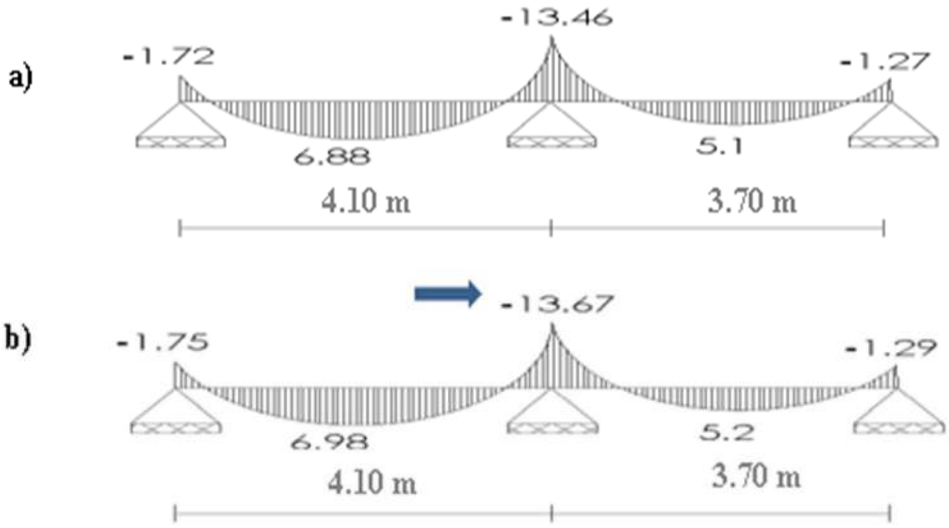


Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

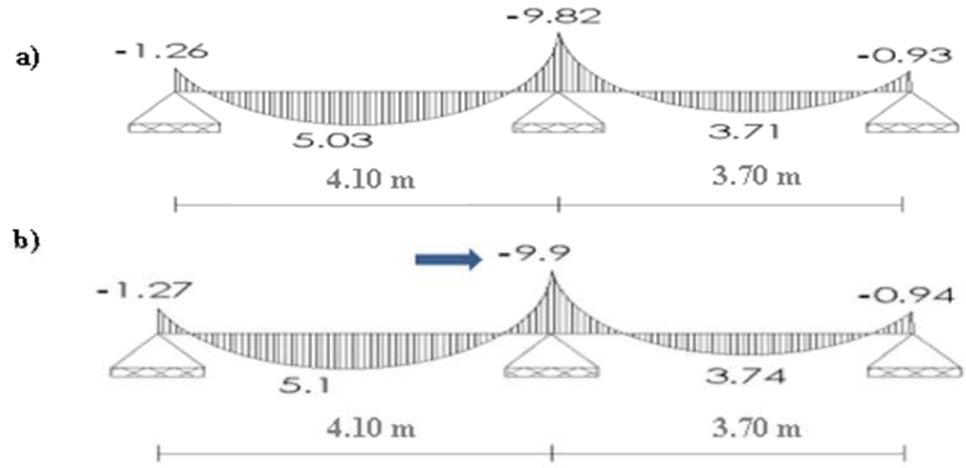


Figure III.8 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

Type 2 : poutrelle à 5 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

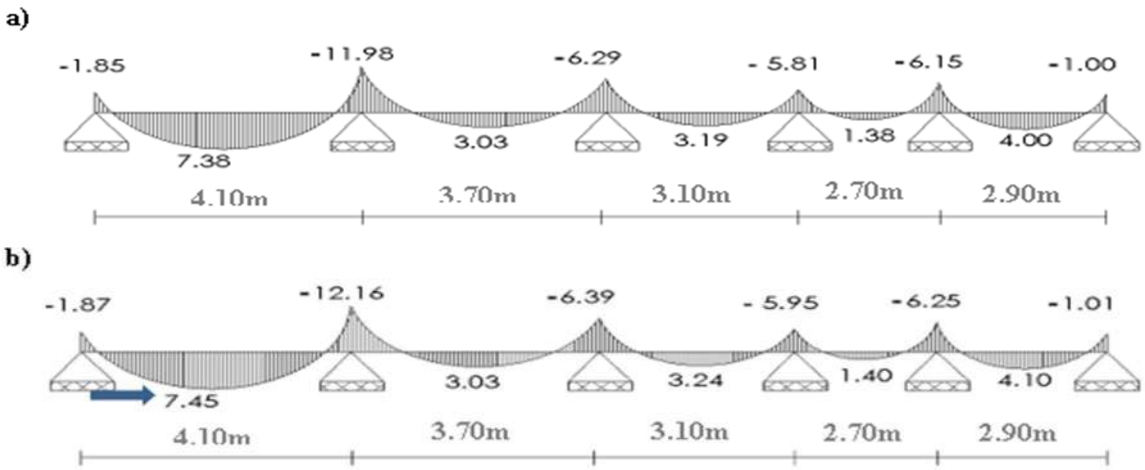


Figure III.9 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

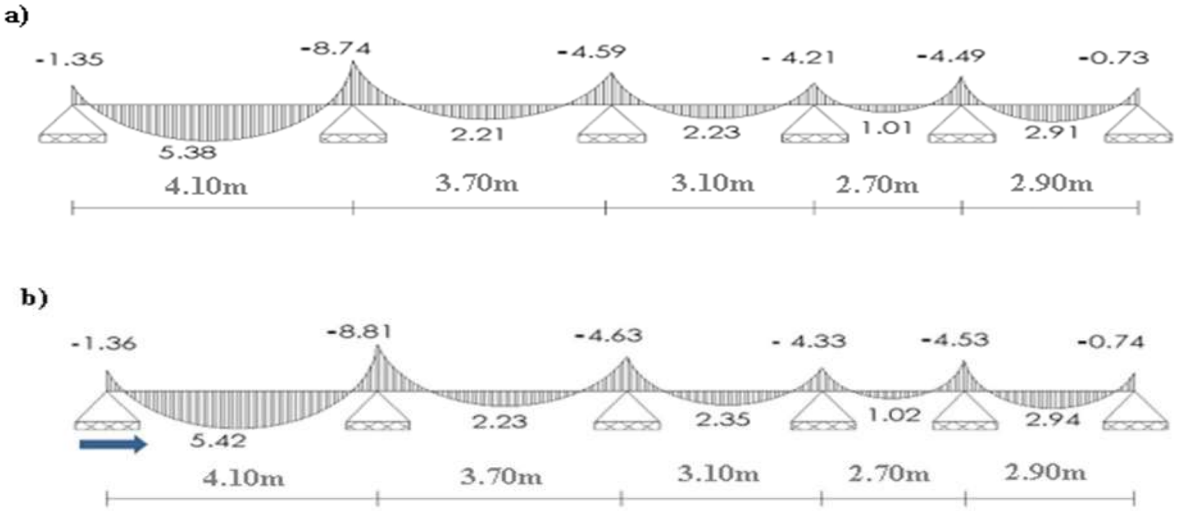


Figure III.10 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

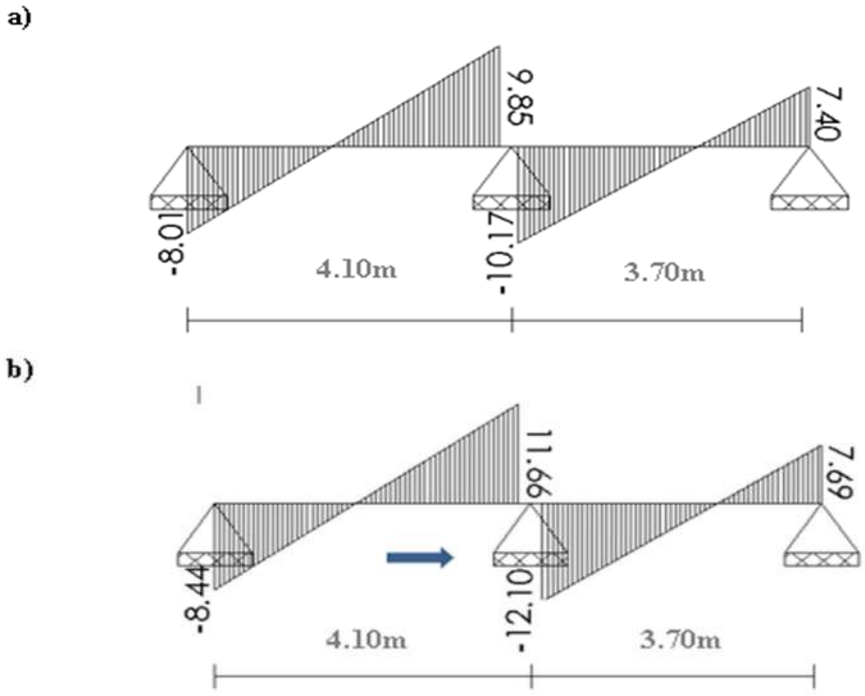


Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.4, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.4 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
Terrasse	-13.46	-9,82	7.38	5.38
EC	-13.76	-9,9	7.45	5.42

III.2.1.2.1 Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul robot expert. pour une section rectangulaire et section en T :

-Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.

-Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.12.

Pour le ferraillage, nous allons utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

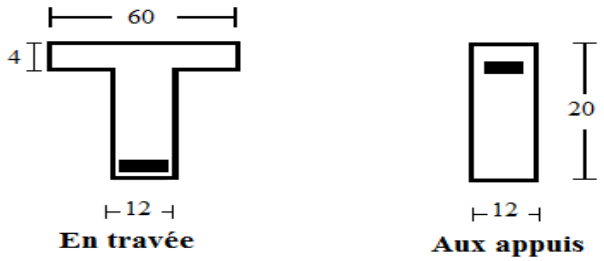


Figure III.12 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Tableau III.5 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	13.46	3.1	1HA12+2HA12 = 3.39
	EC	13.76	3.2	1HA12+2HA12 = 3.39
En travée	Terrasse	7.38	1,20	2HA10= 1,57
	EC	7.45	1,20	2HA10=1 ,57

III.2.1.2.2 Vérification à ELS

Il suffit de vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.6)

Tableau III.6 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible(MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	5.42	9.9	3.2	12,2	15	Vérifiée

III.2.1.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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.7: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
Terrasse	12.1	0.84	3,33	Vérifiée

III.2.1.2.4 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (voir annexe2).

$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ $0.048 \geq 0.0625$ c.n.v

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, nous devons vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 1et dont les résultats sont présentés dans le tableau III.8.

Tableau III.8: Vérification de la flèche.

Poutrelle			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**La flèche**		**Vérification**
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-8.81		-1.36	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
8	20	4.10		5.42		1.57	1.13	5.1	8.8	Vérifiée

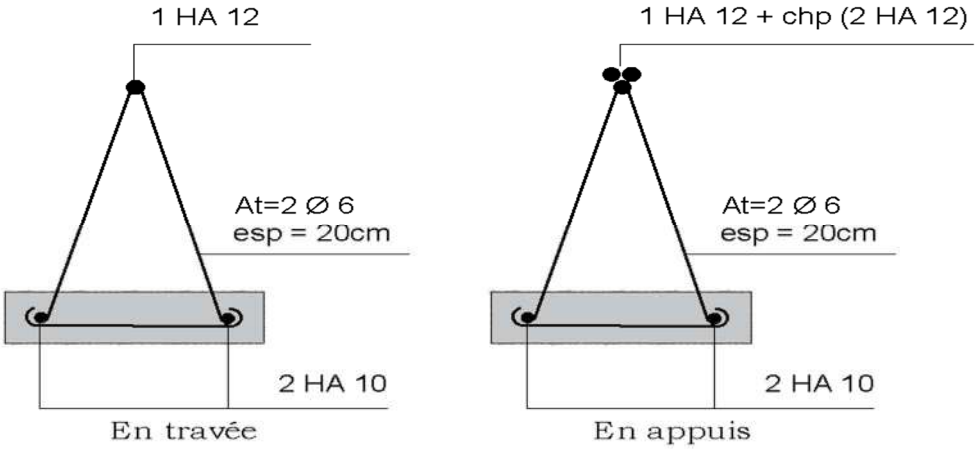


Figure III.13 : Ferraillage de poutrelle

III.2.2 Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égales à 20 cm.

-Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égales à 33 cm.

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 520$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Nous avons : } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0{,}46cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

Nous choisirons : $A_{t1} = 5\,\emptyset\,5 = 0.98cm^2$ avec un espacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0{,}78cm^2$ avec un espacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (annexe 3)

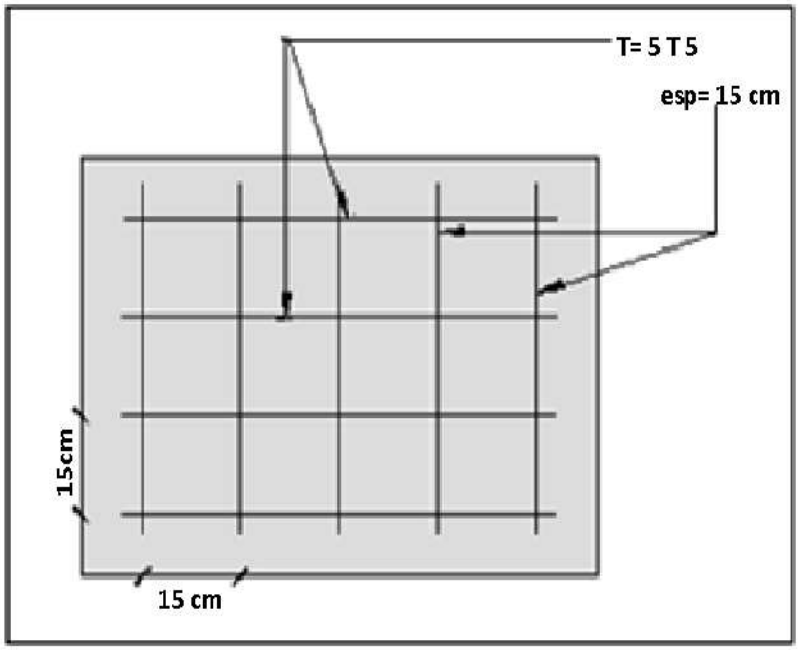


Figure III.14 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.15).

III.3.1 Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

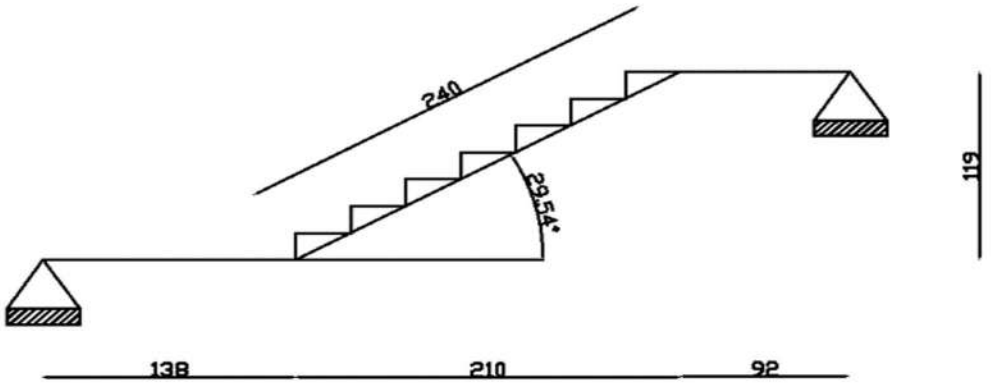
- Le nombre de contre marche égale à 19.

- Hauteur du palier : H = 1,19 m (on va traiter la partie qui contient 7 contre marches).

Hauteur du contre marche

- $h = \frac{3{,}23}{19} = 17cm$

- Largeur de la marche : g = 30cm



FigureIII.15 : Dimensions de l'escalier

a) Vérification de la formule de Blondel

$60cm \leq g+ 2h \leq 64cm$ ⟹ $g+2h = 64cm$ Vérifié

b) Détermination de l'épaisseur de l'escalier

$\alpha = tg^{-1}(H / L) = tg^{-1}(119/210) = 0,566$ D'où alors : **$\alpha = 29,54°$**

$L_{tot} = L_1 + L_2/\cos\alpha + L_3 = 1.38 + 2.4 + 0.92$ ⟹ $= 4.7$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, nous avons :

$$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 13,42 \leq e \leq 15.66 \Longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.9 et III.10.

Tableau III.9 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

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 du palier	0,17	25	4.25
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**5.95**

Tableau III.10 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

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 paillasse	0,17/ cos α	25	4,88
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**8.71**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, nous aurons : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, nous aurons les sollicitations illustrées dans les tableaux III.11 et tableaux III.12 ainsi que les figures III.16.

Tableau III.11 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0 (kN.m)	**0,50.M_0 (kN.m)**
Palier	5.95	2,5	11.78	R_A=30.22 R_B=29.79	36.73	31.22	18.36
Paillasse	8.71	2,5	15.51				

Tableau III.12: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5.95	2,50	8.45	R_A=21.72	26.45	22.48	13.22
Paillasse	8.71	2,50	11.21	R_B=21.41			

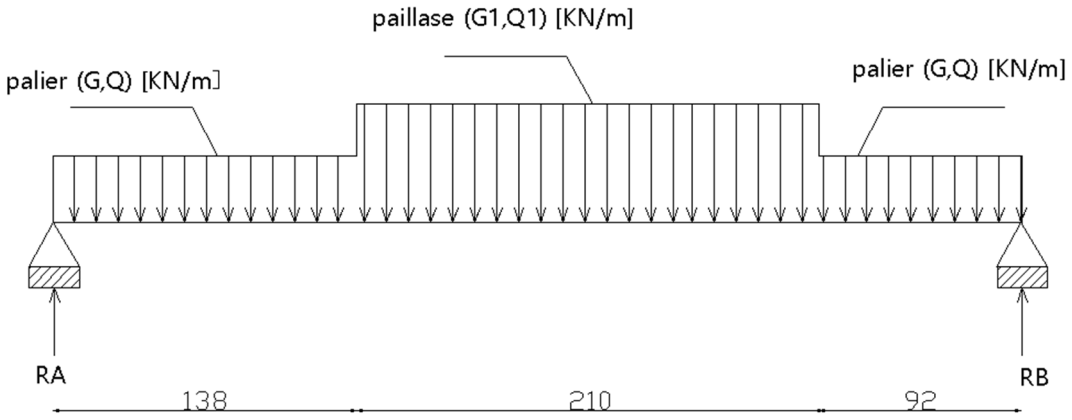


Figure III.16 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.

a)



b)

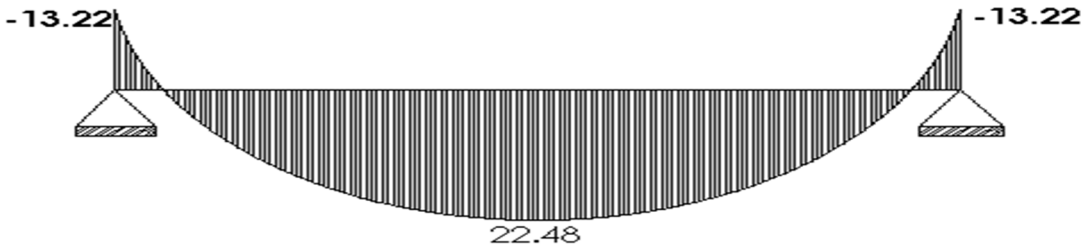


Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L. U et b) à l'E.L.S.

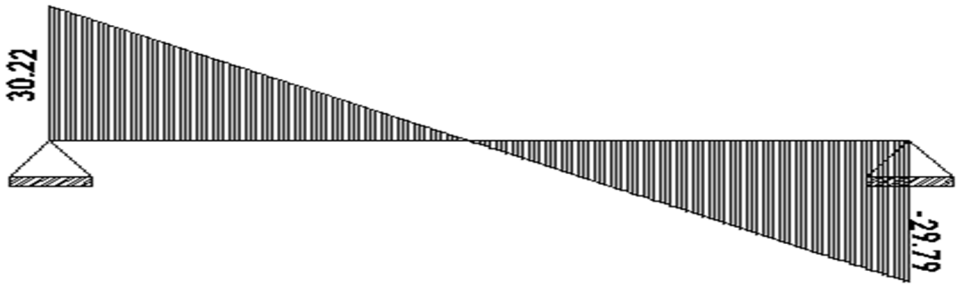


Figure III.18 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU

III.3.3 Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.13. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.13: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (Cm^2)	$A_{adoptée}$ (Cm^2)	ST (cm)	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (Cm^2)	$A_{adoptée}$ (Cm^2)	ST (cm)
En travée	31.22	6.55	0,00	1.89	7HA12 = 7,92	15	1,98	6 HA8 = 3.02	15
En appuis	18.36	0,00	3.76		7HA12 = 7,92	15	1,98	6 HA8 = 3.02	15

Le tableau III.14 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.14: Vérification de la contrainte tangentielle.

position	St (cm) Armatures longitudinales	St (cm) Armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) $= \text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	15,00cm ≤ 33cm	15,00cm ≤ 45cm	3,33	0,24	Vérifiée
Appuis	15,00cm ≤ 33cm	15,00cm ≤ 45cm			

III.3.4. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, nous ne devons vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.15)

Tableau III.15 : Vérification à l'E.L.S.

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7,92	22.48	7.26	15	Vérifiée
En appuis	7,92	13.22	4.27	15	Vérifiée

III.3.5 Vérification de la flèche :

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{\text{Mt}}{20\text{M}_0} \rightarrow \frac{17}{470} = 0.036 \geq \frac{31.22}{36.73 \times 20} = 0.042 \ \ c.n.v$$

Elle est donnée dans le tableau III.16 selon la méthode présentée à l'annexe1.

Tableau III.16 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-13.22		-13.22	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	
100	17	4.7		22.48		7.92	0.00	8	9.4	Vérifiée

- **Commentaire :**

La flèche dépasse la flèche admissible avec épaisseur de 15 cm qui choisir en prédimensionnement donc nous augmenter l'épaisseur d'escalier à 17 cm.

III .4. Calcul de la poutre palière :

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

Poutre palière encastrée aux deux extrémités.

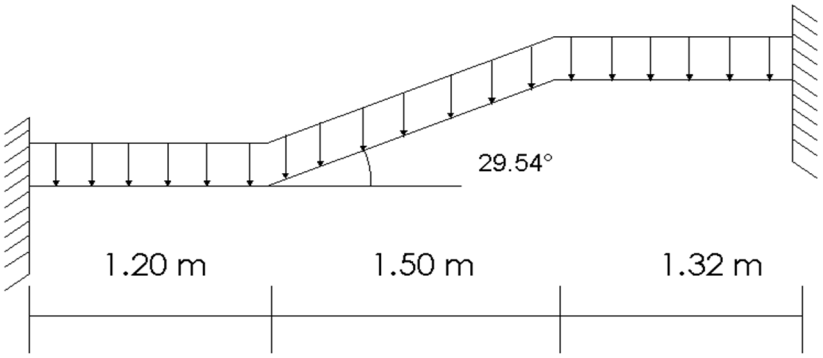


Figure III.19 : Schéma réel de la poutre palière(a)

Pour simplifier les calculs ; nous allons l'étudier comme poutre normale encastrée aux deux extrémités comme indique sur le schéma ci-dessous avec sa longueur :

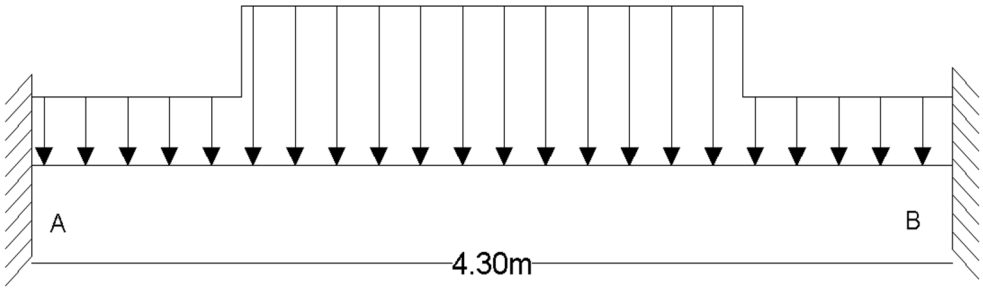


Figure III.20 : Schéma simplifié de la poutre palière (poutre brisé)

III.4. 1. Prédimensionnement :

L = 4.3 m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ 28.66 cm ≤ h ≤ 43 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7$

Nous adoptons : (b x h) = (30 x 35) cm^2

a) Vérification des prescriptions du RPA 99 :

-b = 30cm ≥ 20cm. (C. Vérifié)

-h = 35 cm ≥ 30 cm. (C. Vérifié)

-h / b = 1.16 cm < 4 cm. (C. Vérifié)

III .4. 2. Charges et surcharges

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

R_{AG} = 13.163 KN/ml.

R_{AQ} = 5.091 KN/ml.

a) Les charges revenantes à la poutre palière :

Poids propre de la poutre : Gpp= L x b x h x 25 = 11.28 KN/ml.

$G = (Gpp + 2.R_{AG})/ L$ ⟹ G = 8.74 KN/ml.

$Q = 2.R_{AG} / L$ ⟹ Q = 2.36 KN/ml.

Donc : $P_u = 1.35 (8.74) + 1.5 (2.36)$ ⟹ P_u = 15.34 KN/ml.

: $P_{ser} = 8.74 + 2.36$ ⟹ P_{ser} = 11.1 KN/ml.

III.4. 3. Calcul des efforts :

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

$$M_{max}\ \text{appuis} = \frac{p \times l^2}{12}$$

$$M_{max}\ \text{travée} = \frac{p \times l^2}{24}$$

ELU :

M_{max} appuis ⟶ 23.63 KN

M_{max} travée ⟶ 11.81 KN

ELS :

M_{max} appuis ⟶ 17.10 KN

M_{max} travée ⟶ 8.55 KN

III.4. 4. Calcul du ferraillage :

Tableau III.17 Calcul du ferraillage de poutre palier aux appuis et en travée.

Position	M_{max}	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	23.63	2.15	3HA12= 3.39
En travée	11.81	1.10	3HA12= 3.39

III.4. 5. Vérification à ELS :

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.18)

Tableau III.18 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Poutre Palier	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
	8.55	17.10	1.31	4.32	15	Vérifiée

III .4. 6. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU :

Tableau III.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Poutre Palier	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification	Espacement et armatures		
					ZN(cm)	ZC(cm)	At(cm²)
	32.98	0.39	2.5	Vérifié	10	15	3HA8

III.4. 7. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.081 \geq 0.062 \text{ c. Vérifié} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.081 \geq 0.049\ c. \text{Vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \rightarrow 0.0029 \leq 0.0105\ c. \text{Vérifié} \end{cases}$$

Espacements :

ZN = 2 x h = 2 x 35 = 70 cm **RPA**

St_{min} = Min [H/4 ; 12ø ; 30] = 8.75cm

ZC : St'≤ h/2 = 35/2 = 17.5 cm

St_{max} = Min [0.9d ; 40 cm]= 29.25 cm **CBA93**

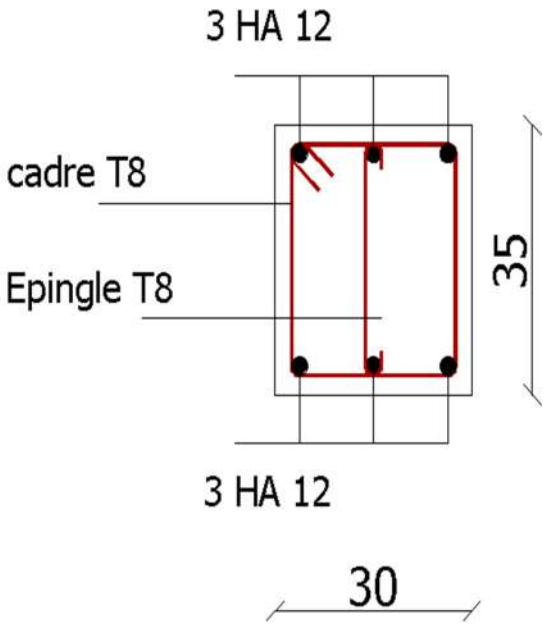


Figure III.21 : Ferraillage de poutre palier

III.5. Dalle pleine

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

Nous distinguons dans notre structure deux types des dalles pleines reposant sur 2 et 3 appuis.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe 4) pour déterminer les moments.

III.5.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.22)

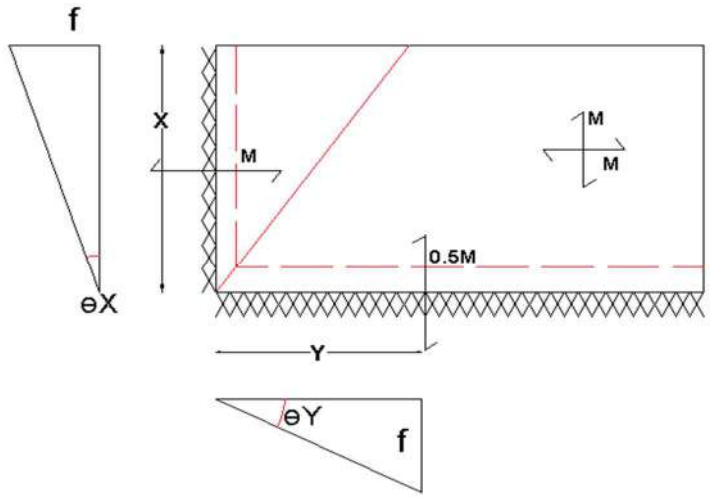


Figure III.22 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.20 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)	M_u =0,101 P_u	M_s =0,101P_s
6.91	3,5	14.58	10.41	1.47	1.05

a) Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 11 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau III.21 : ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	St (cm)	$A_{rép}$ (cm²)	St (cm)
Travée	1.47	0.0066	0,997	0.33	1.5	6HA8=3.01	20	5HA8=2.51	25
Appuis	0.74	0,0021	0,999	0,17	1.5	6HA8=3.01	20	5HA8=2.51	25

b) Vérification des contraints à l'E.L. S

Tableau III.22 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
Travée	1,05	0,28	15	Oui	2.64	2.64	201,63	Vérifiée
Appuis	0,52	0,14	15	Oui	1.31	1.31	201,63	Vérifiée

c) Vérification d'effort tranchant à ELU

La dalle travaille suivant une seule direction (car : (L_x/L_y) =0,35 < 0,4)

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
11	100	4.73	0,05	1,16	Vérifiée

Remarque : Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$M_0 = M_x = \frac{P_{ser} \times L_x^2}{8} = 0.56\ \text{kN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{11}{0.65} = 0.16 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{1.05}{20 \times 0.56} = 0{,}093 \qquad \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.01}{100 \times 8.5} = 0{,}0035 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \qquad \text{Vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.2. Dalle pleine encastrée à trois coté triangulaires (Figure III.23)

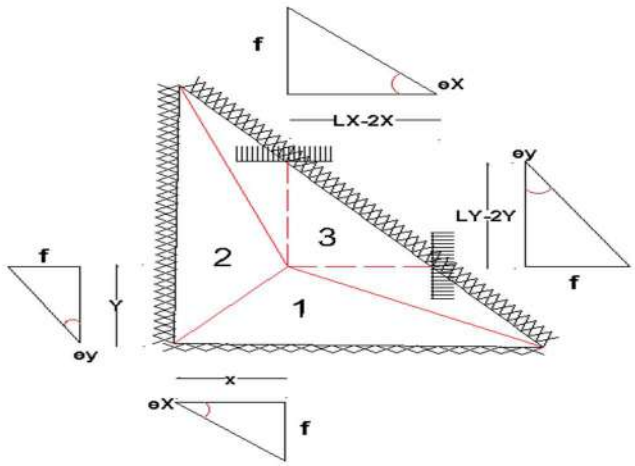


Figure III.23: Les lignes de rupture.

Tableau III.24 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)	Mu =0,13Pu	Ms =0,13 Ps
6.91	1.5	11.58	8,41	7.24	5.26

a) Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau III.25 : Ferraillage à l'ELU.

Sens		M_U (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choix} (cm²)	St (cm)
x	Travée	7.24	0.032	0,997	1.69	1,5	6HA8=3.01	20
	Appuis	3.62	0,016	0,992	0,83	1,5	6HA8=3.01	20
y	Travée	7.24	0.032	0.992	1.83	1.5	6HA8=3.01	20
	Appuis	3.62	0.016	0.985	0.91	1.5	6HA8=3.01	20

b) Vérification des contraints à l'E.L. S

Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS.

sens		M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	vérification
X	travée	5.26	1.38	15	Vérifiée	13.2	13.2	201,63	Vérifiée
	appuis	2.63	0.67	15	Vérifiée	6.62	6.62	201,63	Vérifiée
Y	travée	5.26	1.38	15	Vérifiée	13.2	13.2	201,63	Vérifiée
	appuis	2.63	0.67	15	Vérifiée	6.62	6.62	201,63	Vérifiée

c) Vérification d'effort tranchant à ELU

La dalle travaille suivant deux direction (car : (L_x/L_y) =0,.74> 0,4)

Tableau III.27: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Sens	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
x	11.58	0,092	1,16	Vérifiée
y	14.86	0.12	1.16	Vérifiée

➢ **Remarque :** Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$M_0 = M_x = \frac{P_{ser}\ x\ {L_x}^2}{8} = 16.82\ \text{kN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{400} = 0{,}0375 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{5.26}{20 \times 16.82} = 0{,}015 \qquad \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.01}{100 \times 12.5} = 0{,}0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \qquad \text{Vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Etude sismique

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

Nous rappelons brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre, cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse (ou de gravité) :

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité :

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, nous aurons visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : notre bâtiment comporte une 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, nous envisageons des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que le nous pouvons déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastrer à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

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

L'excentricité statique est donnée par:

$$\begin{cases} e_x = | x_m - x_t | \\ e_y = | y_m - y_t | \end{cases}$$

IV.2.5. 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, nous supposerons 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 provoquée par la torsion d'axe vertical due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devraient être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Boumerdés, zone III (sismicité élevée) selon la règle parasismique algérienne (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 22.61m satisfasse les exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

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.

IV.3.2.1. 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 calcul (sap 2000) nous avons choisi une variante (Figure IV 1, IV 2) pour laquelle nous avons obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

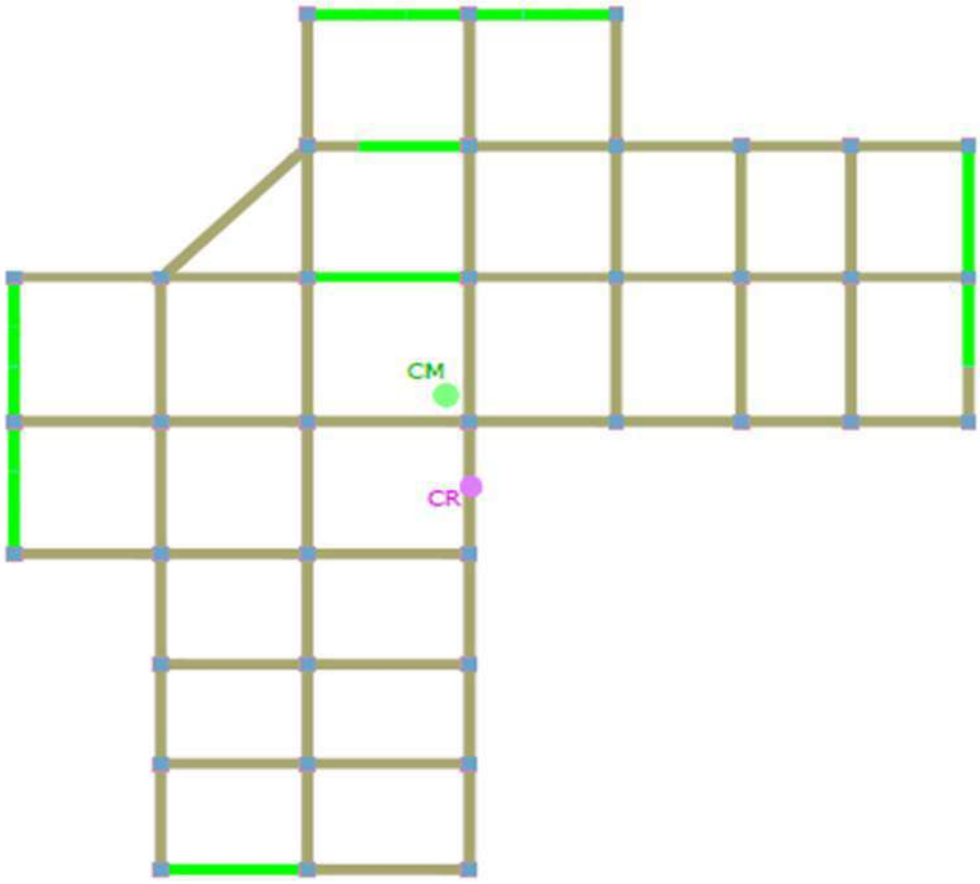


Figure IV.1: centre de masse et centre de rigidité.

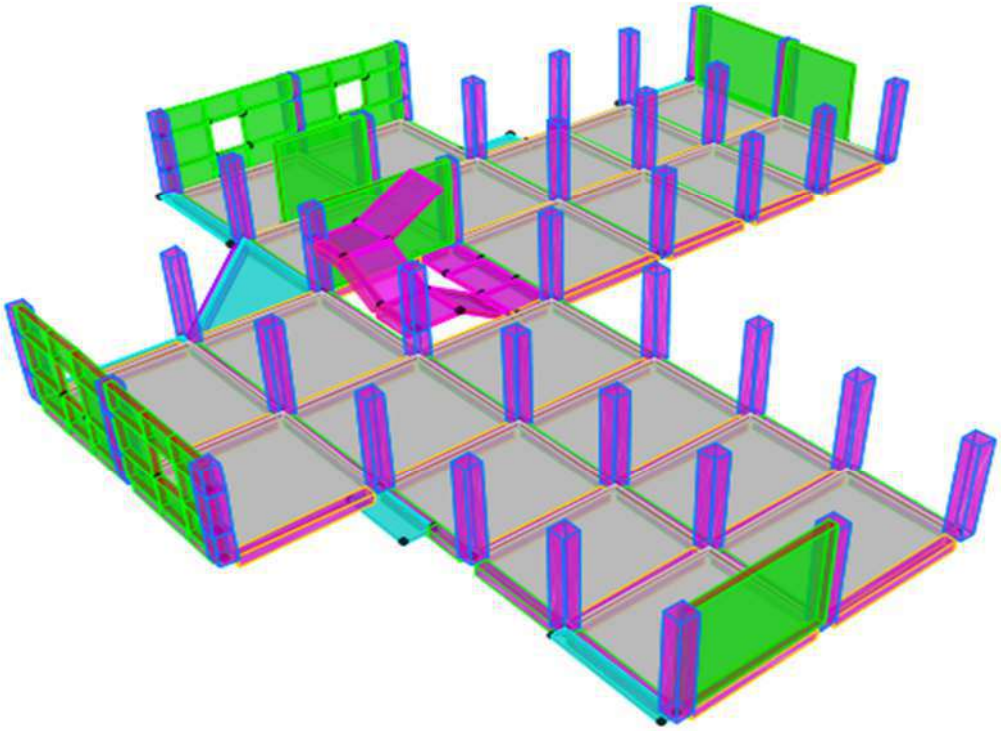


Figure IV.2: : disposition des voiles en 3D.

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

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

Niveau(m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
3.23	4716.552	11.961	14.337	7.80E+04	7.08E+04	14.373	10.544
6.46	4716.552	11.961	14.337	7.80E+04	7.08E+04	13.49	10.901
9.69	4654.855	11.948	14.353	7.80E+04	7.08E+04	13.07	11.133
12.92	4580.944	11.935	14.367	7.80E+04	7.08E+04	12.828	11.298
16.15	4525.741	11.922	14.382	7.80E+04	7.08E+04	12.667	11.427
19.38	4465.722	11.906	14.399	7.80E+04	7.08E+04	12.547	11.534
22.61	3521.714	11.769	14.399	7.80E+04	7.08E+04	12.45	11.63

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, nous devons ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 26.00 m

Largeur du bâtiment = 26.00 m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 % longueur du bâtiment, L_X = 3.90 m.

Excentricité suivant Ly = 15 % largeur du bâtiment, L_Y = 3.90 m.

Tableau IV.2: Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3.23	2.41	3.90	Vérifiée	3.79	3.90	Vérifiée
6.46	1.52	3.90	Vérifiée	3.43	3,90	Vérifiée
9.69	1.12	3.90	Vérifiée	3.22	3,90	Vérifiée
12.92	0,89	3.90	Vérifiée	3.06	3,90	Vérifiée
16.15	0,74	3.90	Vérifiée	2.95	3,90	Vérifiée
19.38	0,64	3.90	Vérifiée	2.88	3,90	Vérifiée
22.61	0,68	3.90	Vérifiée	2.76	3,90	Vérifiée

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

Nous admettons toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, nous utilisons généralement trois méthodes :

-Méthode statique équivalente.

-Méthode d'analyse modale spectrale.

-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m) selon l'article RPA Art 4.1.2, donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

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 "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

:

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

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

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Nous prenons dans un premier calcul (R=3.5) ce qui correspond à un système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Nous considérons que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (Tableau IV.3) (Tableau IV.4).

Tableau IV.3. Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charge verticales					Sollicitation dues aux charge horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
22.61	3934.60	76.5	3012.70	23.5	921.80	1047.50	00	00	100	1074.50
19.38	8631.70	77.1	6655.10	22.9	1976.50	2008.70	00	00	100	2008.70
16.15	13530.00	78.9	10660.50	21.1	2869.50	2692.80	00	00	100	2692.80
12.92	18399.00	79.1	14559.00	20.9	3840.00	3244.00	00	00	100	3244.00
9.69	23525.00	80.6	18977.40	19.4	4547.50	3733.70	00	00	100	3733.70
6.46	28557.90	80.8	23098.60	19.2	5459.20	4121.00	00	00	100	4121.00
3.23	33555.60	81.1	27234.20	18.9	6321.30	4306.70	00	00	100	4306.70

Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charge verticales					Sollicitation dues aux charge horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
22.61	4763.28	78.9	3758.22	21.1	1005.05	1062.21	00	00	100	1062.21
19.38	10471.68	79.9	8374.20	22.9	2097.47	1933.45	00	00	100	1933.45
16.15	16590.79	80.5	13355.58	19.5	3235.20	2656.31	00	00	100	2656.31
12.92	22608.11	80.7	18244.74	19.3	4363.36	3249.02	00	00	100	3249.02
9.69	29189.01	81.2	23701.47	18.8	5487.53	3750.02	00	00	100	3750.02
6.46	35493.43	81.6	23098.60	18.4	6530.79	4160.96	00	00	100	4160.96
3.23	41835.22	81.9	34263.04	18.1	7572.17	4384.02	00	00	100	4384.02

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau IV.5: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,1		1,1	

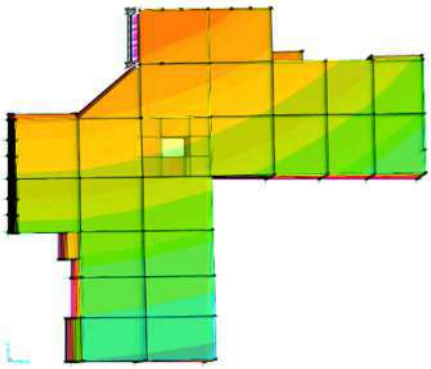
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1.1. Comportement modal

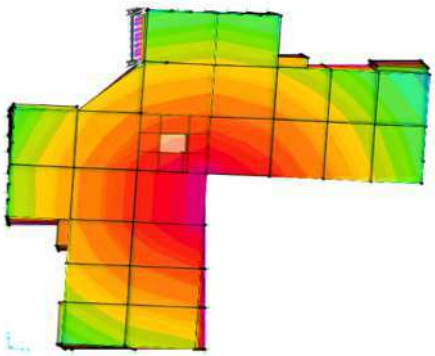
Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0,50	0,44	0,26
Participation massique suivant X	53,49%	7,80%	6,34%
Participation massique suivant Y	7.15%	60.95%	0,77%
Participation massique suivant Z	6.42%	0,02%	60.67%
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z





a) Mode 1(translation su ode 1(translation suivant Y)



c) Mode 3(rotation auteur de Z)

Figure IV.1 : comportent des trois premiers modes .

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 : [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.7: Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,496	0,401	53,494	7,145	6,423
2	0,443	0,760	61,293	68,098	6,441
3	0,264	1,030	67,631	68,866	67,112
4	0,113	1,139	86,196	70,093	68,685
5	0,110	1,239	87,399	90,416	68,702
6	0,074	1,338	87,40	90,416	68,711
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
68	0,023	4,41	97,615	98,218	90,141

➢ **Commentaire :**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 68 modes avec un temps égale à « T=4,41 sec ».

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

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

Donc, il faut vérifier que :

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

➢ **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule suivante :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

(Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site S2) ⇒ $T_2 = 0{,}40\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{26}} = 0{,}399 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{26}} = 0{,}399$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$$

$$W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q\,, \qquad \beta_1 = 0{,}2\ ,\ \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = \ 31182.079\ \text{kN}$$

On représente les résultats dans le tableau VI.8 :

Tableau IV.8 Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0 ,25	2,205	2,205	1,1	1,1	3,5	31182.079	5394,500	5394,500

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale que nous les avons calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 3804.372kN \quad , \quad V_{ty} = 4396.202kN$$

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

Direction	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$	Coef	V_t(kN)
Suivant X	5394,500	3804,372	0,70	CNV	1.16	4413.071
Suivant Y	5394,500	4696,202	0,87	CV	1	4696.202

- **Commentaire**

Le rapport entre (la force dynamique V_t) et (la force statique V) dans le sens x < 0.8 donc ont augmenté la force dynamique par un facteur de coefficient égale 1.16

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

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

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 :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} (V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0{,}399 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0{,}399 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

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

Niveau (m)	Wi (KN)	Wi hi	Fix	Fiy	Mrx	Mry	Msx	Msy
22.61	3521.71	79625.95	902.73	926.26	20410.78	20942.74	41253.36	50709.16
19.38	4465.72	86545.69	981.18	1006.75	19015.32	19510.91	53168.89	64301.93
16.15	4525.74	73090.72	828.64	850.24	13382.56	13731.34	53955.88	65089.21
12.92	4580.94	59185.80	671.00	688.49	8669.31	8895.25	54673.57	65814.42
9.69	4654.86	45105.54	511.37	524.70	4955.16	5084.31	55616.21	66811.13
6.46	4716.55	30468.93	345.43	354.43	2231.49	2289.64	56414.68	67621.21
3.23	4716.55	15234.46	172.72	177.22	557.87	572.41	56414.68	67621.21
sommes		389257.09	/	/	69222.48	71026.62	371497.26	447968.27

➢ **Commentaire :**

Pour que nous puissions dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, nous devons vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{371497{,}26}{69222{,}48} = 5{,}366 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{447968{,}27}{71026{,}62} = 6{,}31 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

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

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-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}

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

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	He (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
22.61	3.23	2.471	8.649	1.579	3.23	Vérifiée
19.38	3.23	2.02	7.07	1.592	3.23	Vérifiée
16.15	3.23	1.565	5.478	1.551	3.23	Vérifiée
12.92	3.23	1.122	3.927	1.421	3.23	Vérifiée
9.69	3.23	0.716	2.506	1.204	3.23	Vérifiée
6.46	3.23	0.372	1.302	0.882	3.23	Vérifiée
3.23	3.23	0.12	0.42	0.42	3.23	Vérifiée

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

Niveau (m)	He(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
22.61	3.23	1.615	5.653	1.008	3.23	Vérifiée
19.38	3.23	1.327	4.645	1.019	3.23	Vérifiée
16.15	3.23	1.036	3.626	1.001	3.23	Vérifiée
12.92	3.23	0.75	2.625	0.927	3.23	Vérifié
9.69	3.23	0.485	1.698	0.798	3.23	Vérifiée
6.46	3.23	0.257	0.9	0.595	3.23	Vérifiée
3.23	3.23	0.087	0.305	0.305	3.23	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »).

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

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

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

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

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

h_k : 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 $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérification θ ≤ 0.1
22.61	3521.7	1.58	1.00	902.73	926.26	323	0.019	0.012	Vérifiée
19.38	4465.7	1.59	1.03	981.18	1006.70	323	0.022	0.014	Vérifiée
16.15	4525.7	1.55	1.00	828.64	850.24	323	0.026	0.016	Vérifiée
12.92	4580.9	1.42	0.92	671.00	688.49	323	0.030	0.019	Vérifiée
9.69	4654.9	1.21	0.80	511.37	524.7	323	0.034	0.022	Vérifiée
6.46	4716.6	0.88	0.59	345.43	354.43	323	0.037	0.024	Vérifiée
3.23	4716.6	0.42	0.31	172.72	177.22	323	0.036	0.026	Vérifiée

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

1) Les poutres :

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm²)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×35	118.31	G+Q+Vtx	Fissuration peu nuisible	1,21	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30×30	110,32	G+Q+Vty	Fissuration préjudiciable	1,34	2,50	Vérifiée
Chainage	30×30	44.94	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,54	3,26	Vérifiée

- **Commentaire :**

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

2) 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.

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

Tableau IV.15: Vérification de cisaillement des Poteaux.

Section(cm²)	L(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 40×40	1.02	G+Q-V_{ty}	56.32	0,375	1,875	Vérifiée
Poteau 45×45	1.02	G+Q-V_{ty}	66.04	0,345	1,875	Vérifiée
Poteau 50×50	1.02	G+Q+V_{ty}	85,95	0,362	1	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

3) Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant .

b : l'épaisseur de voile .

d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2\,.f_{c28}$

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des voiles

Direction	B (cm)	L (m)	$\lvert V_{max}\rvert$ (kN)	Combinaison	τ Max (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	20	4	1500.16	G+Q+Vtx	2.916	5	Vérifiée
Suivant Y	20	4	1438.03	G+Q-Vty	2.796	5	Vérifiée

b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

Nous devons vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
Suivant X	POT(50×50)	1480.26	230400	$G+Q-V_{tx}$	0,257	Vérifiée
Suivant Y	POT(50×50)	1489.1	230400	$G+Q-V_{ty}$	0,259	Vérifiée

- **Conclusion :**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18: Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section	Eléments	Section
Voile de contreventement		20xL	**Poutres principales**	30x35
Poteau	5émé, 6éme étage	40x40	**Poutres secondaires**	30x30
	3émé, 4éme étage	45x45		
	RDC, 1er, 2éme étage	50x50		

Chapitre V :

Ferraillage des éléments résistants

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

-G + Q

-1.35G + 1.5Q

-G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

- G + Q ± E

- 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, nous devons faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires, chainage).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

V.2.1.1. Poutre porteuse

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
PP (type 1)	30x35	22.98	ACC	1.79	104.12	ACC	8.80
PP (type 2)	30x35	54.21	ACC	4.38	74.62	ACC	6.16

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
PP (type 1)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}, A_{S2}'(cm^2)$
	1.92	8.89	3HA14=4.62	6HA14=9.24
PP (type 2)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.38	6.16	3HA14=4.62	5HA14=7.70

V.2.1.2. Poutre non porteuse

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(kN.m)	Combinaison	A_{S2}(cm^2)
PS	30x30	/	/	/	106.21	$G+Q-E_x$	11.34
Chainage	30x30	/	/	/	35.32	1.35G+1.5Q	3.92

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	Section calculée		Section choisie	
PS	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}, A_{S1}'(cm^2)
	/	11.34	3HA16=6.03	6HA16=12.06
Chainage	A_{S1}, A_{S2}(cm^2)		A_{S1}(cm^2)	A_{S2}, A_{S1}'(cm^2)
	/	3.92	3HA14=6.15	3HA14=6.15

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	15.19	38.93	2.79	/	/	5.73	164.1	68.12	15	201,6	Vérifiée

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PS	/	49.35	/	/	/	6.76	/	/	15	201,6	Vérifiée
Chainage	/	26.28	/	/	/	6.28	/	/	15	201,6	Vérifiée

V.2.3. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau V.7 des poutres secondaires et V.8 chainage.

- Poutre principales **:** toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- Poutre secondaire **:** $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.071 \geq 0.08 \quad CNV$
- Chainage : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.056 \geq 0.062 \quad CNV$

Avec:

$$M_t = k x M_0$$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, nous prenons : k=0.8

Tableau V.7: Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Poutre secondaire			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification [f] ≤ [f]adm**
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-49.2		-35.83	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	30	4.1		31.86		6.03	6.03	4.7	8.8	Vérifiée

Tableau V.8: Vérification de la flèche de chainage.

Chainage			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification [f] ≤ [f]adm**
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-26.28		-26.28	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	30	5.35		17.38		6.15	6.15	2.1	10.7	Vérifiée

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	**Section**	**V_{max}(kN)**	**τ (MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
PP	30x35	116.85	1.19	3.26	Vérifiée
PS	30x30	107	1.33	3.26	Vérifiée
Chainage	30x30	43.48	0.33	3.33	Vérifiée

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence F_eE400.

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

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ ,40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

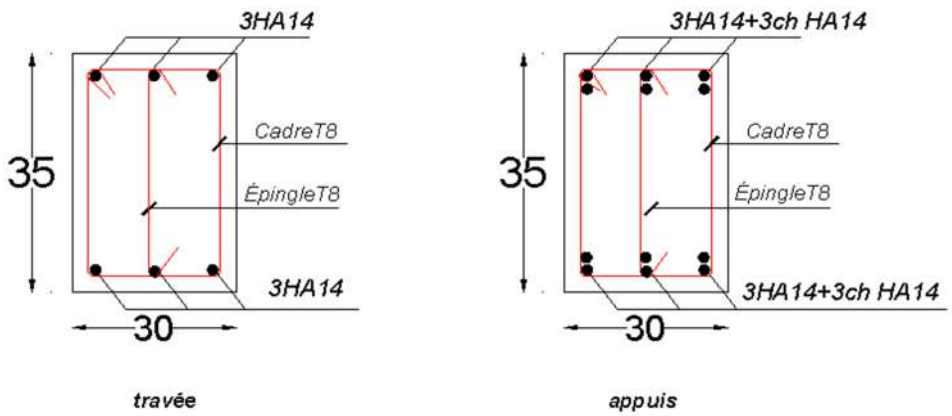
Tableau V.10: La section d'armatures transversales.

Elément		τ_u(MPa)	Espacements et armatures				
			ZN (Cm)	ZC (Cm)	Ø (mm)	A_t (ZN) (Cm^2)	A_t (ZC) (Cm^2)
Poutre porteuse	**PP**	1.19	10	15	8	3HA8=1.50	3HA8=1.50
Poutre non porteuse	**PS**	1.33	10	15	8	3HA8=1.50	3HA8=1.50
	Chainage	0.33	10	15	8	3HA8=1.50	3HA8=1.50

➢ **Conclusion**

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

a) Poutre principales (type 1) :



b) Poutre principales (type 2) :

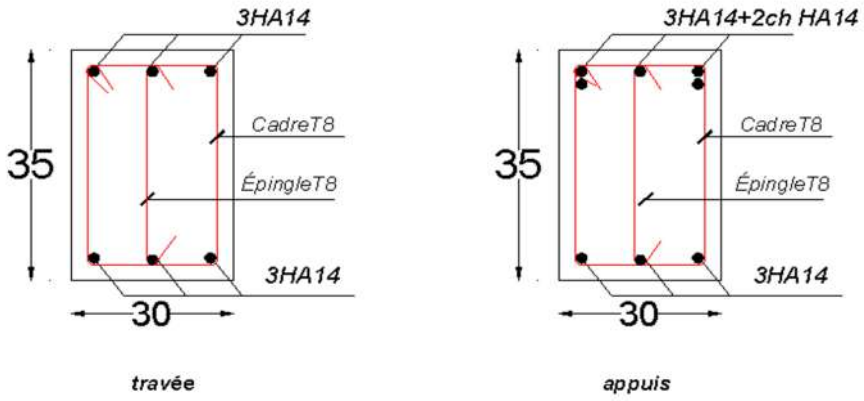
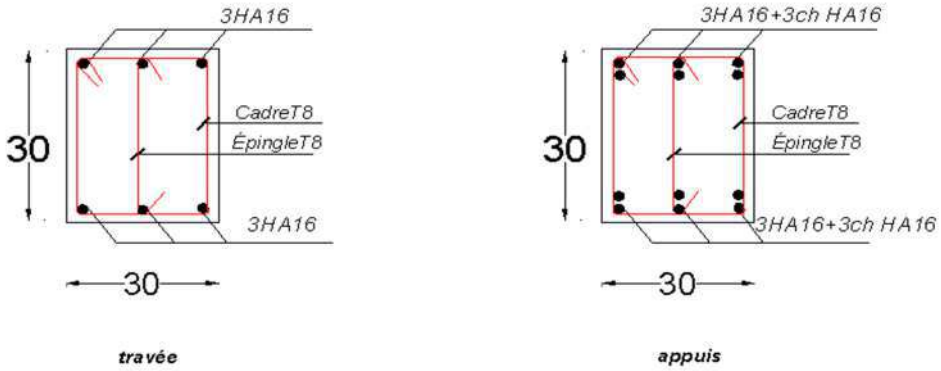


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse

a) Poutre secondaires :



b) Chainage :

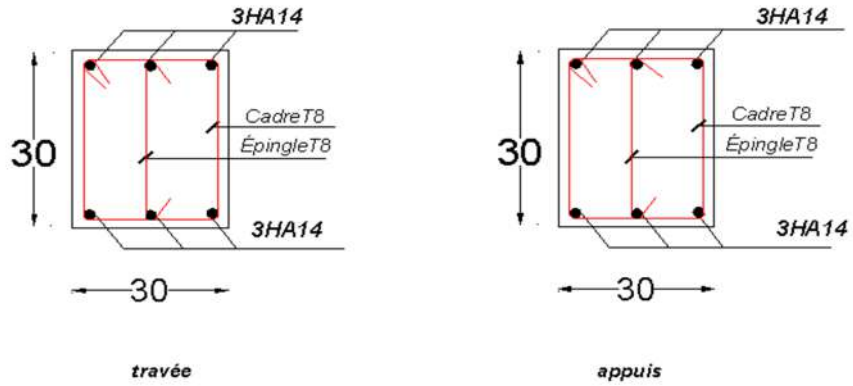


Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

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 III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \qquad \text{(Zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement)}$$

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

-La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

-La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

$$N_{max} \text{ et } M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \text{ et } N_{\text{correspondent}}$$

$$N_{min} \text{ et } M_{\text{correspondent}}$$

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

Section	Cas	comb	N(KN)	M_x	M_y	As_1	As_2	A min	Ach
50x50	Nmax--Mcors	ELU	1664.18	5.01	-2.60	2.5	1.5	22,5	12HA16 =24.13
50x50	Mmax--Ncors	ELU	1052.80	43.37	3.57	2.5	1.5	22,5	
50x50	Nmin--Mcors	ELU	302.10	-4.09	-10.89	2.5	1.5	22,5	
45x45	Nmax--Mcors	ELU	913.59	11.93	-5.1	2.25	1.35	18,22	12HA14 =18.47
45x45	Mmax--Ncors	ELU	644.39	49.73	5.73	2.25	1,35	18,22	
45x45	Nmin--Mcors	ELU	161.54	3.62	12.72	2.25	1.35	18,22	
40x40	Nmax--Mcors	ELU	430.48	10.36	-4.30	2.00	1.20	14,4	8HA12+ 4HA14 =15.21
40x40	Mmax---Ncors	ELU	425.70	52.07	7.60	2.00	1.20	14,4	
40x40	Nmin--Mcors	ELU	31.08	3.60	13.76	2.00	1,2	14,4	

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	N(KN)	M_x	M_y	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
50x50	Nmax---Mcors	1215.96	3.65	-1.92	4.55	0	69.38	15	400	vérifiée
50x50	Mmax---Ncors	771.91	31.60	2.76	4.10	0	57.32	15	400	Vérifiée
50x50	Nmin---Mcors	222.12	2.96	8.00	1.23	0	17.10	15	400	Vérifiée
45x45	Nmax---Mcors	667.59	8.73	-3.77	3.92	0	56.22	15	400	Vérifiée
45x45	Mmax---Ncors	470.71	36.08	4.16	4.70	0	62.21	15	400	Vérifiée
45x45	Nmin---Mcors	118.70	2.61	9.34	1.31	0.81	17.13	15	400	Vérifiée
40x40	Nmax---Mcors	314.73	7.58	3.21	2.50	0	35.04	15	400	Vérifiée
40x40	Mmax---Ncors	311.12	37.8	5.51	6.52	0	78.24	15	400	Vérifiée
40x40	Nmin---Mcors	22.78	2.59	10.01	2.72	85.49	22.94	15	400	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec 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 **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Nous prenons : f_e =400 MPA.

Nous avons : $\emptyset_l$min = 1,2 cm

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA2003 « 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

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2};10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_1$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_tChoix (cm²)
50× 50	11,28	19,79	2,5	Courante	15	2,25	4Ø8 = 2.01
				Nodale	10		4Ø8 = 2.01
45× 45	37,61	21,99	2,5	Courante	15	2,025	4Ø8 = 2.01
				Nodale	10		4Ø8 = 2.01
40× 40	39,89	24,73	2,5	Courante	15	1,8	4Ø8 = 2.01
				Nodale	10		4Ø8 = 2.01

➢ **Conclusion**

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

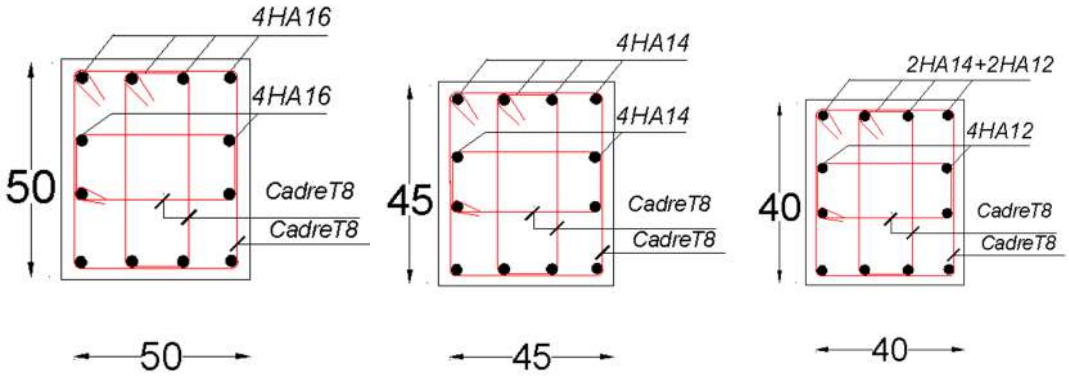


Figure V.1: Dessin de ferraillage des Poteaux.

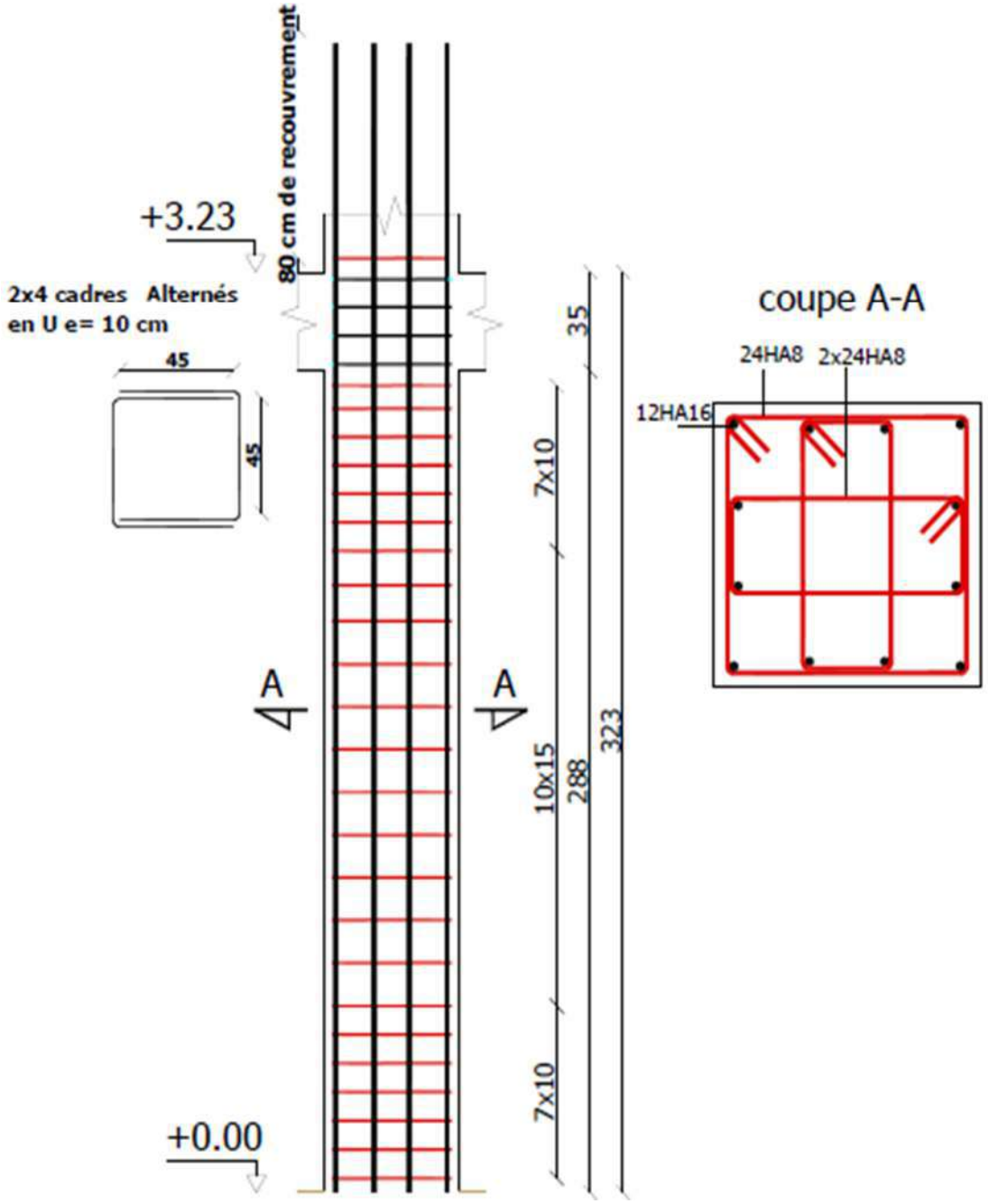


Figure V.4 Ferraillage poteaux section (50x50)

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 tranchants ainsi que des moments fléchissants.

Dans notre projet, nous avons des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

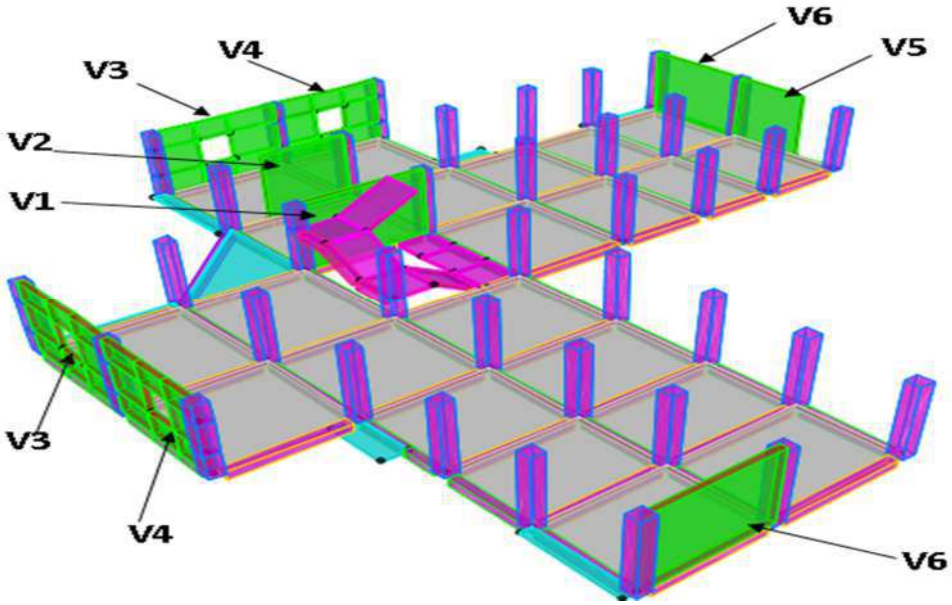


Figure V.5**:** disposition des voiles

V.4.1. Ferraillage des trumeaux.

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

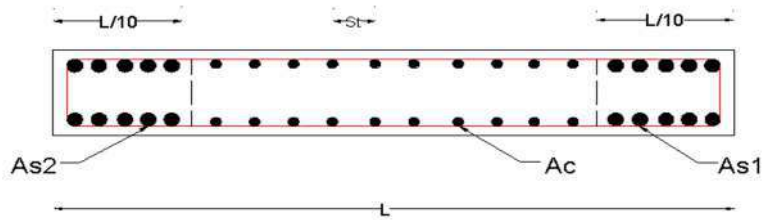


Figure V.6**:** Disposition des armatures verticales dans les voiles

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B$$

Nous allons récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles (pleins et trumeaux) dans les tableaux suivants :

Tableau V.14: calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X**).**

Voile	Niveau	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	A_{s1} (kN)	A_{s2} (cm²)
V1	RDC;1er;2em	4.90	3823.84	5647.21	22.80	22.80
	3em;4em	4.90	2696.87	904.49	22.20	22.20
	5em;6em	4.90	1554.11	344.81	21.60	21.60
V2	RDC;1er;2em	3.25	2145.45	2045.43	15.00	15.00
	3em;4em	3.25	1582.29	226.17	14.80	14.80
	5em;6em	3.25	948.87	132.17	14.60	14.60
V3	RDC;1er;2em	1.95	999.08	274.73	9.80	9.80
	3em;4em	1.95	553.33	151.51	9.60	9.60
	5em;6em	1.95	341.20	127.09	9.40	9.40
V4	RDC;1er;2em	1.75	1212.58	221.80	9.00	9.00
	3em;4em	1.75	541.20	149.68	8.80	8.80
	5em;6em	1.75	276.14	123.95	8.60	8.60

Tableau V.15: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Voile	Niveau	L (m)	A_{s1}choisie (kN)	A_{s2}choisie (cm²)	Atcchoisie (cm²)	St (Cm)
V1	RDC;1er;2em	4.90	12HA16 =24.13	12HA16 =24.13	2x(26HA8) =26.14	15
	3em;4em	4.90	12HA14+2HA16 =22.49	12HA14+2HA16 =22.49	2x(26HA8) =26.14	15
	5em;6em	4.90	9HA14+8HA12 =22.90	9HA14+8HA12 =22.90	2x(26HA8) =26.14	15
V2	RDC;1er;2em	3.25	12HA16 =24.13	8HA16 =16.08	2x(18HA8) =18.10	15
	3em;4em	3.25	12HA14 =18.47	8HA16 =16.08	2x(18HA8) =18.10	15
	5em;6em	3.25	4HA14+8HA12 =15.2	8HA16 =16.08	2x(18HA8) =18.10	15
V3	RDC;1er;2em	4.90	12HA16 =24.13cm²	12HA16 =24.13cm²	2x(18HA8) =22.00	15
	3em;4em	4.90	12HA14 =18.47cm	12HA14 =18.47cm	2x(18HA8) =18.00	15
	5em;6em	4.90	4HA14+8HA12 = 15.2cm²	4HA14+8HA12 = 15.20cm	2x(18HA8) =18.00	15
V4	RDC;1er;2em	4.50	12HA16 =24.13cm²	12HA16 =24.13cm²	2x(16HA8) =16.08	15
	3em;4em	4.50	12HA14 =18.47cm	12HA14 =18.47cm	2x(16HA8) =16.08	15
	5em;6em	4.50	4HA14+8HA12 = 15.2cm²	4HA14+8HA12 = 15.2cm²	2x(16HA8) =16.08	15

Tableau V.16 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA.

Voile	Niveau	L (m)	$A_{choisie}$ (cm²)	Amin RPA(cm²)	Amin CBA(cm)	Vérification
V1	RDC;1er;2em	4.90	48.26	14.70	9.80	Vérifiée
	3em;4em	4.90	44.98	14.70	9.80	Vérifiée
	5em;6em	4.90	45.80	14.70	9.80	Vérifiée
V2	RDC;1er;2em	3.25	48.26	9.75	6.50	Vérifiée
	3em;4em	3.25	34.56	9.75	6.50	Vérifiée
	5em;6em	3.25	31.26	9.75	6.50	Vérifiée
V3	RDC;1er;2em	4.90	48.26	14.70	9.80	Vérifiée
	3em;4em	4.90	36.94	14.70	9.80	Vérifiée
	5em;6em	4.90	30.42	14.70	9.80	Vérifiée
V4	RDC;1er;2em	4.50	48.26	13.50	9.00	Vérifiée
	3em;4em	4.50	36.94	13.50	9.00	Vérifiée
	5em;6em	4.50	30.42	13.50	9.00	Vérifiée

Tableau V.17: calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y**).**

Voile	Niveau	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm²)
V5	RDC;1er;2em	2.95	5619.04	2347.97	13.8	13.8
	3em;4em	2.95	3087.67	436.42	13.3	13.3
	5em;6em	2.95	1265.19	501.58	13.2	13.2
V6	RDC;1er;2em	4.50	1766.85	7498.27	21.2	21.2
	3em;4em	4.50	1262	1059.46	20.8	20.8
	5em;6em	4.50	742.51	341.15	20.4	20

Tableau V.18: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	L (m²)	$A_{s1choisie}$ (kN)	$A_{s2choisie}$ (cm²)	$Atc_{choisie}$ (cm²)	St (Cm)
V5	RDC;1er;2em	2.95	12HA16 =24.13	8HA16 =16.08	2x(13HA8) =13.07	15
	3em;4em	2.95	12HA14 =18.47	8HA16 =16.08	2x(13HA8) =13.07	15
	5em;6em	2.95	4HA14+8HA12 =15.2	8HA16 =16.08	2x(13HA8) =13.07	15
V6	RDC;1er;2em	4.50	12HA16 =24.13	12HA16 =24.13	2x(24HA8) = 24.13	15
	3em;4em	4.50	14HA14 =21.55	14HA14 =21.55	2x(24HA8) = 24.13	15
	5em;6em	4.50	8HA14+8HA12 =21.36	8HA14+8HA12 =21.36	2x(24HA8) = 24.13	15

Tableau V.19: Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	Niveau	L (m²)	$A_{choisie}$ (cm²)	Amin RPA(cm²)	Amin CBA(cm)	Vérification
V5	RDC;1er;2em	2.95	48.26	8.85	5.90	Vérifiée
	3em;4em	2.95	34.56	8.85	5.90	Vérifiée
	5em;6em	2.95	31.26	8.85	5.90	Vérifiée
V6	RDC;1er;2em	4.50	48.26	13.50	9.00	Vérifiée
	3em;4em	4.50	43.10	13.50	9.00	Vérifiée
	5em;6em	4.50	42.72	13.50	9.00	Vérifiée

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.20: Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	Etage	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
V1	RDC;1er;2em	3686.79	-65.06	2.88	43.14	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	2593.82	-118.05	2.13	31.94	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	1492.07	-107.99	1.34	20.04	15	201.63	Vérifiée
V2	RDC;1er;2em	1706.66	-4.42	1.96	29.92	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	1582.29	-226.17	2.19	32.83	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	766.58	-26.50	1.02	15.24	15	201.63	Vérifiée
V3	RDC;1er;2em	699.54	8.97	1.28	19.13	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	496.27	-4.86	0.94	12.94	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	258.66	-4.42	0.57	8.40	15	201.63	Vérifiée
V4	RDC;1er;2em	655.95	-246.93	1.72	25.09	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	343.54	-114.15	0.89	13.05	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	238.61	-87.51	0.64	9.40	15	201.63	Vérifiée

Tableau V.21: Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	Niveau	N (kN)	M (kN.m)	σ_b(MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
V5	RDC;1er;2em	1036.16	-381.62	1.68	24.96	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	734.53	-267.11	1.33	19.81	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	206.62	-55.91	1.94	25.84	15	201.63	Vérifiée
V6	RDC;1er;2em	1650.81	-0.9	1.32	19.47	15	201.63	Vérifiée
	3em;4em	1166.83	-175.61	1.12	16.71	15	201.63	Vérifiée
	5em;6em	681.96	-132.39	0.72	10.77	15	201.63	Vérifiée

V.4.1.3. 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

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

Tableau V.22: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	A (cm)	h_e (m)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V1	20	2.83	50	10	2x(28HA12) = 63.33cm²
V2	20	2.83	35.52	15	2x(19HA12) = 42.98cm²
V3	20	2,83	44.17	15	2x(20HA12) = 45.2cm²
V4	20	2.83	42.89	15	2x(19HA12) = 42.94cm²

Tableau V.23: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	a (cm)	h_e (m)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V5	20	2,88	35.52	15	2x(19HA12) = 42.98cm²
V6	20	2,88	48.26	10	2x(28HA12) = 63.33cm²

V.4.1.4. Armatures transversales :

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

Autres recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III

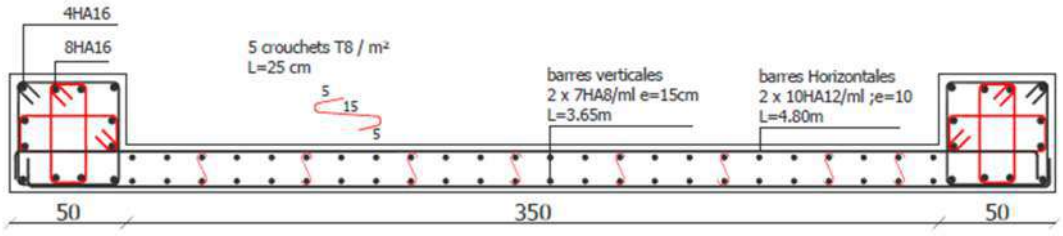


Figure V.7**:** Ferraillage de voile plein 6

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, nous avons deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

Nous devons devra disposer **:**

Des aciers longitudinaux A_l.

Des aciers transversaux A_t.

Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux :

Nous devons savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S **:** Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

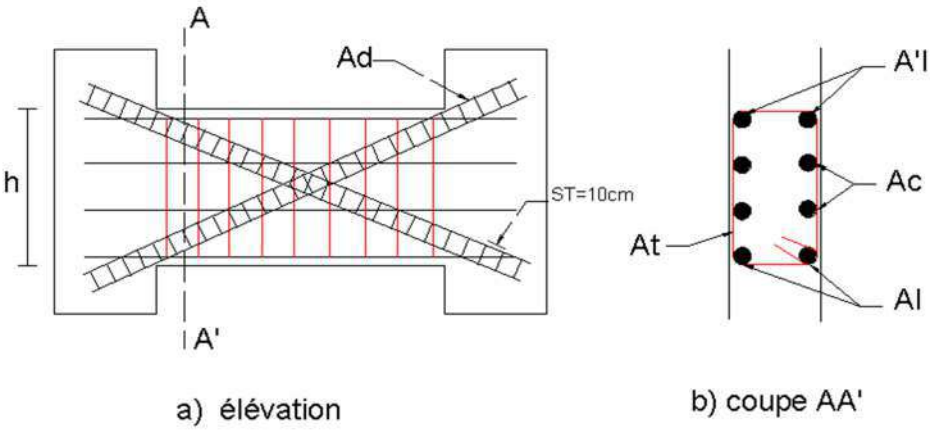


Figure V.8**:** Disposition des armatures de linteaux.

Tableau V.24: Choix de la méthode de calcul.

linteaux	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	τ $\leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
1	RDC ;1er ;2em 3em;4em	1.2	1.88	696.54	2.62	1,5	Non	Traction/Compression
	5em	1.2	1.88	331.35	1.25	1.5	Oui	Flexion simple
	6 em	1.2	0.88	123.27	0.46	1.5	Oui	Flexion simple
2	RDC ;1er ;2em 3em;4em	1.2	1.88	721.17	2.70	1.5	Non	Traction/Compression
	5 em	1.2	1.88	353.80	1.33	1.5	Oui	Flexion simple
	6 em	1.2	0.88	134.17	1.09	1,5	Oui	Flexion simple

- **Flexion simple :**

Tableau V.25: La section d'armatures des linteaux.

Linteaux	Niveau	Armatures longitudinal				Armatures transversales				Armatures de peau		
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	V (kN)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)	S (cm)
1	5em	181.32	1.83	3.46	4HA12 =4.52	0.63	331.35	2HA8=1.01	10	6.12	2x9HA12 =20.36	15
	6em	62.05	0.83	2.61	4HA12 =4.52	1.36	123.27	2HA8=1.01	15	2.12	2x4HA12 =9.04	15
2	5em	178.64	1.83	3.41	4HA12 =4.52	0.63	353.80	2HA8=1.01	10	6.12	2x9HA12 =20.36	15
	6em	59.53	0.83	2.51	4HA12 =4.52	1.36	134.17	2HA8=1.01	15	2.12	2x4HA12 =9.04	15

➢ **Traction/Compression**

Tableau V.26: La section choisie d'armatures des linteaux.

Linteaux	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l , A_l'(cm^2)	A_t(cm^2)	A_c(cm^2)	S (cm)
1	10.41	2x4HA14=12.31	2x2HA14=6.16	2HA10=1.57 Esp = 15 cm	2x9HA12=20.36	15
2	10.78	2x4HA14=12.31	2x2HA14=6.16	2HA10=1.57 Esp = 15 cm	2x9HA12=20.36	15

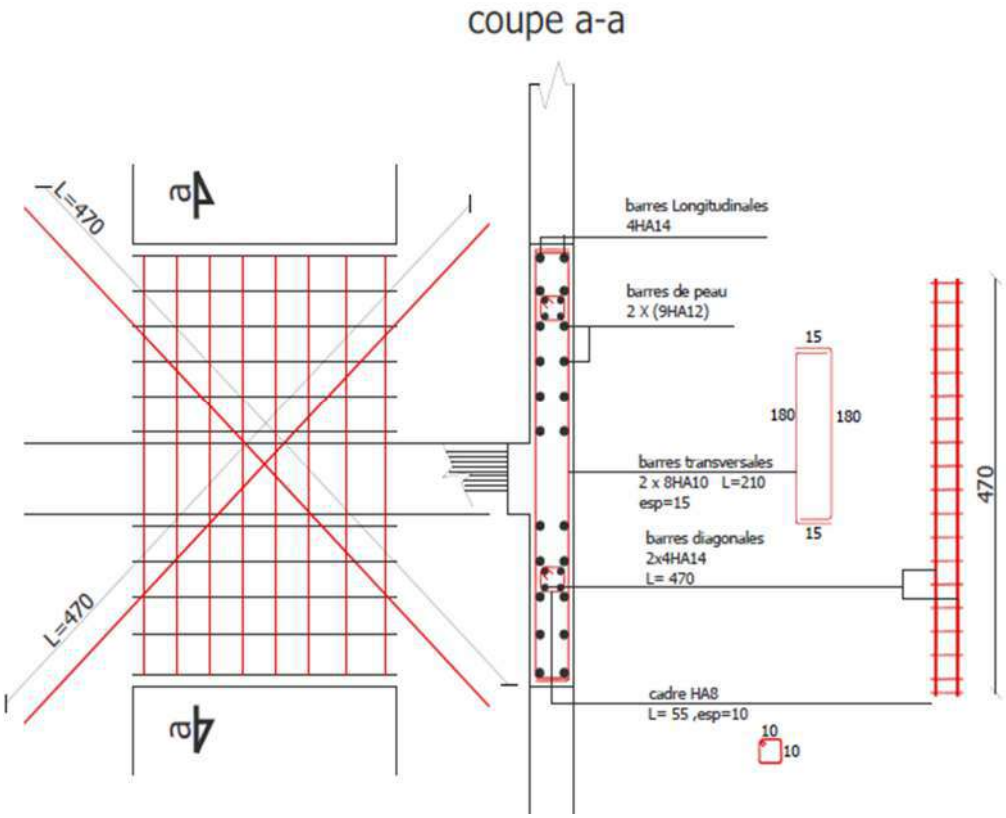


Figure V.9**:** Ferraillage des linteaux

Chapitre VI :

Calcul de l'infrastructure

CHAPITRE VI : CALCUL 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 ne peut être calculée que si nous connaissons la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

-Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.

-Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

-Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).

-Fondations semi-profondes (les puits).

-Fondations profondes (les pieux).

VI.3. Caractéristiques 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 possibles sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par laboratoire BEN ABDI ahmed ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique nous avons :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5\text{bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

$$D = 1.9\ \text{m}$$

$\gamma_h = 17{,}6\ \text{kN/m}^3$, $\varphi = 20°$, $C = 0{,}103$ bar , ΔH=1.90cm , I_{vide}= 0.537

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

-Type d'ouvrage à construire.

-La nature et homogénéité du bon sol.

-La capacité portante du terrain de fondation.

-La raison économique.

-La facilité de réalisation.

-La distance entre les axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

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

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

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

- **Remarque :** Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, nous prendrons :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5\text{bar} = 0{,}15\text{MPa} \quad , \quad a = b = 50\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1196.17	-7.26	3.65	2.82	2.82	71	3.2	3.2	85	70
S2	896.68	-3.54	-6.16	2.44	2.44	61	2.8	2.8	95	60
S3	716.31	-16.26	-1.27	2.19	2.19	53	2.5	2.5	100	55

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre Les bulbes de pression sous les semelles [5]:

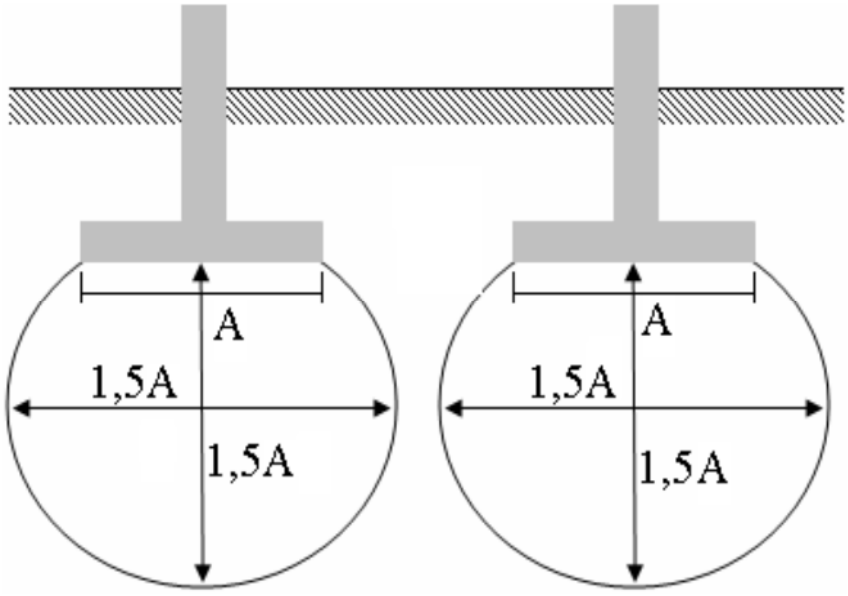


Figure VI.1: Les bulbes de pression sous la semelle [5].

$$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$$

La figure suivante présente les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

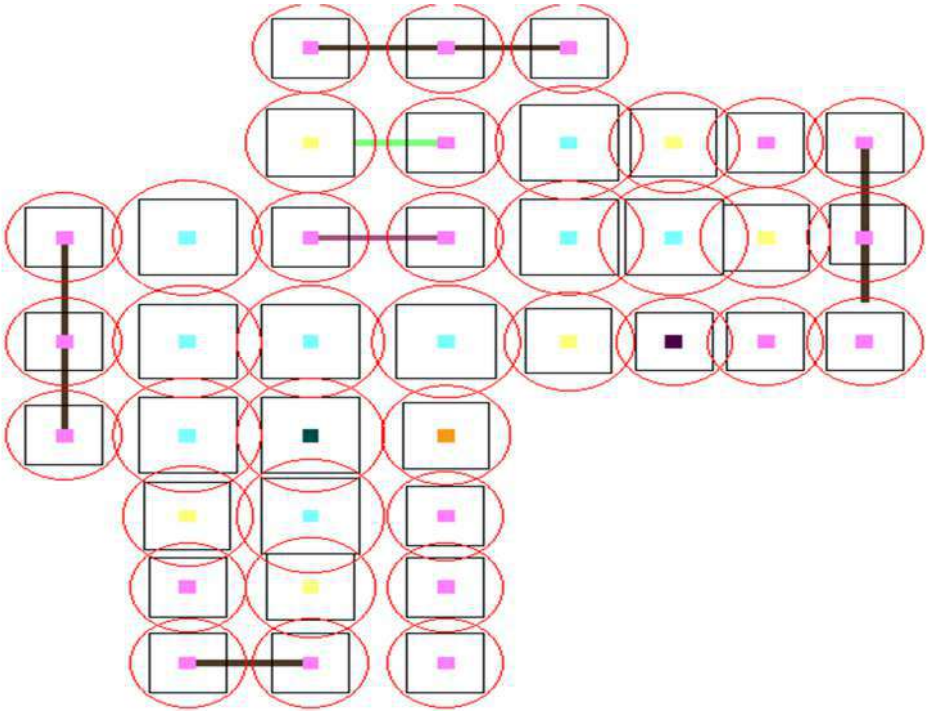


Figure VI.2**:** chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulbes de pression des semelles suivant les deux axes (X, Y), ce qui nous oblige à passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

Nous avons deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante sous un voile.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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 ($e \geq 3cm$).
- Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droit de la semelle isolée

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

Semelle	L (m)	N poteaux (kN)	N voile (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF1	10.90	1012.89	1807.93	1.5	1.73	2.30	60
SF2	6.50	593.87	1054.46		1.69	2.20	
SF3	20.65	3994.20	1263.02		1.70	2.20	
SF4	28.40	5914.74	2386.64		1.95	2.70	60
SF5	16.45	3695.39	/		1.50	2.20	60
SF6	10.90	843.80	1623.91		1.51	2.20	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

Nous devons doit vérifier que **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS

Semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF1	1012.89	313.38	63.79	1807.93	463.29	25.07	1.46	1.5	Vérifiée
SF2	593.87	178.75	34.13	1054.46	264.26	14.30	1.49		Vérifiée
SF3	3994.20	567.88	55.13	1263.02	839.55	45.43	1.48		Vérifiée
SF4	5914.74	1120.25	68.40	2386.74	2288.09	76.68	1.41		Vérifiée
SF5	3695.39	452.38	32.81	/	668.79	36.19	1.34		Vérifiée
SF6	843.80	299.75	51.87	1623.91	443.15	23.98	1.36		Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), 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 ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.4: Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF1	2820.82	1.00	0.04	2.30	57.50	Vérifiée
SF2	1648.33	-18.85	1.14	2.20	55	
SF3	5267.22	40.29	0.77	2.20	55	
SF4	8301.38	45.33	0.55	2.70	67.50	
SF5	3695.36	-55.86	1.51	2.20	55	
SF6	2467.71	-10.49	0.43	2.20	55	

- **Conclusion**

À partir de ces résultats, nous pouvons en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.4. Vérification de poinçonnement

$$F\,(ELU) < \frac{0.045.h.uc\,.fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.5: Vérification de poinçonnement

a (m)	b (m)	h (m)	u (m)	Fcj (Mpa)	γb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)< Flimt
50	50	60	4.40	25	1.50	1980	1637.46	Vérifiée

VI.4.2.5. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Verification entre deux semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L > \frac{B+B'}{2}$
SF1	**SF3**	4.00	2.30	2.20	2.25	Vérifiée
SF3	**SF4**	4.00	2.20	2.70	2.45	Vérifiée
SF4	**SF5**	4.40	2.70	2.20	2.45	Vérifiée

➢ **Conclusion**

D'après ces résultats, nous costatons qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.6. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

-La semelle continue.

-La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\,4}}{E}}$$

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

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^{\,3}}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.7: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF4	65	4	54.20	75	5.27	Vérifiée

VI.4.2.6.1. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage

$$F\ (ELU) < \frac{0.045.h.uc\ .fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.8: Vérification de poinçonnement

h (m)	u (m)	Fcj (Mpa)	γb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)< Flimt
0.75	4.80	25	1.50	2700	1637.46	Vérifiée

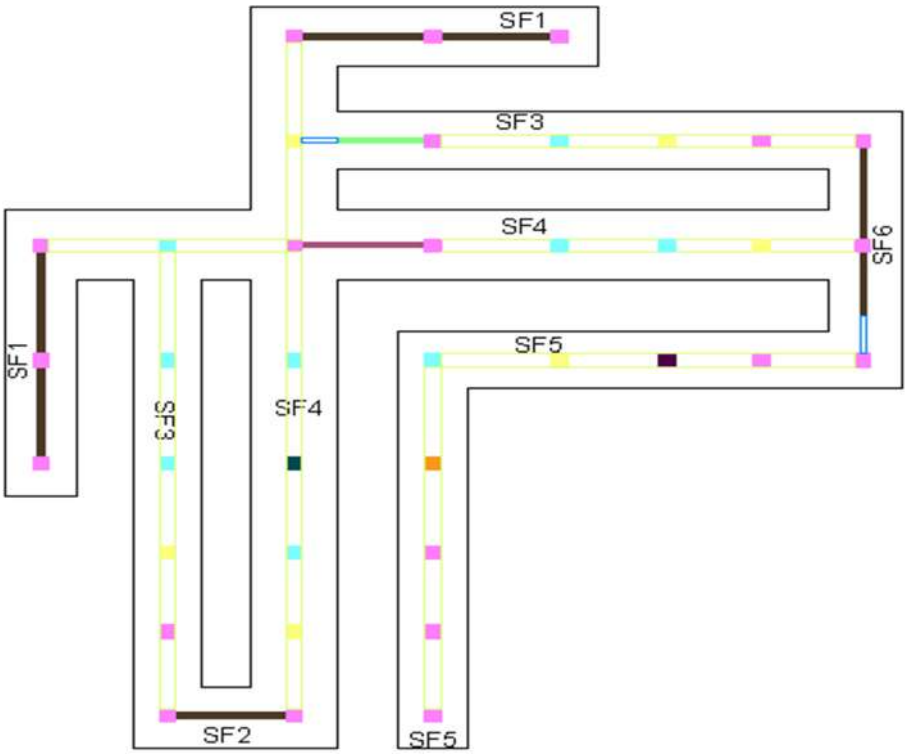


Figure VI.3: Les dimensions final des semelles filantes

VI.4.2.7. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.7.1. Semelle filante sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (Ab) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, nous prévoyons prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.9: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF4	742.13	-6.05	-0.82	45	Diagramme trapezoidal

- **Remarque** :

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.10: Ferraillages des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF4	742.13	-6.05	1	2.70	10.90	10HA12=11.31	10

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (11.31x2.7)/4 = 7.63\ cm^2$ ⇒ $A_{a,rép} = 7HA12 = 7.92cm^2$ St=15cm

VI.4.2.7.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement :**

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A .

Tableau VI.11: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF4	1607.56	-8.73	-0.54	45	Diagramme trapezoidal

Remarque

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.12: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF4	1607.56	-8.73	3.70	2.70	29.89	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (30.54x2.7)/4 = 20.61\ cm^2$ ⇒ $A_{a,rép} = 20HA12 = 22.62cm^2$

-$A_{a,rép}$ =7HA12= 7.92cm²/ml St= 15 cm

VI.4.2.7.3. Poutre de libage

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF4	28.40	6312.15	845.64	45.45	1413.32	178.13	1.81	1.41	488.70	380.70

a) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa \dots\dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1064.2 \times 1000}{650X720} = 2{,}27\ MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \dots\dots\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.14: Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-606.18	596.42	1064.2	-472.22	464.60

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF4	Travée	596.42	25.52	0,00	6HA16+8Ch HA16=28.15
	Appuis	-606.18	25.97	0,00	6HA16+8Ch HA16=28.15

d) Vérification des contraintes à l'ELS

-Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.16: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage SF4		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF4	Travée	464.60	28.15	12.06	7,90	201,63	102.96	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-472.22	12.06	28.15	8.03	201,63	104.65		

e) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.17: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003		$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
SF4	1064.2	2,27	8.84	3.02	18.75	37.5	10	15	6HA8=3.02

f) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 75cm le CBA93 en exige, les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$A_p = 3 \times 0.75 = 2.25\ cm^2$, donc nous adoptons $2HA12 = 2.26\ cm^2$.

➢ **Conclusion :**

La section finale de la poutre de libage est : 65x75 cm².

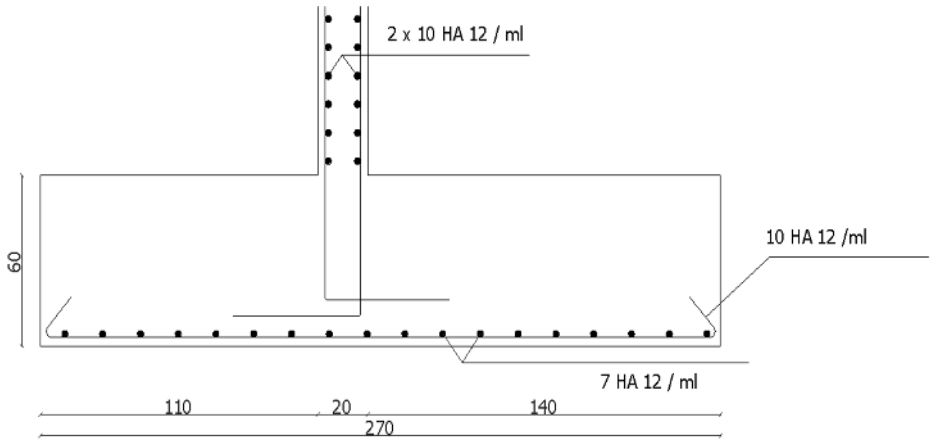


Figure VI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous voile

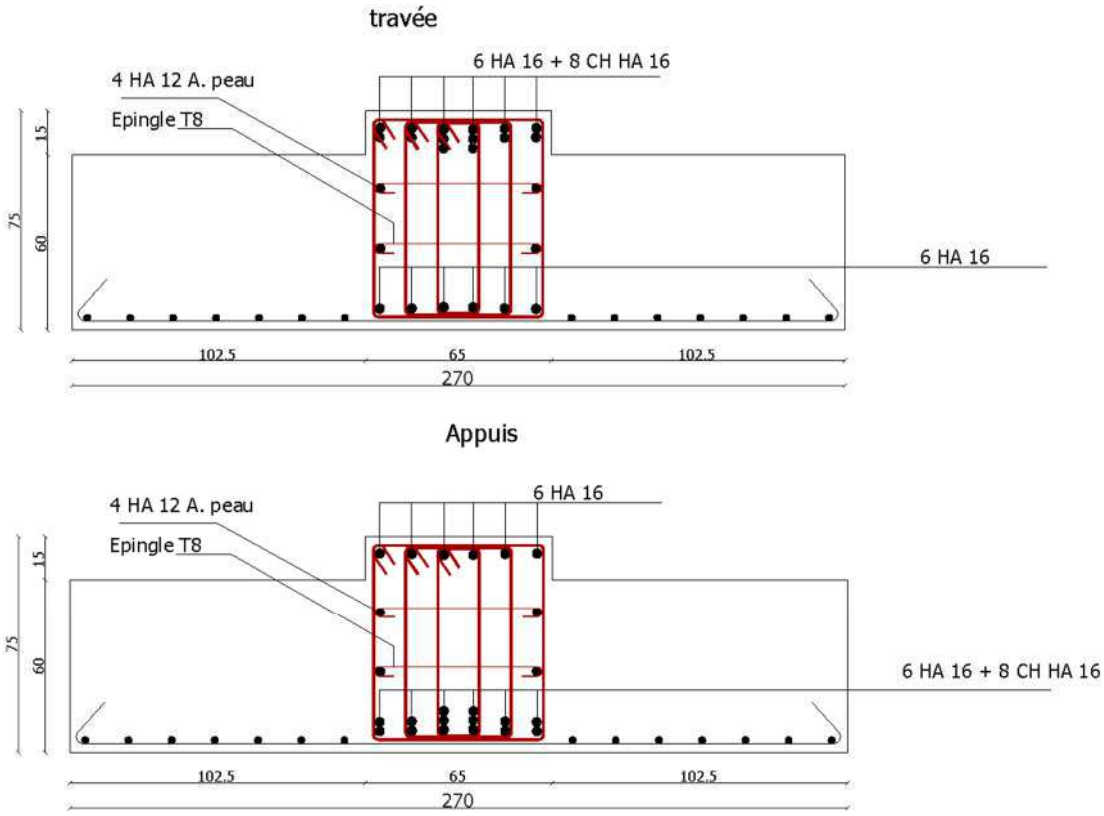


Figure VI.5: Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage

VI.5. Ferraillage des longrines :

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.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S2: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

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

La section choisie : $25 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 12\ (\text{Zone III, S2})$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il en est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.5.1.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableauVI.19.

Section minimal RPA (art.10.1.1) :

$$Amin = 0.6\% \times b \times h$$

Condition de non fragilité (CBA 93) :

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

Tableau VI.18: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1752.297	146.02	4.19	6HA12= 6,79	0.90	5.40	Vérifiée

VI.5.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha.A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1,6.} F_{tj}\right\}$. …… Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.19 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1279.38	106.61	6,79	157.24	201,63	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

Les contraintes normales de traction sont justifiées suffisante.

VI.5.1.3. Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA 93.art.A.5.1.2.1.1

Tableau VI.20: Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Longrines	30x30	34.66	0.42	2.5	Vérifiée

VI.5.1.4. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.21: Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	4,66	8	3HA8=1.51	18	15

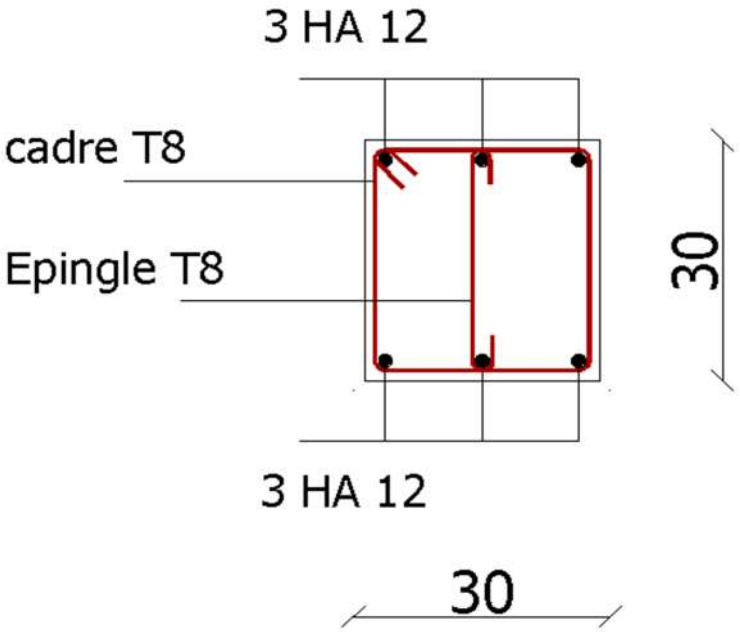


Figure VI.6: Ferraillage de longrine

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans ce projet, nous nous sommes astreints à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans ce travail, nous avons dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurités, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation. Parallèlement, nous avons fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

[1] RPA99, Règles Parasismiques Algériennes. Version 2003. Algerian Earthquake Resistant Regulations «RP A, vol. 99 ».

[2] DTR, B.C.2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ». Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

[4] DREUX GORISSE, GORISSE, F., et SIMONNET, J. COMPOSITION DES BETONS: METHODE DREUX-GORISSE-BILAN DE CINQ ANNEES D'APPLICATION EN COTE D'IVOIRE. ANN ITBTP, 1983, no 414 (BETON-214).

[5] COSTET, Jean, SANGLERAT, Guy, BIAREZ, J., et al. Cours pratique de mécanique des sols. Dunod, 1969.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

Les annexes

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les pouters et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur 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 $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

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 f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{ cm} & \text{SI} \quad L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

ANNEXE 2

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE 3

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الصلب للجزائر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

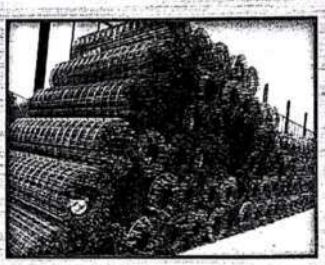
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

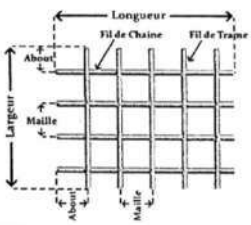
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

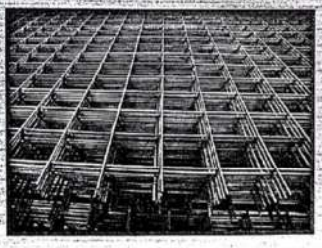
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 4

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.

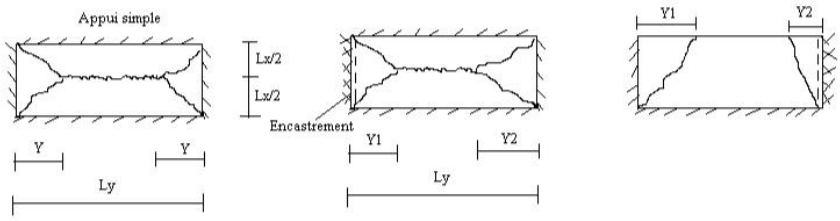
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

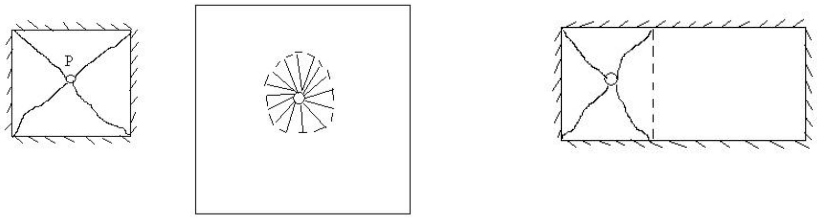
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

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.