REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment en RDC + 5 étages

À usage multiple (service + habitation)

Présenté par

HADJER Mohamed

DAYA Islam

Proposé et Dirigé par

Mr : TALAICHE Zoheir

Promotion septembre 2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : TALAICHE Zoheir de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr.OULD Turki Benaissa, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père Qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mon frère

Et ma sœur.

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la promotion 2019/2020.

Mohamed.

Dédicaces

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
À ma chère maman et mon cher père Qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mon frère

Et mes sœurs.

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la promotion 2019/2020.

Islam.

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي +خمسة طوابق) ذات إستعمال متعدد (إستعمال سكني مع خدمات) و المقرر بناءها في ولاية االمدية المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال متوسط (منطقة IIb).

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 multiple (habitation avec service) en RDC + 5 étages, qui sera implanté à la willaya Médéa, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système 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 basé 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 + 5floors), of multiple use for (habitation with a service). It will be built in the province of Medea, which is classified as a seismic zone of a meduim level (ZONE IIb).

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

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

- RPA version 2003 and (CBA 93).

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

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

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

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction : 1
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : 1
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : 1
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment : 2
I.3. Classification du bâtiment selon RPA99 version 2003 : 2
I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : 2
I.4.1. Système de contreventement : 2
I.4.2. Planchers : 2
I.4.3. Maçonnerie : 3
I.4.4. Les escaliers : 3
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 4
I.5.1. Le béton : 4
I.5.2. Les aciers : 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. INTRODUCTION : 6
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 6
II.2.1. Planchers à corps creux : 6
II.2.2. Plancher à dalle pleine : 7
II.2.2.1. Critère de résistance à la flexion : 7
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie : 7
II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique : 7
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : 7
II.4. EVALUATION DES CHARGES : 8
II.4.1. Charges permanentes : 8
II.4.1.1. Maçonnerie : 8
II.4.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 8
II.4.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison) : 9
II.4.1.2. Plancher terrasse (inaccessible) : 9
II.4.1.2.1. Plancher à corps creux : 9

II.4.1.2.2. Planche dalle pleine :.....10
II.4.1.3. Plancher étage courant : 10
II.4.1.3.1. A. Plancher à corps creux :.....10
II.4.1.3.2. Plancher dalle pleine : 11
II.4.2. Charges d'exploitation :.....11
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :.....11
II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité : 12
II.5.1.2. La surface reprise par le poteau : 12
II.5.1.3. Calcul de la capacité portante **N** du poteau : 12
II.5.1.4. Charges permanentes : 13
II.5.1.5. Charges d'exploitation :.....14
II.5.1.6. L'effort normal ultime **Nu** : 15
II.5.1.7. Vérification selon le RPA99 version2003.....15
II.5.1.8. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003.....15
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :.....16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE : 17
III.1.1. Principe de calcul :.....17
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :.....17
III.1.3. Détermination des efforts :.....17
III.1.4. Calcul de ferraillage :.....17
III.1.4.1. Armatures choisit :.....18
III.1.4.2. Espacement : 18
III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition : 18
III.1.4.4. Espacement : 18
III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :.....18
III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 19
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX : 19
III.2.1. La dalle de compression : 19
III.2.2. Les poutrelles :.....20
III.2.2.1. Avant coulage : 20
III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage : 21

III.2.2.1.2. Calcul de μ : 21
III.2.2.1.3. Calcul des étaiements : 21
III.2.2.2. Après coulage : 21
III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations : 22
III.2.2.2.2. Usage courant : 22
III.3. LA DALLE PLEINE : 26
III.3.1. Définition : 26
III.3.2. Calcul des dalles triangulaires : 26
III.3.2.1. Ferraillage : 27
III.3.2.1.1. Armatures longitudinales sens x : 27
III.3.2.1.2. Armatures longitudinales sens y : 27
III.3.2.2. Vérification à l'ELS : 27
III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant : 28
III.3.2.4. Vérification de la flèche : 28
III.3.3. Calcul des dalles rectangulaire : 28
III.3.3.1. Ferraillage : 30
III.3.3.1.1. Armatures longitudinales sens x : 30
III.3.3.1.2. Armatures longitudinales sens y : 30
III.3.3.2. Vérification à l'ELS : 30
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant : 31
III.3.3.4. Vérification de la flèche : 31
III.4. LES ESCALIERS : 31
III.4.1. Dimensionnement : 32
III.4.1.1. L'inclinaison de la paillasse 1 et paillasse 2 : 32
III.4.1.2. La longueur de la paillasse et du palier : 32
III.4.1.3. Calcul d'épaisseur de la paillasse : 32
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges : 32
III.4.2.1. Charges permanentes : 32
III.4.2.2. Charges d'exploitation : 33
III.4.2.2.1. Détermination des sollicitations : 33
III.4.2.2.2. Détermination des sollicitations : 33
III.4.2.2.3. Ferraillage : 34
III.4.3. LA console : 35
III.4.3.1. Pré dimensionnement : 35
III.4.3.2. Charges revenant à la poutre : 36
III.4.3.3. Calcul des efforts : 36

III.4.3.4. Calcul de ferraillage :.....37
III.4.3.4.1. Armatures longitudinales :.....37
III.4.3.4.2. Armatures transversales :.....37
III.4.3.4.3. Vérification à l'E.L.S :.....37
III.4.3.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'E.L.U :.....37
III.4.3.4.5. Vérification selon RPA99 version2003 :.....37
III.4.3.5. Vérification de la flèche :.....38

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :.....39
IV.2. Modélisation de la structure.....39
IV.2.1. Introduction.....39
IV.2.2. Modélisation 39
IV.2.3. Analyse de notre structure 39
IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :.....40
IV.3.1. Centre de masse :.....40
IV.3.2. Centre de torsion:.....40
IV.3.1. Excentricité:.....41
IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :.....42
IV.4.1. Introduction :.....43
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :.....44
IV.4.2.1. Principe de la méthode :.....44
IV.4.2.2. Modélisation :.....44
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :.....44
IV.4.3. Coefficient d'accélération A :.....44
IV.4.4. Facteur de correction d'amortissement η :.....44
IV.4.5. Coefficient de comportement R :.....44
IV.4.6. Facteur de qualité Q :.....45
IV.4.7. Résultats de l'analyse dynamique :.....46
IV.5. Analyse modale :.....46
IV.5.1. Comportement modal :.....46
IV.5.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :.....47
IV.6. Analyse statique et dynamique :.....47
IV.6.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....47
IV.6.2. Vérification de la stabilité au renversement :.....48

IV.6.3. Vérification des déplacements inter-étage :.....49
IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....50
IV.6.5. Vérification de l'effet P-Δ :.....51
IV.7. Vérification de cisaillement des éléments :.....51
IV.7.1. Les poutres :.....51
IV.7.2. Les poteaux :.....52
IV.7.3. Les voile :.....52
IV.7.3.1. Suivant X (voile 0°) :.....52
IV.7.3.2. Suivant Y (voile 90°) :.....52
IV.7.3.3. Suivant X et Y (voile 45° et -45°) :.....52
IV.8. CONCLUSION :.....53

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION :.....54
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :.....54
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :.....54
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:.....55
V.2.3. Vérification de la flèche :.....55
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :.....55
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :.....56
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :.....58
V.3.1. Armatures longitudinales :.....58
V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :.....58
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :.....58
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :.....59
V.3.2. Armatures transversales :.....59
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :.....62
V.4.1. Ferraillage des trumeaux :.....62
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :.....64
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS:.....64
V.4.1.3. Armatures horizontales :.....65
V.4.1.4. Epingles :.....65
V.4.2. Ferraillage des linteaux :.....65
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0.06 fc28}$):.....65
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux :.....65

V.4.2.1.2. Aciers transversaux : 65
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau b \geq 0.06 fc28}$): 66
V.4.2.2.1. Aciers diagonaux : 66
V.4.2.2.2. Armatures longitudinales : 66
V.4.2.2.3. Armatures transversales : 66
V.4.2.2.4. Armatures de peau : 66
V.4.3. Les résultats de calcul Ferraillage des linteaux : 67

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION 69
VI.2. Types de fondations 69
VI.3. Caractéristiques du sol 69
VI.4. Choix du type de fondations 70
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau : 70
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles : 70
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles : 71
VI.4.2. Semelle filante (continue) : 72
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles : 72
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 73
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement : 73
VI.4.2.4. Calcul de Ferraillage : 74
VI.4.2.4.1. Sous un voile : 74
VI.4.2.4.2. Sous plusieurs poteaux : 75
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux : 75
VI.4.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales : 76
VI.4.2.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 77
VI.4.2.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage : 77
VI.4.2.5.4. Armatures transversales : 77
VI.4.2.5.5. Armatures de peau selon : 77
VI.4.3. Ferraillage des longrines : 79
VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : 79
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 79
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales : 80

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Dimensions en plan de bâtiment……01
Figure I.2. Plancher à corps creux……....02
Figure I.3. Plancher à dalle pleine……02
Figure I.4. Mur double cloison……03
Figure I.5. Mur simple cloison……03
Figure I.6. Type d'escalier à trois volets……..03

Figure II.1. Plancher corps creux (16+4)……...……...07
Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité……12
Figure II.3. La section réduite du poteau……..12
Figure II.4. Dimensions à respecter par les poutres……..16
Figure II.5. Vue en plan et vue en 3D du voile……16

Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère……...…….17
Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère……...……18
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère……...…….19
Figure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression……...……..20
Figure III.5. Type et le sens des poutrelle……...……...…….22
Figure III.6. Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle……...…….22
Figure III.7. Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle……...…….22
Figure III.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle……...…...……..23
Figure III.9. Dimension de la poutrelle……23
Figure III.10. Détail de Ferraillage de la poutrelle…….....…….25
Figure III.11. La rupture de la dalle…….….26
Figure III.12. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle……...…….26
Figure III.13. La rupture de la dalle……...……...29
Figure III.14. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle……...…….29
Figure III.15. Dimensions et schéma statique de l'escalier…….…….31
Figure III.16. Chargement dans l'escalier…….33
Figure III.17. Diagramme hyperstatique des moments dans l'escalier à l'ELU……...….33

Figure III.18. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU……...33
Figure III.19. Diagramme hyperstatique des moments dans l'escalier à l'ELS……...……..34
Figure III.20. Schémas statiques de la console……....……36
Figure III.21. Diagramme des moments de la console à l'E.L.U……..……36
Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants de la console à l'E.L.U……36
Figure III.23. Diagramme des moments de la console à l'E.L.S……...36
Figure III.24. Ferraillage de la console…….38
Figure III.25. Ferraillage d'escalier et la console…….38

Figure IV.1. Centre de mass et centre de torsion……..……42
Figure IV.2. Disposition des voiles en 2D……44
Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D……44

Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres……56
Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales…….57
Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires……57
Figure V.4. Disposition des armatures pour le poteau……..61
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles…….62
Figure V.6. Disposition des voiles……63
Figure V.7. Armatures de linteaux……67
Figure V.8. Ferraillage de voile V5……..……68
Figure V.9. Ferraillage de trumeaux V3……...68

Figure VI.1. Les bulbes de pression sous la semelle…….…...…...……..71
Figure VI.2. Chevauchement des bulbes de pression sous la semelle……..……71
Figure VI.3. Les dimensions finales des semelles filantes……...74
Figure VI.4. Le ferraillage de Libage et semelles filantes sous poteaux……..78
Figure VI.5. Ferraillage de la longrine……..80
Figure VI.6. Schéma 3D des éléments d'infrastructure……80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Hypothèses de calcul béton……..…….04

Tableau I.2. Les types d'aciers utilises et leurs nuances……...04

Tableau I.3. Hypothèses de calcul acier……05

Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres……...……...….08

Tableau II.2. Charge permanente du mur intérieur……...08

Tableau II.3. Charge permanente du mur extérieur……..09

Tableau II.4. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux……...09

Tableau II.5. Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine……...10

Tableau II.6. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant……10

Tableau II.7. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant……..11

Tableau II.8. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau……....13

Tableau II.9. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises…….14

Tableau II.10. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises…….14

Tableau II.11. Vérification de l'effort normal des poteaux……...15

Tableau II.12. Vérification des sections selon le RPA99 version2003……...…..15

Tableau II.13. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003……..……15

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère……...……17

Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère……...…….17

Tableau III.3. Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage……..…….21

Tableau III.4. Calcul des sollicitations……...……...22

Tableau III.5. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (3 travées)…….23

Tableau III.6. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (4 travées)…….23

Tableau III.7. Ferraillage à l'ELU……...…….24

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS……..24

Tableau III.9. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……...…….24

Tableau III.10. Vérification de la flèche……...25

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales sens x……....27

Tableau III.12. Section d'armatures longitudinales sens y……27

Tableau III.13. Vérification de ferraillage a l'ELS……28
Tableau III.14. Vérification des contraintes de cisaillement……..…….28
Tableau III.15. Section d'armatures longitudinales sens x……....30
Tableau III.16. Section d'armatures longitudinales sens y……30
Tableau III.17. Vérification de ferraillage a l'ELS……30
Tableau III.18. Vérification des contraintes de cisaillement……..…….31
Tableau III.19. Charge permanente de la paillasse……...32
Tableau III.20. Charge permanente du palier de repos…….32
Tableau III.21. Combinaisons des charges dans l'escalier……33
Tableau III.22. Les sollicitations dans l'escalier……...33
Tableau III.23. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……...34
Tableau III.24. Vérification de la section d'armatures…….……..…34
Tableau III.25. Section d'armatures de répartition dans l'escalier……..…….34
Tableau III.26. Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS……34
Tableau III.27. Vérification des contraintes de cisaillement……..…..…35
Tableau III.28. Vérification de la flèche……...35
Tableau III.29. Pré dimensionnement de la console…….35
Tableau III.30. Sollicitations de la console……...37
Tableau III.31. La section d'armature transversale de la console…….37
Tableau III.32. Vérification de la console à l'E.L.S…….37
Tableau III.33. Vérification des contraintes de cisaillement à l'E.L.U……..…….37
Tableau III.34. Vérification de la console selon le RPA99 v2003……..……....37

Tableau IV.1. Centre de masse et centre de torsion……...……...……42
Tableau IV.2. Excentricité suivant les deux directions……..……..……...43
Tableau IV.3. Justification du coefficient de comportement R suivant (X)…….…45
Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant (Y)…….……45
Tableau IV.5. Facteur de qualité……...……45
Tableau IV.6. Comportement des trois premiers modes……..……46
Tableau IV.7. Tableaux des modes retenir……..…….47
Tableau IV.8. Les valeurs de la force sismique……..…….48
Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..……...48

Tableau IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement……..……...49
Tableau IV.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X……...……50
Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……...……50
Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit……..……50
Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Δ……...…….51
Tableau IV.15. Vérification de cisaillement des poutres……..51
Tableau IV.16. Vérification de cisaillement des Poteau……...52
Tableau IV.17. Vérification de cisaillement des voiles suivant X……52
Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……....52
Tableau IV.19. Vérification de cisaillement des voiles suivant X et Y……....52
Tableau IV.20. Les sections finales adoptées……...53

Tableau V.1. La section calculée d'armatures des poutres……...54
Tableau V.2.La section choisie d'armatures des poutres……..54
Tableau V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS…….55
Tableau V.4.Vérification de section d'armatures…….55
Tableau V.5.Vérification de la flèche des poutres secondaires……55
Tableau V.6. Vérification des contraintes de cisaillement……55
Tableau V.7. La section d'armatures transversales……...56
Tableau V.8.La section d'armatures des poteaux…….59
Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS……59
Tableau V.10.La section d'armatures transversales des poteaux……..60
Tableau V.11. Les armatures verticales des voiles pleines (les trumeaux) calculé……..64
Tableau V.12.Les armatures verticales des voile pleines choisi……...65
Tableau V.13.Vérification des contraintes des voiles……...65
Tableau V.14. Les armatures horizontales des voiles……...66
Tableau V.15. Choix de la méthode de calcul……..68
Tableau V.16. La section d'armatures des linteaux……..68
Tableau V.17. Choix de la méthode de calcul……..68
Tableau V.18. La section d'armatures des linteaux……..69

Tableau VI.1Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..71
Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……...72
Tableau VI.3. Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……..73
Tableau VI.4. Vérification de la stabilité au renversement……...73
Tableau VI.5. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……..74
Tableau VI.6. Ferraillages des semelles filantes sous un voile…….74
Tableau VI.7. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau…….....75
Tableau VI.8. Ferraillages des armatures principales de la semelle…….75
Tableau VI.9. Dimensionnement de la poutre de libage……...76
Tableau VI.10. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..76
Tableau VI.11. Détermination des sollicitations de la poutre de libage……...76
Tableau VI.12. Détermination des sollicitations de la poutre de libage……...76
Tableau VI.13. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....77
Tableau VI.14. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...…77
Tableau VI.15. Ferraillage longitudinal des longrines……..79
Tableau VI.16. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines……79
Tableau VI.17. Calcul des armatures transversales des longrines……80

Notations

Majuscules romaines

As1/As2 : Section d'acier tendu.

As1'/As2' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

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: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : 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 : épaisseur.

e_0 : 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, 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.

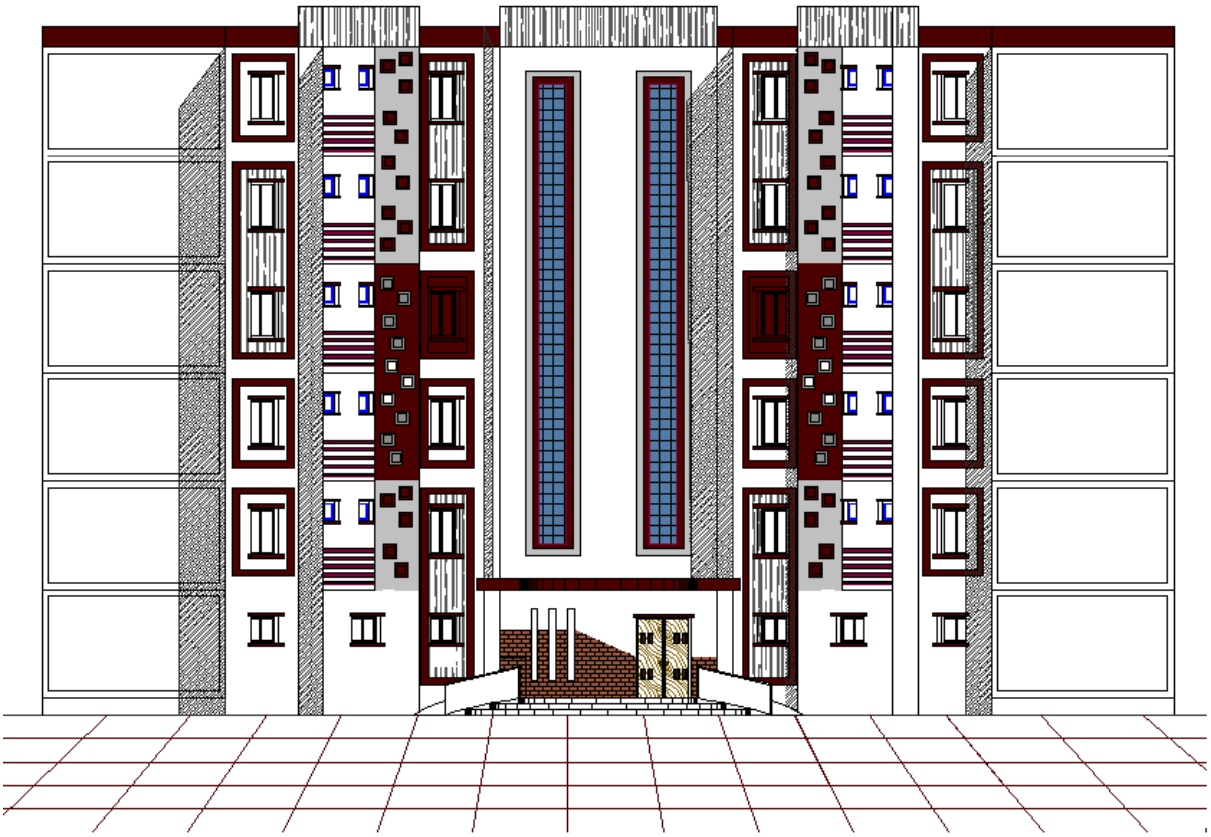
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

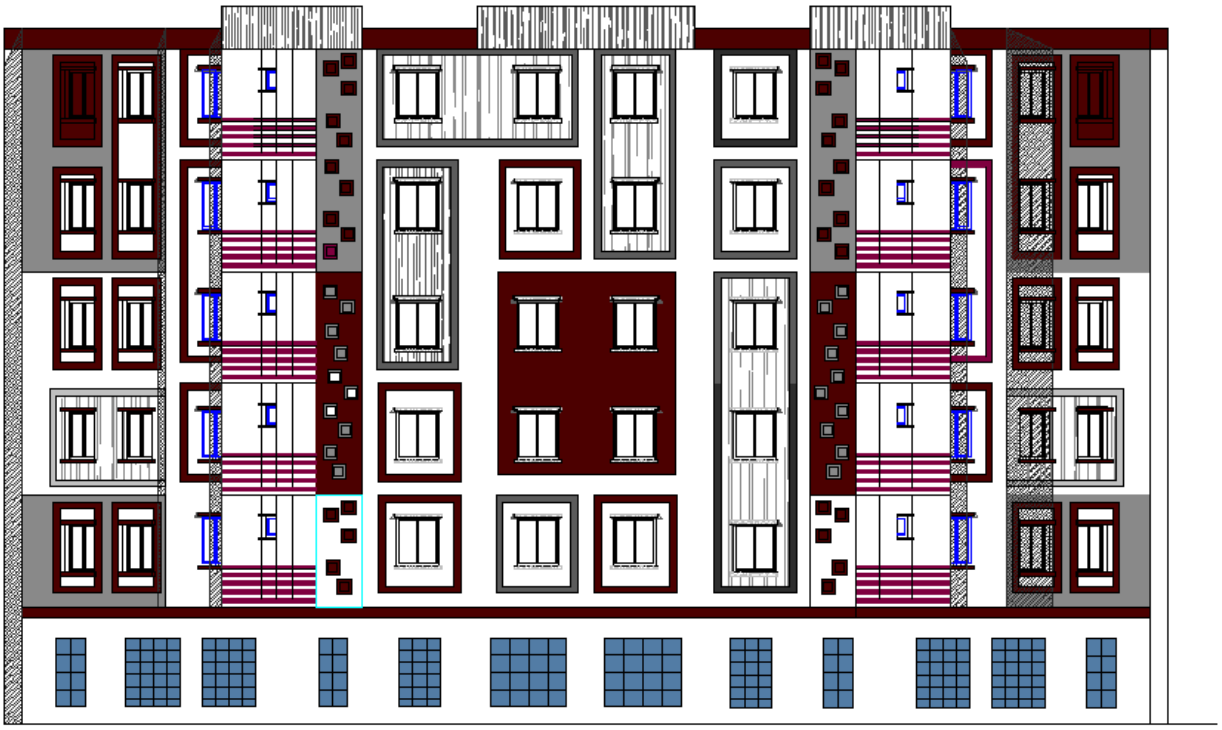
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

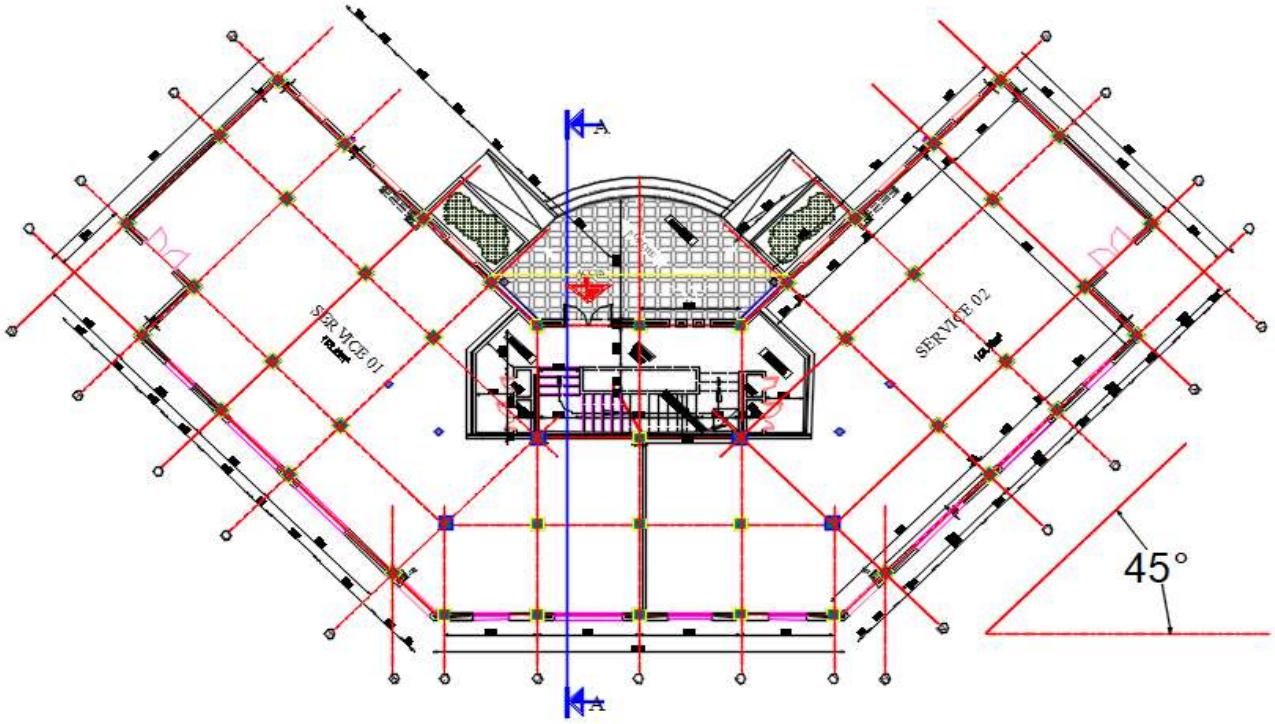
FACADE PRINCIPALE



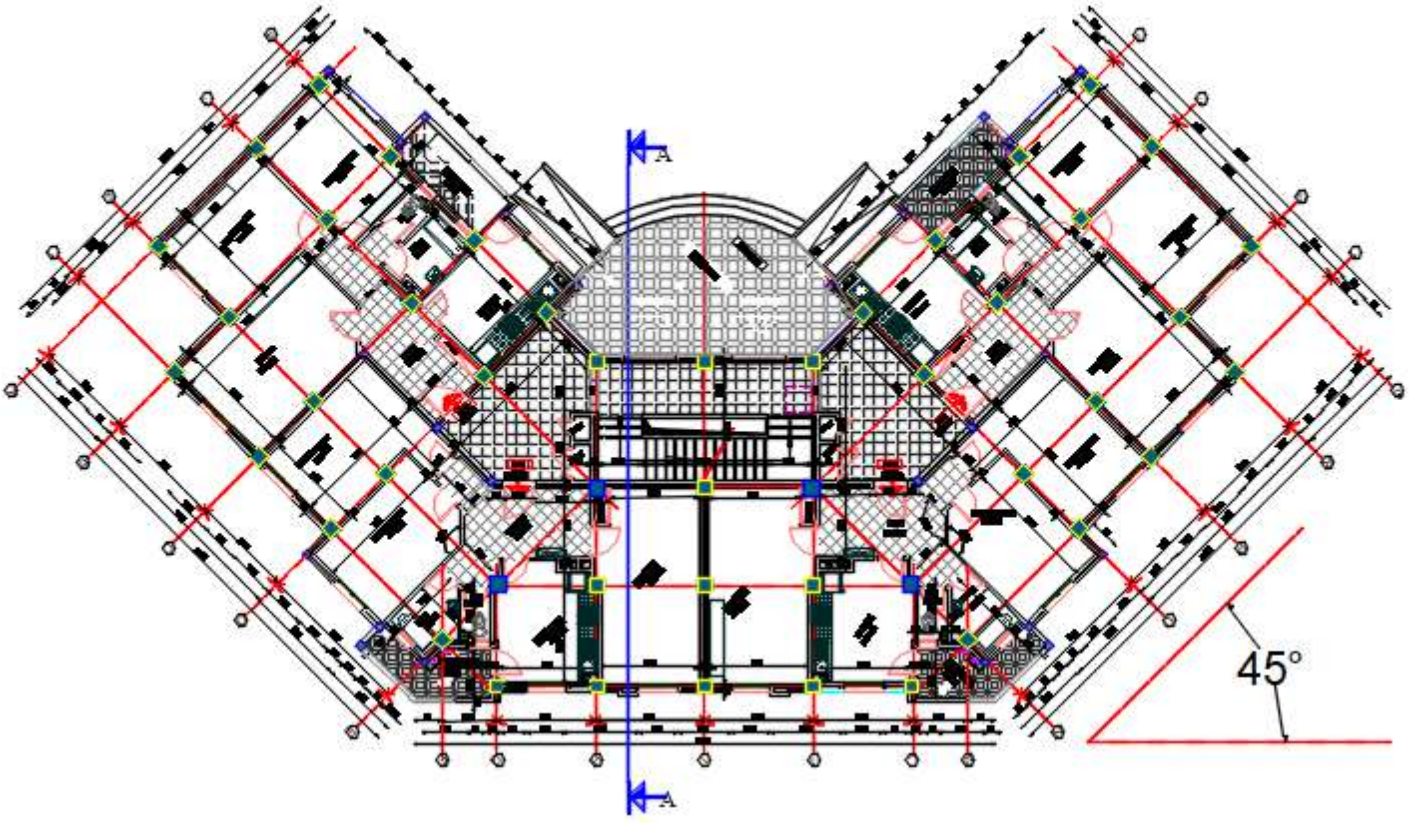
FACADE POSTERIEURE



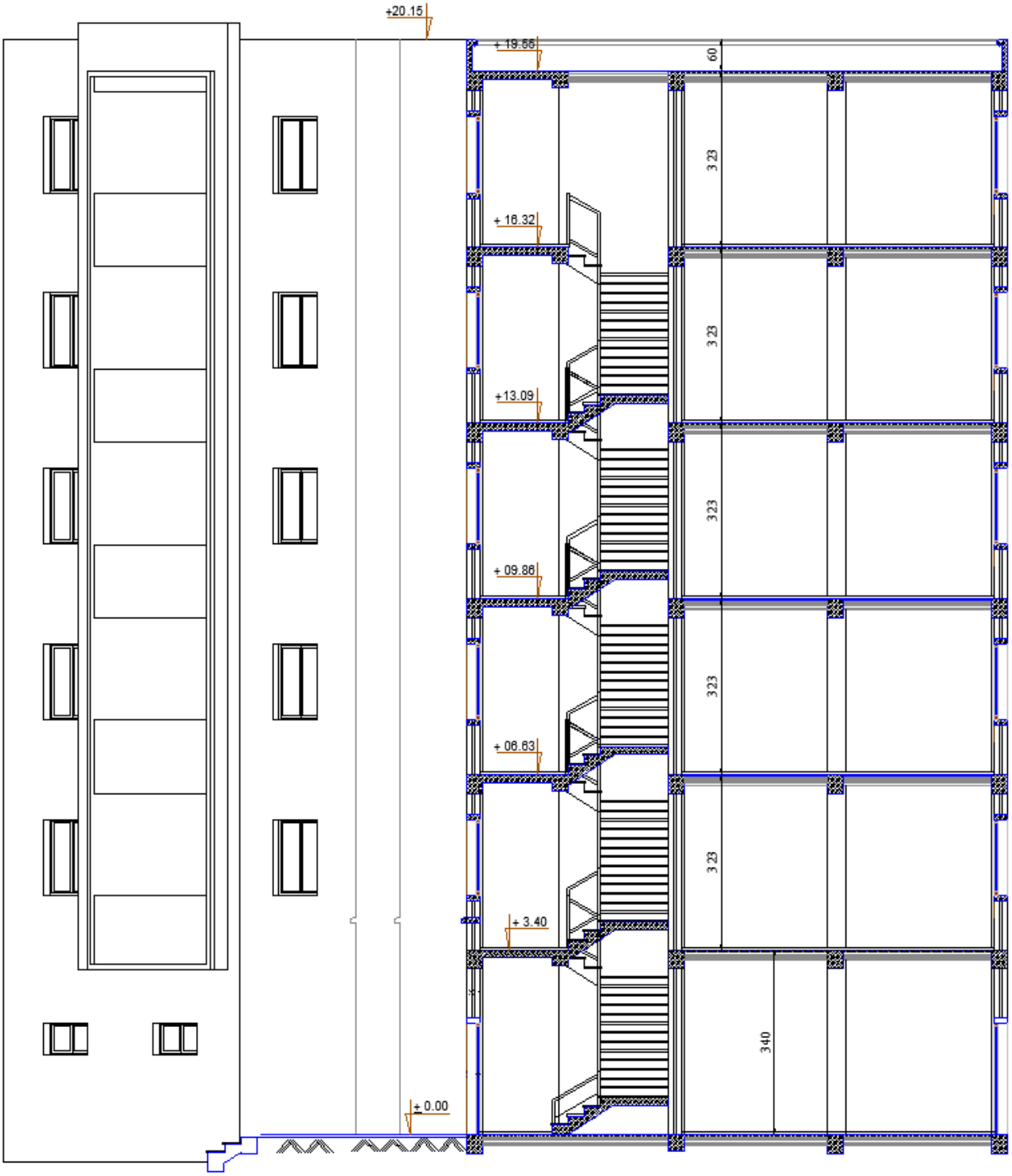
VUE EN PLAN DE RDC



VUE EN PLAN 1er,2eme,3eme,4eme ET 5eme ETAGE



COUPE A.A


+20.15
+ 19.66
+ 16.32
+13.09
+ 09.86
+ 06.63
+ 3.40
± 0.00
60
323
323
323
323
323
340

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya de Médéa. Le bloc en question est à usage multiple (habitation avec service) constitué de rez-de-chaussée (RDC) + Cinque étages.

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

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de 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 ». En présente 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.

I.1. INTRODUCTION :

Notre projet est un bâtiment (bloc angle) en béton armé comporte en RDC+5 à usage multiple (Service, habitation) qui sera implanté à Médéa, c'est une zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon la classification du règlement Parasismique algérien RPA99version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, ainsi qu'au RPA99version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 33.67 m
- Largeur totale du bâtiment : 18.60 m
-

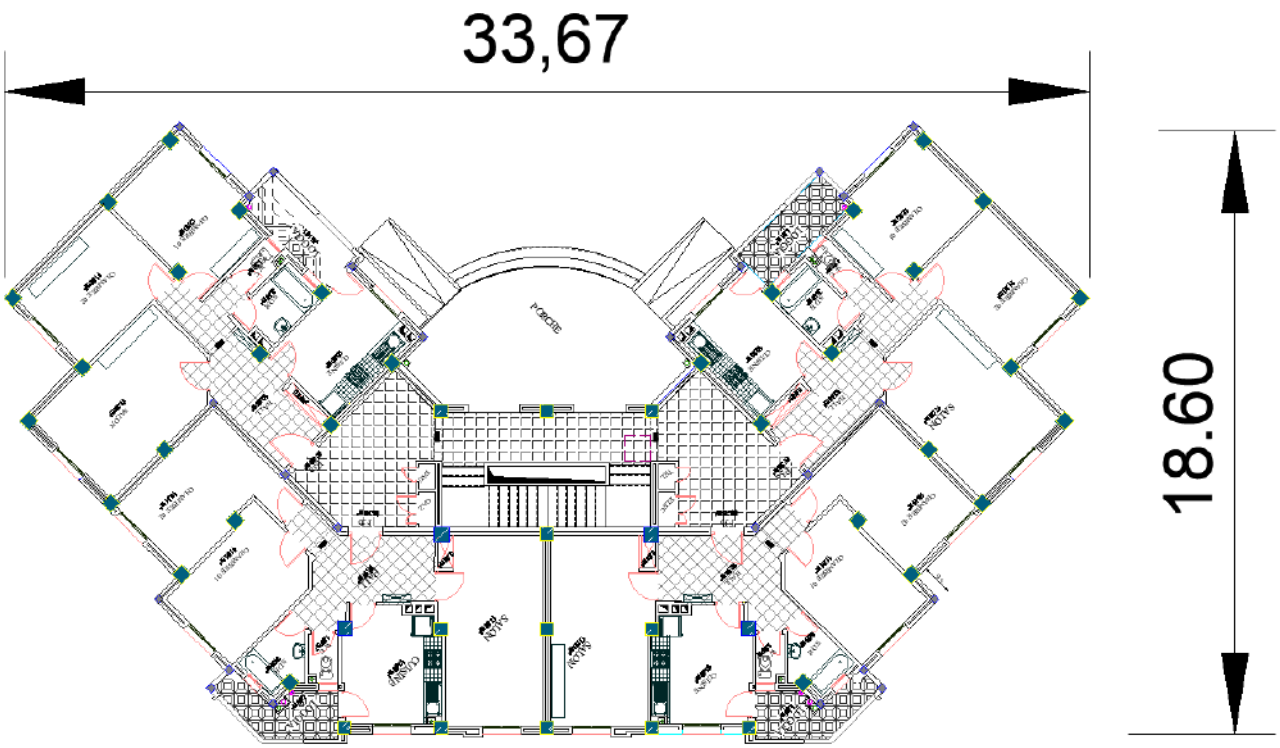


Figure I.1. Dimensions en plan de bâtiment.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du RDC : 3.40 m
- Hauteur d'étage courant : 3.23 m
- Hauteur totale du bâtiment : 19.55 m

I.3. CLASSIFICATION DU BATIMENT SELON RPA99 VERSION 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage 2.

Le sol est considéré comme un site meuble (S3).

I.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte six niveaux qui font une hauteur de 19.55 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone IIb en 8m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles donc on a besoin des voiles. ►►Art 3.4 RPA99 v2003◄◄

I.4.2. Planchers :

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

• planchers à corps creux.

• planchers à dalle pleine.

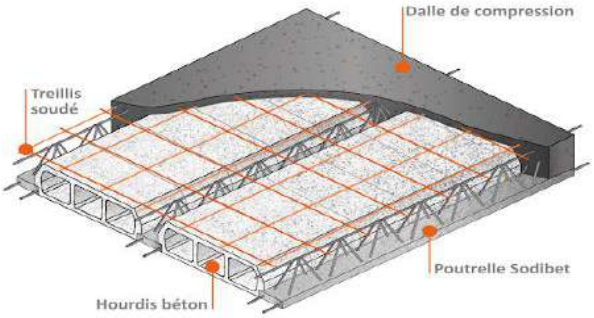


Figure I.2. Plancher à corps creux.

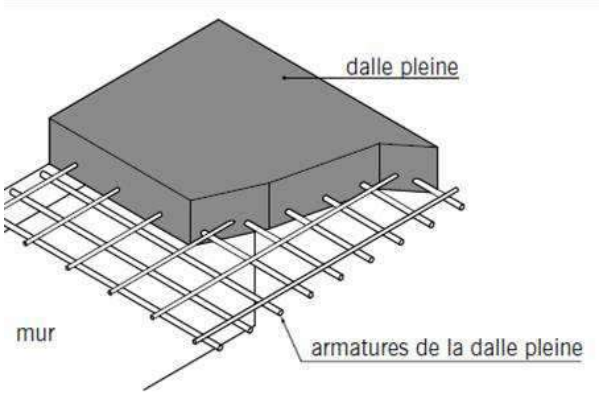


Figure I.3. Plancher à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

• Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

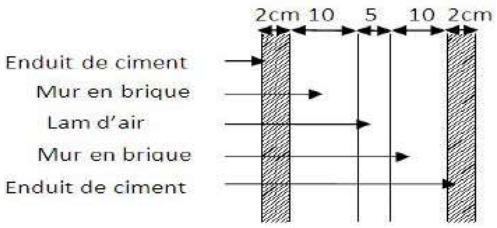


Figure I.4. Mur double cloison.

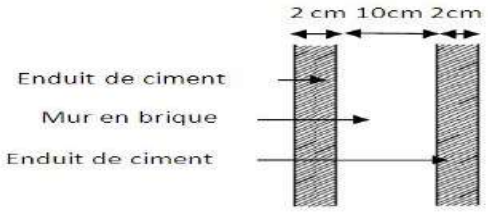


Figure I.5. Mur simple cloison.

I.4.4. Les escaliers :

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

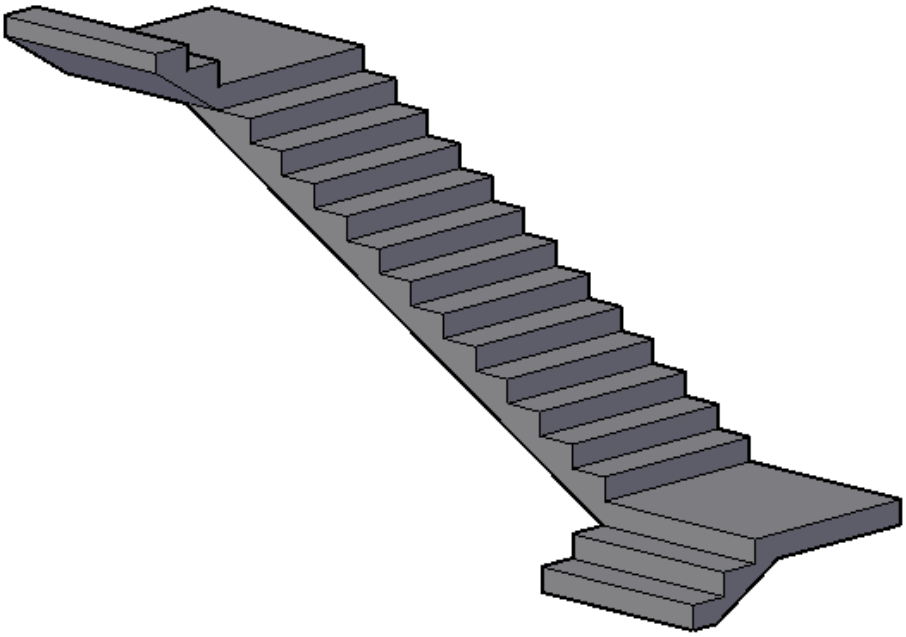


Figure I.6. Type d'escalier à trois volets.

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

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

I.5.1. Le béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.1. Hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton		**ρ = 2.5 t/m3**
La résistance du béton à la compression à 28 jours		**fc28 = Min 25 MPA**
La résistance du béton à la traction		**ft28 = 2.1 MPA**
Module de déformation transversal (Module de cisaillement)		$\mathbf{G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}}$
Coefficient de dilatation		**θ=1x10-5**
Module d'élasticité instantané $\mathbf{E_{ij}}$		**32164.20 MPA**
Module d'élasticité différé $\mathbf{E_{vj}}$		**10818.86 MPA**
Coefficient de poisson (υ)	**ELU**	**0**
	ELS	**0.2**
Contrainte de cisaillement ($\boldsymbol{\tau_u}$)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	**2.50 MPA**
	Fissuration peu nuisible	**3.33 MPA**
Contrainte en compression ($\boldsymbol{\sigma_{bc}}$)	**Situation durable**	**14.20 MPA**
	Situation accidentelle	**18.50 MPA**

I.5.2. Les aciers :

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

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant.

Tableau I.2. Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	$\mathbf{F_e}$(MPA)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	$\mathbf{F_eE400}$	Ø6 et Ø8	400
	Armatures longitudinales	$\mathbf{F_eE400}$	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	$\mathbf{F_eE520}$	0 ≤ Ø ≤ 6	520

Tableau I.3. Hypothèses de calcul acier.

<table>
<tr><td colspan="4">La masse volumique de l'acier</td><td>ρ = 7.85 t/m3</td></tr>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000mA</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durableσ_s</td><td>348 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelleσ_s</td><td>400 MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159.40MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130.42 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. INTRODUCTION :

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

[RPA 99 VERSION 2003]

[D.T.R -B.C.22]

[CBA93]

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

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

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

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

h_t: L'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L=475cm

$$\frac{445}{25} \leq h_t \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 17.8\text{cm} \leq h_t \leq 22.25\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22.5} \Rightarrow ht \geq 19.78\ \text{cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 16+4$ cm.

Avec : d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression

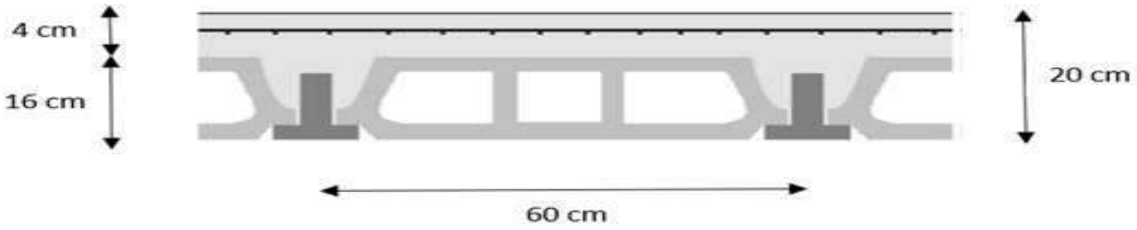


Figure II.1.Plancher corps creux (16+4)

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

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

II.2.2.1. Critère de résistance à la flexion :

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

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=128 cm

e : épaisseur de la dalle.

$\frac{240}{35} \leq e \leq \frac{240}{30} \rightarrow 6.9 \leq e \leq 8$

$\frac{128}{45} \leq e \leq \frac{128}{40} \rightarrow 2.84 \leq e \leq 3.2$

II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie :

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

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

II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique :

e ≥ 15 cm

- **Conclusion** : pour tous les types on adoptera **e=15 cm**

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

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

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

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1.Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principals	**Poutres secondaires**
Conditions de Résistance	L= 395 cm $\Rightarrow 26.33cm \leq h \leq 39.5cm$ On adopte : h = 40cm $\Rightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$ On adopte : b=30cm	L= 445 cm $\Rightarrow 29.66cm \leq h \leq 44.5cm$ On adopte : h=35cm $\Rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5cm$ On adopte : b=30cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	$b = 30cm \geq 20cm$ $h = 40cm \geq 30cm$ $h/b = 1.33 \leq 4.0$ Conditions vérifiées	$b = 30cm \geq 20cm$ $h = 35cm \geq 30cm$ $h/b = 1.17 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES :

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Maçonnerie :

II.4.1.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente du mur intérieur.

N°	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m³)**	**Poids surfacique (kN/m²)**
1	**Enduit en ciment**	0.02	0.18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**Enduit en ciment**	0.02	0.18	0.36
TOTAL				**G =1.62**

II.4.1.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.3. Charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	90	0.90
3	**Lame d'air**	0.05	/	/
4	**Brique creuse**	0.10	90	0.90
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
TOTAL				**G =2.52**

II.4.1.2. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.4. Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Gravillon roulé 8/15**	0.04	20	0.80
2	**Etanchéité multicouche**	0 .02	6	0.12
3	**Papier Kraft**	/	/	0.05
4	**Forme de pente**	0.10	22	2.20
5	**Film polyane**	/	/	0.01
6	**Plaque de liège**	0.04	4	0.16
7	**Pare vapeur**	0.01	6	0 .06
8	**Plancher corps creux (16+4)**	0.21	/	2.80
9	**Enduit en plâtre**	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.4**

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.5. Charge à la terrasse due aux planchers à dalle pleine.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12
3	Papier Kraft	/	/	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	/	/	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0 .06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				7.35

II.4.1.3. Plancher étage courant :

II.4.1.3.1. A. Plancher à corps creux :

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux (16+4)	0.21	/	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20
6	Cloison simple	0.10	/	1.62
TOTAL				G =5.96

II.4.1.3.2. Plancher dalle pleine :

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	18	0.20
6	Cloison simple	0.10	/	1.62
TOTAL				G =6.91

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1kN/m². [Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
- Habitation étage(1^{er},2eme.3eme.4eme.5eme): Q=1.5 kN/m².[Art7.1 DTR.B.C.2.2]

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur 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 doit être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne : (N_u^*=1.1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

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

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

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

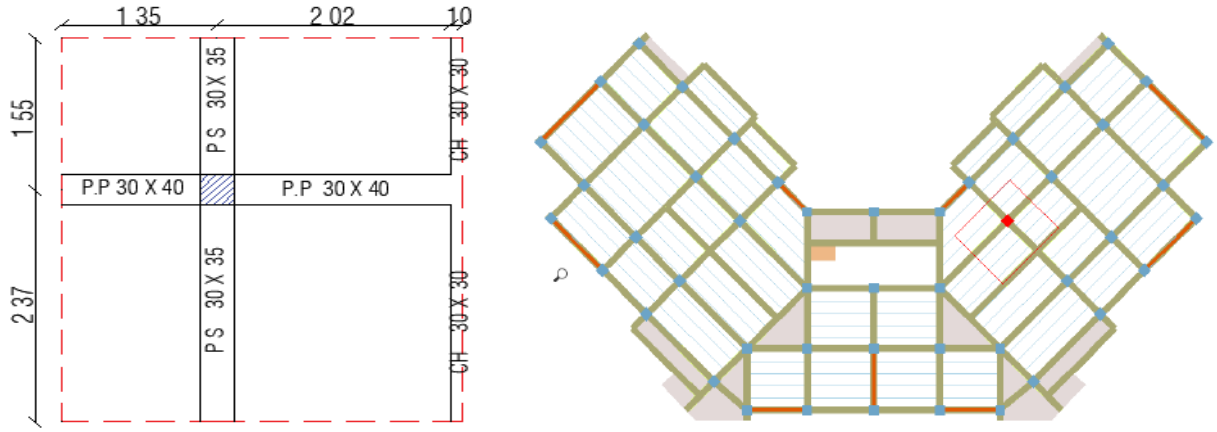


Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. La surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = 13.60\ m^2$

$S_{plancher} = 11.11\ m^2$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

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

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$ ►►CBA93 ArtB.8.4.1◄◄

$\bar{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.

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

Br = (b-2cm) x(h-2cm).

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0 \end{cases}$$

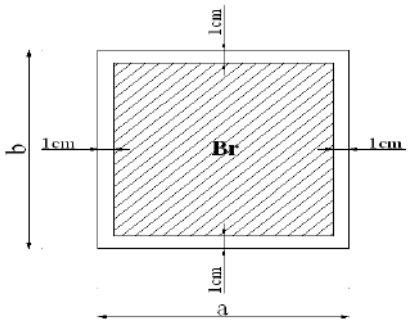


Figure II.3. La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.23m pour tous les étages. Sauf RDC, l_0=3.40m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.8.Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Niveau	B(mm²)	$B_r(mm^2)$	l_f(m)	i (m)	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$
5éme	350x350	1089	2.261	0.101	22.378	0.786	1.225	1618.1
4éme	350x350	1089	2.261	0.101	22.378	0.786	1.225	1618.1
3éme	350x350	1089	2.261	0.101	22.378	0.786	1.225	1618.1
2éme	400x400	1444	2.261	0.115	19.581	0.800	1.6	2183.6
1er	400x400	1444	2.261	0.115	19.581	0.800	1.6	2183.6
RDC	400x400	1444	2.38	0.115	20.611	0.795	1.6	2169.8

On prendre pour les poteaux les pré dimension, pour des raisons de calcul (zone IIb, bâtiment en 6 niveaux).

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 versions 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.4. Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec :

$G_{plancher}$= la charge permanente du plancher *$S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.9.Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ch}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
5éme	71.123	9.360	9.371	2.715	9.892	102.461	102.461
4éme	66.233	9.360	9.371	2.715	9.892	97.572	200.033
3éme	66.233	9.360	9.371	2.715	9.892	97.572	297.605
2éme	66.233	9.210	9.240	2.715	12.920	100.318	397.923
1ier	66.233	9.210	9.240	2.715	12.920	100.318	498.241
RDC	66.233	9.210	9.240	2.715	13.600	100.998	599.240

II.5.1.5. Charges d'exploitation :

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

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

$\left(\text{Le coefficient } \frac{3+n}{2n} \text{ etant valable pour que } n \geq 5\right)$.

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

Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5=1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) .

5émé étage : Q_0

4émé étage : $Q_0 + Q_1$

3émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

2émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1er étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

RDC : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.10. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	Q (kN)	3+n/2n	$Q_{cumulée}(kN)$
5éme	13.604	/	13.604
4éme	20.406	1	34.010
3éme	20.406	0.95	52.375
2éme	20.406	0.90	68.700
1er	20.406	0.85	82.984
RDC	34.010	0.80	106.111

II.5.1.6. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.11.Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	G (kN)	Q (kN)	N_u (kN)	Nu* (kN)	$\bar{N}$ (kN)	$Nu^* \leq \bar{N}$
5éme	102.461	13.604	158.729	174.602	1618.089	**Vérifiée**
4éme	200.033	34.010	321.059	353.165	1618.089	**Vérifiée**
3éme	297.605	52.375	480.329	528.362	1618.089	**Vérifiée**
2éme	397.923	68.700	640.246	704.271	2183.581	**Vérifiée**
1ier	498.241	82.984	797.103	876.813	2183.581	**Vérifiée**
RDC	599.240	106.111	968.141	1064.955	2169.772	**Vérifiée**

II.5.1.7. Vérification selon le RPA99 version2003

Tableau II.2.Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Niveau	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
5éme, 4éme, 3éme	Zone IIb Min (b, h) ≥ 30 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (35, 35) ≥ 30 cm h_e /20 = (340-40) /20 = 14.15cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	**Condition vérifiée**
2éme, 1er , RDC	Zone IIb Min (b, h) ≥ 30 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (40, 40) ≥ 30 cm h_e /20 = (340-40) /20 = 15 cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	**Condition vérifiée**

II.5.1.8. Vérification aux zones nodales : RPA99 version 2003

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II.3.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Niveau	b_{max}(cm)	h_1(cm)	b_1(cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	d (cm)	$\text{Max}(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq \text{Max}(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
5émé, 4éme, 3éme.	30	35	35	**Condition vérifiée**	2.5	17.5	**Condition vérifiée**
2éme,1ier, RDC	30	40	40	**Condition vérifiée**	5	20	**Condition vérifiée**

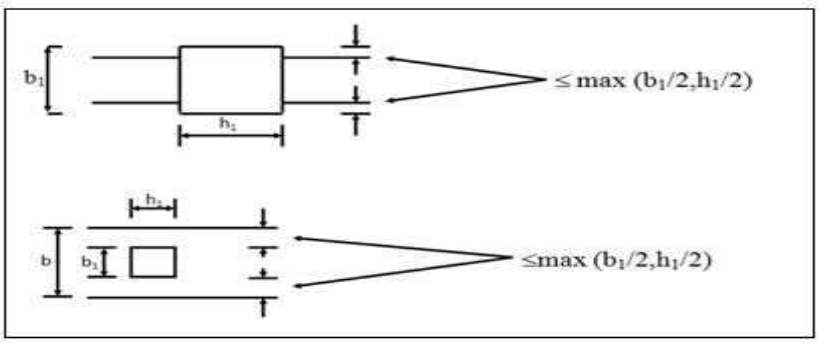


Figure II.4. Dimensions à respecter par les poutres.

- **Conclusion :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

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

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 12.00cm$

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13.63cm$

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 15cm$

On prend : e = 15 cm

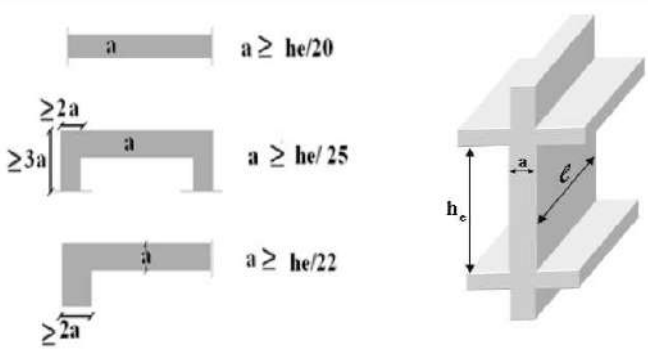


Figure II.5. Vue en plan et vue en 3D du voile.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE :

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

III.1.1. Principe de calcul :

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

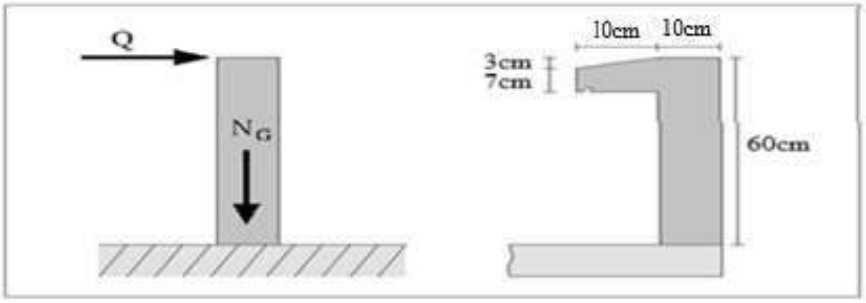


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotere

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

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

Charges permanentes	G=1.71 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

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

	ELU	**ELS**
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.31\ kN$	$N_u = G = 1.71\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.60\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage :

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

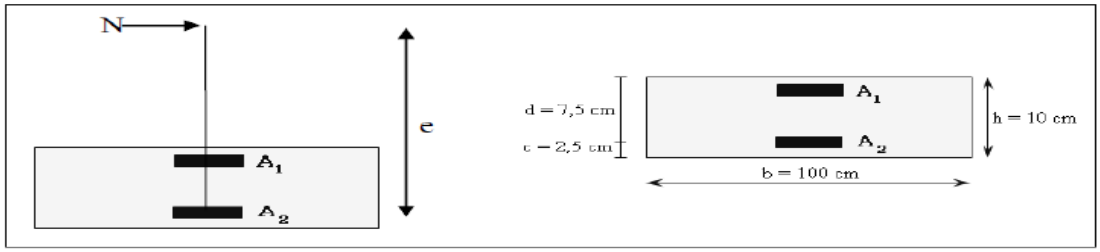


Figure III.2.Section de béton armé dans l'acrotère.

$$A_{s1} = 4.4\ cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.4\ cm^2$$

III.1.4.1. Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

III.1.4.2. Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n - 1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7 - 1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = Min[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.4.3. Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

III.1.4.4. Espacement :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = Min[\ 4h\ ;\ 45cm\ ] = 40cm \quad \Rightarrow CV$$

On adopte : $S_{rép} = 17\ cm.$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{badm} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = Min[201.63\ MPa; 266.66\ MPa]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.34\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.18\ MPa\ \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s' = 2.62\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition :$\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = \text{MIn}\ [\ 2.5\text{MPa}\ ;\ 4\text{MPa}\ ] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000 * (0.9 * 100)} = 0.016\text{MPa}$$

$$\tau = 0.016\ \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

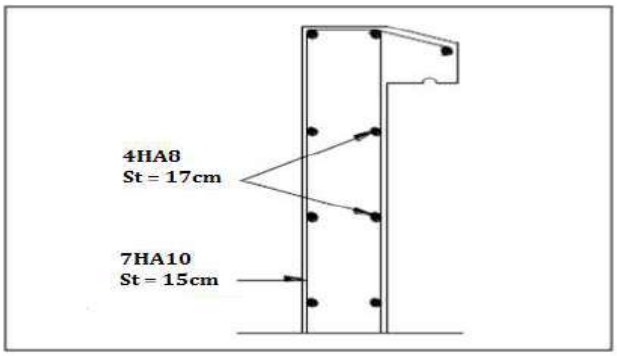


Figure III.3.Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

$$\text{On a: } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98\text{cm}^2$avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78\text{cm}^2$avec un éspacement de 25cm.

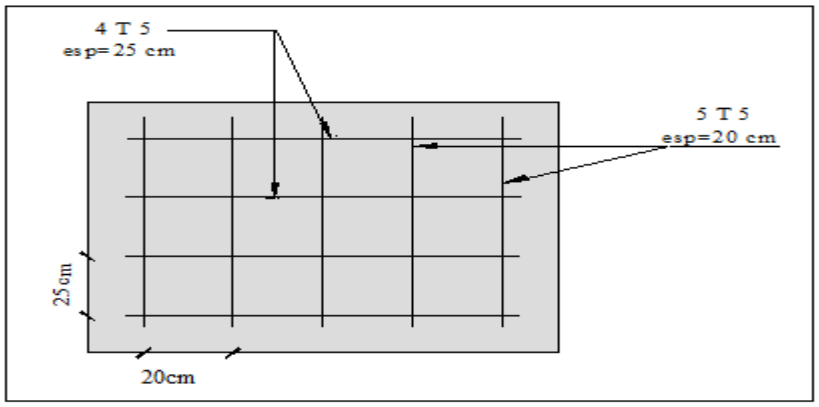


Figure III.4.Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

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

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

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.

- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

III.2.2.1.1. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$$G = (0.12 \times 0.04 \times 25) + (0.60 \times 1) = 0.72\ \text{kN/ml}$$

$$Q = \text{Max}[1\text{kN} ; 0.5L = 2.47] = 2.375\text{kN/ml}$$

III.2.2.1.2. Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \quad \text{d'ou} \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 2.19\ \text{kN.m} \quad , \quad M_Q = 2.82\text{kN.m} \quad \Rightarrow \quad M_u = 6.97\text{kN.m}$$

$$\mu = 4.55 \gg \mu_l = 0.372$$

III.2.2.1.3. Calcul des étaiements :

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.3)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \dfrac{L(cm)}{500} \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.3.vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Nombre d'étais	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN)	E (MPa)	I (m^4)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	4.75	0,72	2.375	32164.195	$6.4 * 10^{-7}$	489.44	9.5	**Non**
1	2.375	0,72	1.1875	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	30.59	4.75	**Non**
2	1.58	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	6.88	3.17	**Non**
3	1.1875	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	2.60	2.375	**Non**
4	0.95	0,72	1	32164,195	$6.4 * 10^{-7}$	1.24	1.9	**oui**

Donc on adopte 4 étais avec un espacement $\leq \mathbf{0.95}$ pour éviter la flèche des poutrelles.

III.2.2.2. Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.2.2.2.1. Calcul des sollicitations :

Tableau III.4.Calcul des sollicitations.

Plancher	G (kN/ml)	Q (kN)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Terrasse	3.84	0,60	6.08	4.44
Courant	3.576	0,9	6.18	4.476

On a trois types des poutrelles à calculer avec méthode des éléments finis (SAP 2000) :

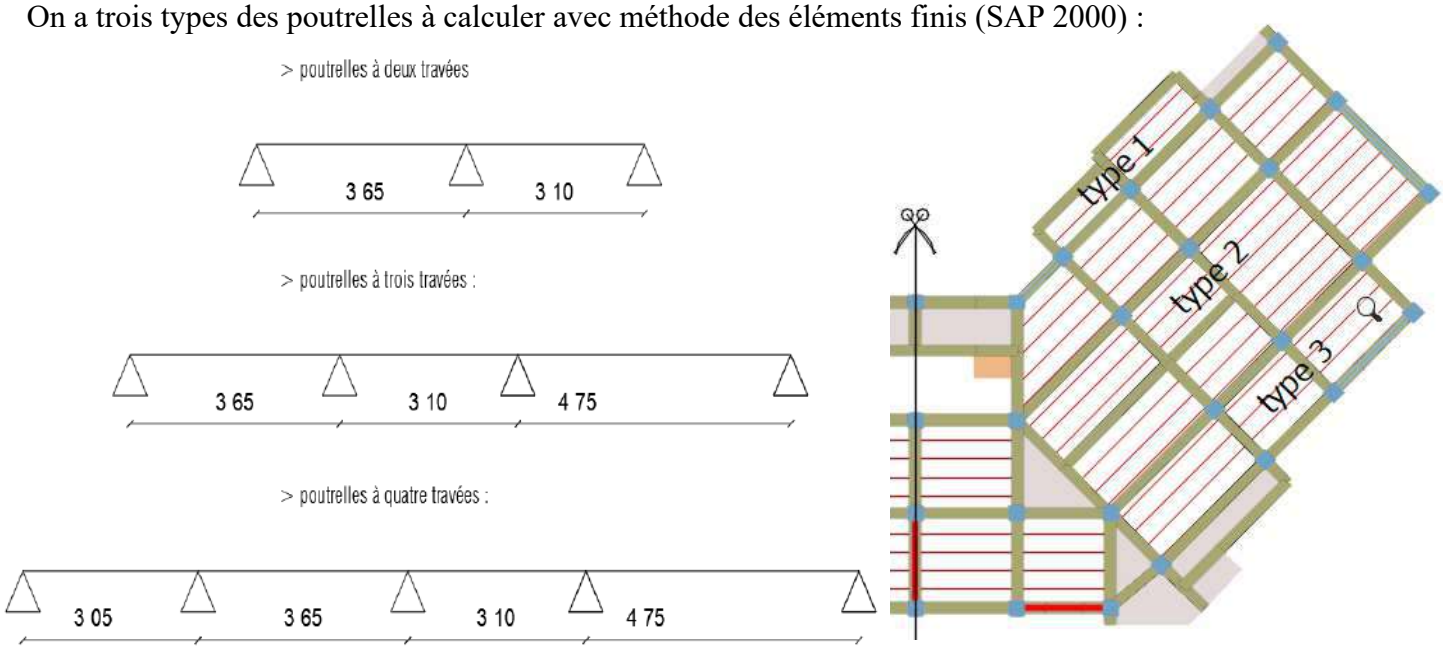


Figure III.5.Type et le sens des poutrelles.

III.2.2.2.2. Résultat des sollicitations :

Les poutrelles (3 travées et 4 travées) donnent des sollicitations maximales :

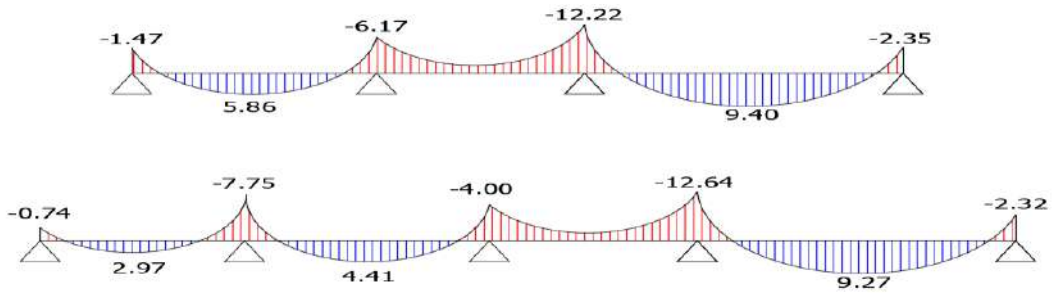


Figure III.6.Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle.

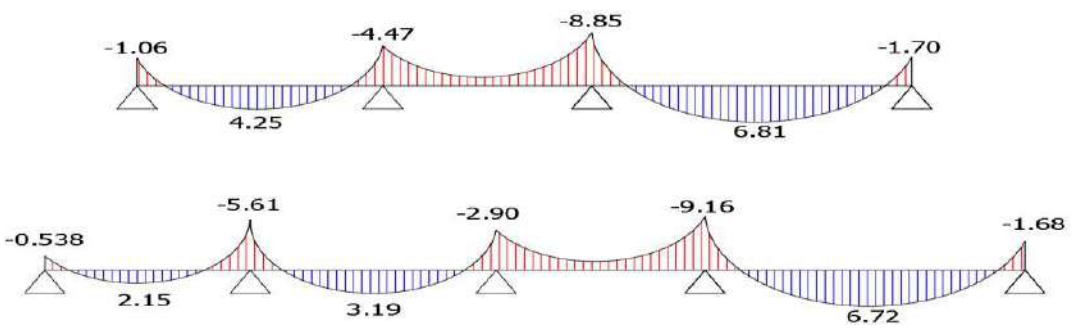


Figure III.7.Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle.

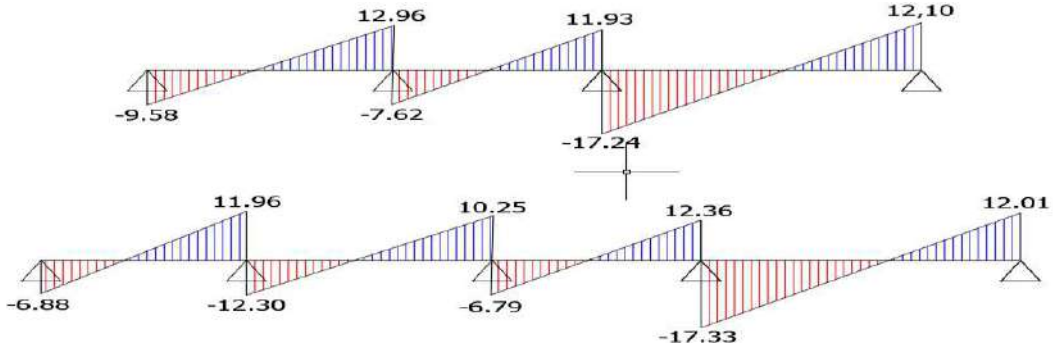


Figure III.8.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle.

Tableau III.5.Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (3 travées)

Travée	**1**		**2**		**3**	
$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	5.86		Valeur négative		9.4	
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$
	−1.47	−6.17	−6.17	−12.22	−12.22	−2.35
T (kN)	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	**Tw**	**Te**
	-9.58	12.96	-7.62	11.93	−17.24	−12.10

Tableau III.6. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle (4 travées)

Travée	**1**		**2**		**3**		**4**	
$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	2.97		4.41		Valeur négative		9.27	
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$	$\mathbf{M_w}$	$\mathbf{M_e}$
	−0.74	−7.75	−7.75	−4.00	−4.00	−12.64	-12.64	-2.32
T (kN)	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	**Tw**	**Te**	**Tw**	**Te**
	-6.88	11.96	-12.30	-10.25	−6.79	−12.36	-17.33	12.01

a) Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait avec les sollicitation maximale suivant :

M_{tmax}=9.4 kN.m

M_{amax}=-12.64 kN.m

T_{max}=17.33kN

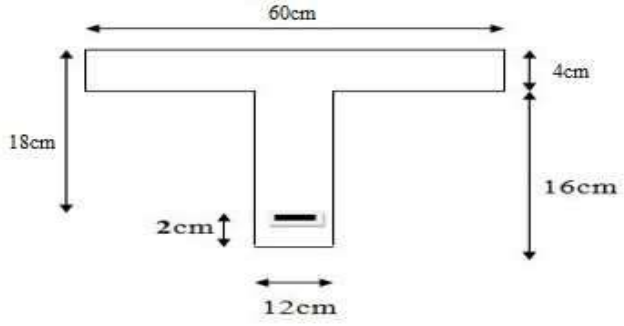


Figure III.9. Dimension de la poutrelle.

Position de l'axe neutre :

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

Avec :b=60 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 Mpa ;
F_eE400 Mpa ;b_0=12 cm ;c= 2 cm ; M_0=54.53
$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h) = (60×20) cm² en flexion simple.

Tableau III.7. Ferraillage à l'ELU.

Travée	$M_{t\,max}$ (kN.m)	$M_{a\,max}$ (kN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{ch1} (cm^2)	A_{ch2} (cm^2)
L=4.75m	9.4	- 12.64	1.53	2.79	2HA10=1.57	1HA10+2chHA12=3.05

	Section calculée(cm^2)				Section choisie(cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}'	A_{s1}'	A_{s2}	A_{s1ch}	A_{s2ch}'	A_{s1ch}'	A_{s2ch}
L=4.75m	1.53	0	0	2.79	2HA10 1.57	1HA10 0.79	2HA10 1.57	1HA10+2chHA12 3.05

b) Vérification des contraintes à l'ELS (fissuration est peu nuisible)

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Travée	Sollicitation à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible	Vérification
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
L=4.75m	6.81	-9.16	4.01	11.6	15	**oui**

c) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.9. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Travée	b (cm)	h (cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
L=4.75m	8	20	17.33	1.20	3.33	**oui**

d) Diamètre des armatures transversales

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

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{80}{10}\right)\text{mm} \rightarrow\rightarrow \Phi_t \leq \text{Min}(5.71; 10; 8)\text{mm} \rightarrow\rightarrow \Phi_t \leq 5.71\text{mm}$$

On adopte :$\emptyset_t \leq 5.71$ mm, on prend : $\emptyset_t = 6\text{mm}$

$$at = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 28.26\text{mm}^2$$

Avec :

at : section d'une barre========== at = 0.28 cm²

nt : nombre des barres========== nt = 2

At =at × nt = 0.28 × 2 = 0.56 cm^2.

At ≥At_{min} => 0.56 ≥ 0.54CV

Choix: $\mathbf{2T6 = 0.56cm}$

e) Espacement des armatures transversales [CBA93 Art.A.5.1.2.2]:

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc : St=15 cm

f) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases}\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{20}{4.75} = 0.0421 \geq 0.0625 & \text{CNV}\\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{20}{4.75} = 0.0421 \geq \dfrac{6.81}{15 * 12.62} = 0.036 & \text{CV}\\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{1.57}{12 * 18} = 0.007 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & \text{CV}\end{cases}$$

Tant une inégalité n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.10. Vérification de la flèche.

L (cm)	h (cm)	A (cm²)	M_{ser}(kN.m)	ρ(%)	μ	$I_0(cm^4)$	λ_i	f_i(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
475	20	2.36	6.81	1.84	0.75	17102.78	3.57	8.2	9.5	CV

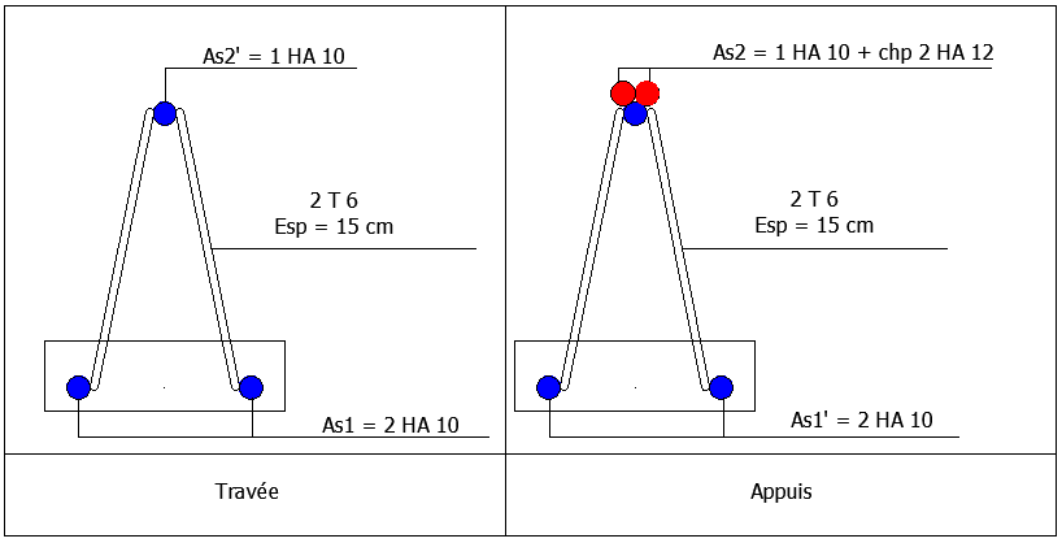


Figure III.10. Détail de Ferraillage de la poutrelle.

III.3. LA DALLE PLEINE :

III.3.1. Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.3.2. Calcul des dalles triangulaires :

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

Application :

Calcul de la charge totale :

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Etage courant :

G = 6.91 KN/m² Pu = 14.58 KN/m².

Q = 3.5 KN/m² P_{ser}= 10.41 KN/m².

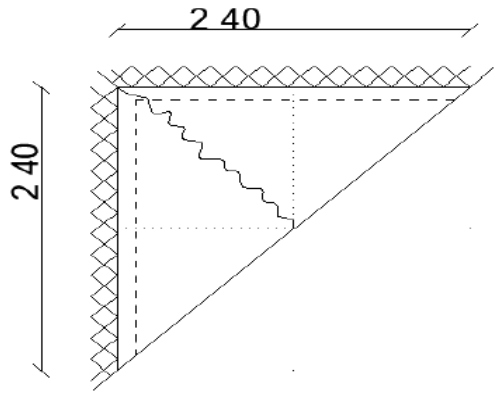


Figure III.11.La rupture de la dalle.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

•Travail externe :

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = 0.96\ qf$

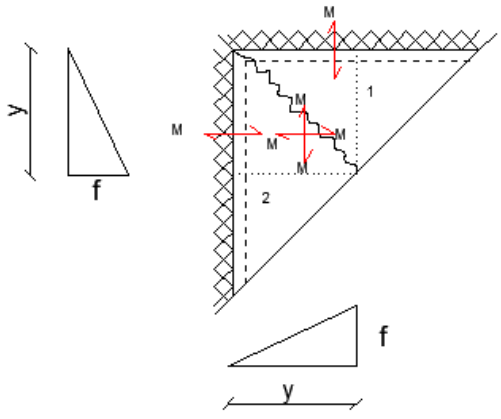


Figure III.12. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.

•Travail interne :

$T_{int}= \Sigma$ Mi Li θi

$\Sigma \mathbf{T_{int}} = \mathbf{T_{int_1}} + \mathbf{T_{int_2}}$

$\Sigma \mathbf{T_{int}}$= M f ($\frac{4.8}{y} + 2$)

0.96q f = M f ($\frac{4.8}{y} + 2$)

q= $\left[\frac{4.8}{y} + 2\right]\frac{M}{0.96}$

Après le calcul on trouve : $\{y = 1.2$ q= 6.25 M

$\begin{cases} M_u = \frac{p_u}{6.25} \end{cases}$ Alors : $\{M_u = 2.33$ KN. m

III.3.2.1. Ferraillage :

III.3.2.1.1. Armatures longitudinales sens x :

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales sens x.

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{min}= \frac{hx150}{1000}$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}'	A_{S1}	A_{S2}'	A_{S1}	A_{S2}'	/	/	/
Travée	2.33	0.54	0	1.5	0	7HA8=3.52	0	15	33	**CV**
Appuis	-2.33	0	0.54	0	1.5	0	7HA8=3.52	15	33	**CV**

III.3.2.1.2. Armatures longitudinales sens y :

Tableau III.12. Section d'armatures longitudinales sens y

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{min}= \frac{hx150}{1000}$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	2.33	0.54	0	1.5	0	7HA8=3.52	0	15	33	**CV**
Appuis	-2.33	0	0.54	0	1.5	0	7HA8=3.52	15	33	**CV**

III.3.2.2. Vérification à l'ELS :

Le moment sera calculé avec la méthode forfaitaire (dalle de rive) :

En travée : $M_{tx} = M_{ty}$ = 0.85*M=2.24 kN .m

En appuis (Rive) : $M_{ax} = M_{ay}$ = -0.3*M= -0.792 kN .m

(Intermédiaire) : $M_{ax} = M_{ay}$ = -0.5*M= -1.32 kN .m

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \text{Min}[201.63\ \text{MPa}; 266.66\ \text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau III.13. Vérification de ferraillage a l'ELS

	A(cm²)	Mser(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s(MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_{s'} \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.52	2.24	0.55	15	CV	5.46	5.46	201.63	**CV**
En appuis	3.52	-1.32	0.34	15	CV	3.22	3.22	201.63	**CV**

III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$Tx = \frac{Pu.lx.ly}{2ly + lx} = 7.29\ \text{kN} \qquad Ty = \frac{Pu.lx.ly}{3ly} = 7.29\ \text{kN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III.14. Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	7.29	0.058	0.07x25/1.5=1.17	**CV**

III.3.2.4. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{2.4} = 0.0625 \geq \frac{0.58}{10 * 7.49} = 0.03 & \text{CV} \\ \frac{Ax}{b * dx} = \frac{3.52}{100 * 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & \text{CV} \\ \frac{Ay}{b * dy} = \frac{3.52}{100 * 11.7} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & \text{CV} \end{cases}$$

Tant les trois inégalités sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.3. Calcul des dalles rectangulaire :

Pour les dalles de forme rectangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, cette dernière est basée sur le mécanisme des fissures.

Application :

Calcul de la charge totale :

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

Etage courant :

G = 6.91 KN/m² Pu = 14.58 KN/m².

Q = 3.5 KN/m² P_{ser}= 10.41 KN/m².

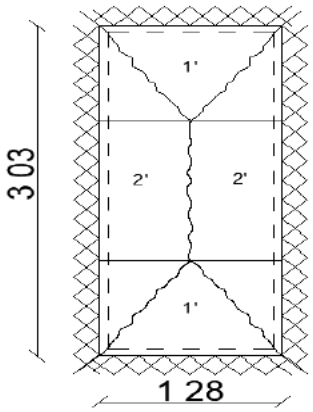


Figure III.6.La rupture de la dalle.

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

•Travail externe :

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = (1.94-0.42y)\ qf$

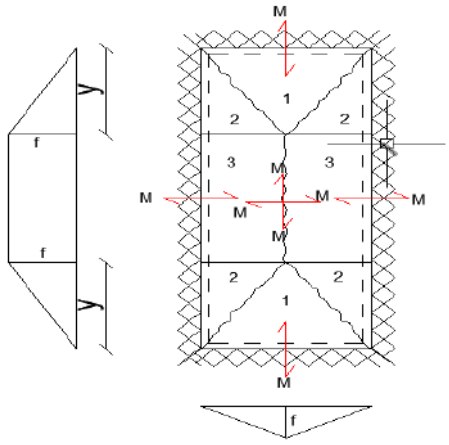


Figure III.14. Le déplacement des zones des ruptures de la dalle.

•Travail interne :

$T_{int} = \Sigma\ Mi\ Li\ \theta i$

$\Sigma \mathbf{T_{int}} = \mathbf{T_{int_1}} + \mathbf{T_{int_2}}$

$\Sigma \mathbf{T_{int}} = M\ f\ (\frac{2.56}{y} + 9.47)$

$(1.94-0.42y)\ q\ f = M\ f\ (\frac{2.56}{y} + 9.47)$

$q = \left[\frac{2.56}{y} + 9.47\right] \frac{M}{(1.94-0.42y)}$

Après le calcul on trouve : $\{y = 0.87$
$q=7.88\ M$

$\left\{M_u = \frac{p_u}{7.88}\right.$ Alors : $\{M_u = 1.7\ KN.m$

III.3.3.1. Ferraillage :

III.3.3.1.1. Armatures longitudinales sens x :

Tableau III.15. Section d'armatures longitudinales sens x.

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{min}=\frac{hx150}{1000}$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}'	A_{S1}	A_{S2}'	A_{S1}	A_{S2}'	/	/	/
Travée	1.7	0.39	0	1.5	0	7HA8=3.52	0	15	33	**CV**
Appuis	-1.7	0	0.39	0	1.5	0	7HA8=3.52	15	33	**CV**

III.3.3.1.2. Armatures longitudinales sens y :

Tableau III.16. Section d'armatures longitudinales sens y

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{min}=\frac{hx150}{1000}$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	1.7	0.39	0	1.5	0	7HA8=3.52	0	15	33	**CV**
Appuis	-1.7	0	0.39	0	1.5	0	7HA8=3.52	15	33	**CV**

III.3.3.2. Vérification à l'ELS :

Le moment sera calculé avec la méthode forfaitaire (dalle de rive) :

En travée : $M_{tx} = 0.85*M = 1.44$ kN

$M_{ty} = 0.85*M = 0.43$ kN

En appuis (Rive) : $M_{ax} = M_{ay} = -0.3*M = -0.51$ kN .m

(Intermédiaire) : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5*M = -0.845$ kN .m

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e\,;\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = \text{Min}[201.63\ \text{MPa}; 266.66\ \text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau III.17. Vérification de ferraillage a l'ELS

	A(cm²)	Mser(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s(MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.52	1.44	0.1	15	CV	5.46	5.46	201.63	**CV**
En appuis	3.52	-0.845	0.21	15	CV	3.22	3.22	201.63	**CV**

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$Tx = \frac{Pu.lx.ly}{2ly + lx} = 6.91\ kN \qquad Ty = \frac{Pu.lx.ly}{3ly} = 5.58\ kN$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Tableau III.18. Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	6.91	0.055	0.07x25/1.5=1.17	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.28} = 0.12 \geq \frac{1.44}{20 * 1.92} = 0.075 & CV \\ \frac{Ax}{b * dx} = \frac{3.52}{100 * 12.5} = 0.003 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & CV \\ \frac{Ay}{b * dy} = \frac{3.52}{100 * 11.7} = 0.003 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & CV \end{cases}$$

Tant les trois inégalités sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4. LES ESCALIERS :

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

Dans notre bloc, on un seul type d'escalier (droit à trois volées), avec deux paliers.

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

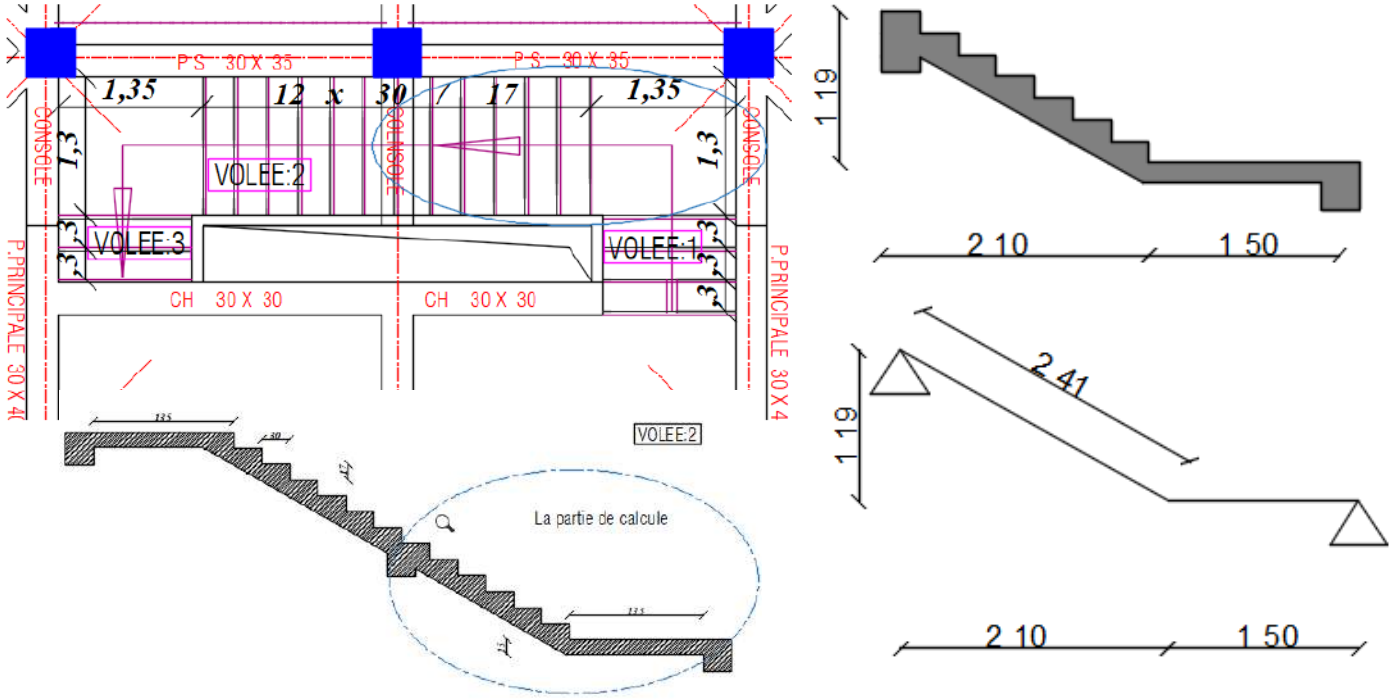


Figure III.15. Dimensions et schéma statique de l'escalier.

III.4.1. Dimensionnement :

III.4.1.1. L'inclinaison de la paillasse 1 et paillasse 2 :

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{210} = 0.567 = \tan^{-1} 0.567 = \alpha = 29.53°$$

III.4.1.2. La longueur de la paillasse et du palier :

$$L_{palier} = 150\ cm = 1.50\ m$$

$$L_{paillasse2} = \frac{210}{\cos 29.54} = 241\ cm = 2.41\ m$$

$$L_{total} = 1.50 + 2.41 = 3.91\ m$$

III.4.1.3. Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Condition d'épaisseur :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 11.17cm \leq e \leq 13.03cm$$

On prendra : $e_{palier} = e_{paillasse} = 15cm$.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.4.2.1. Charges permanentes :

Tableau III.19. Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.40
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de la marche**	0.17/2	25	2.13
5	**Poids propre de la paillasse**	0.15/cosα	25	4.30
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.13**

Tableau III.20. Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.40
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre du palier**	0.15	25	3.75
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.2.2. Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$

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

III.4.2.2.1. Détermination des sollicitations :

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

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

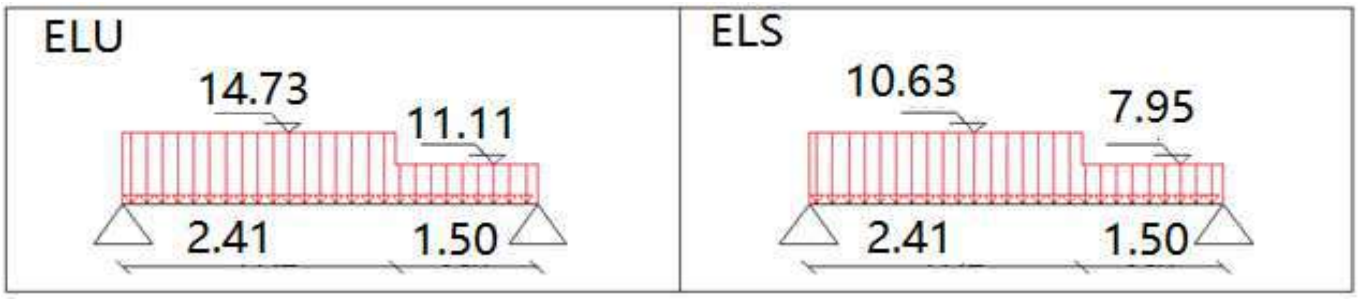


Figure III.16. Chargement dans l'escalier.

Tableau III.21. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8.13	2.5	14.73	10.63
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.2.2.2. Détermination des sollicitations :

Tableau III.22. Les sollicitations dans l'escalier.

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	T(kN)
ELU	21.70	-12.76	27.43
ELS	15.63	-7.81	19.79

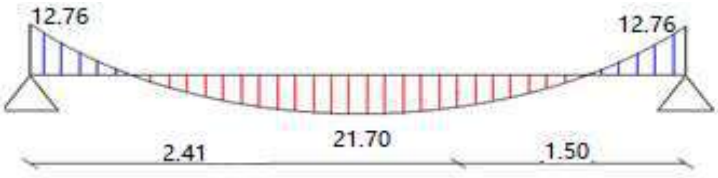


Figure III.7.Diagramme hyperstatique des moments dans l'escalier à l'ELU.

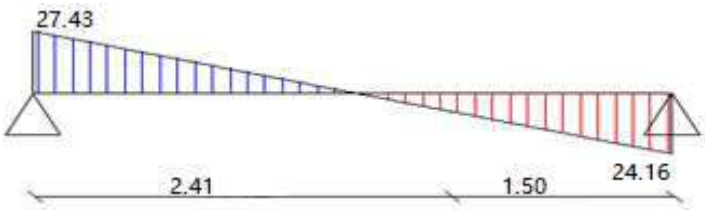


Figure III.8.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU.

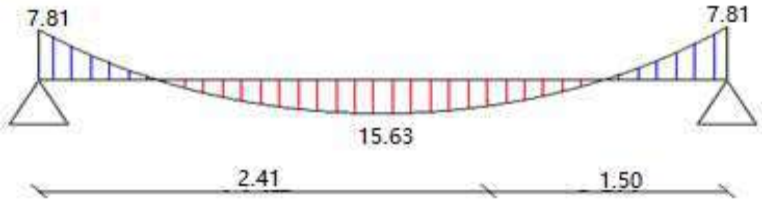


Figure III.19. Diagramme hyperstatique des moments dans l'escalier à l'ELS.

III.4.2.2.3. Ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera à la flexion simple pour une bonde de 1m.

Tableau III.23. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	21.70	5.26	0	7HA12=7.92	/	15	Min[3h ;33]=33	**CV**
Appuis	-12.76	0	3.03	/	7HA12=7.92	15	Min[3h ;33]=33	**CV**

b) Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{b * h}{1000}$, Avec : $b = 15cm$.

Tableau III.24. Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	7.92	1.5	**OUI**
Appuis	7.92	1.5	**OUI**

c) Armatures de répartition :

Tableau III.25.Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	1.98	7HA8=3.52	15	Min [4h ;45] =45	**CV**
En appuis	1.98	7HA8=3.52	15	Min [4h ;45] =45	**CV**

d) Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.26.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A(cm²)	Mser (kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7.92	25.25	6.45	15	**OUI**
En appuis	7.92	-14.85	1.79	15	**OUI**

e) Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.27. Vérification des contraintes de cisaillement.

bxh (cm)	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	27.43	0.22	3.33	**OUI**

f) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.91} = 0.0384 \geq \frac{15.63}{20 * 18.39} = 0.042 & \text{CNV} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{7.92}{100 * 12.5} = 0.006 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 & \text{CNV} \end{cases}$$

Tant une inégalité n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.28. Vérification de la flèche.

b (cm)	h (cm)	A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	ρ(%)	μ	$I_0(cm^4)$	λ_i	$f_i(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
100	15	7.92	15.63	0.63	0.45	30877.04	3.31	5	7.7	**CV**

III.4.3. La console :

Dans notre cas l'escalier se compose des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcul sera en flexion simple.

III.4.3.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la console.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.29. Pré dimensionnement de la console.

Console	
Conditions de résistance	L = 1.4m 9cm ≤ h ≤ 14cm On adopte h = 35cm 9.45cm ≤ b ≤ 12.6cm On adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 35 cm ≥ 30 cm $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ **Conditions vérifiées**

Conclusion :

Pour la console, on adopte la section : (b×h) = (30×35) cm²

III.4.3.2. Charges revenant à la poutre :

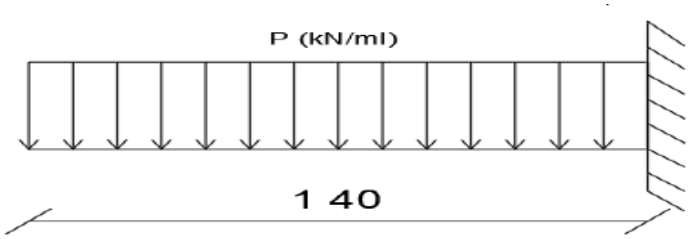


Figure III.20. Schémas statique de la console.

- $R_U = 27.43kN$; $R_{ser} = 19.79\ kN$
- Pois de la console = 0.35x0.30x1.4x25=3.675kN
- $P_u = [(2x27.43) + 1.35(3.675)]/1.4 = 39.45\ \ kN/ml$
- $P_s = [(2x19.79) + 3.675]/1.4 = 30.90\ \ kN/ml$

III.4.3.3. Calcul des efforts :

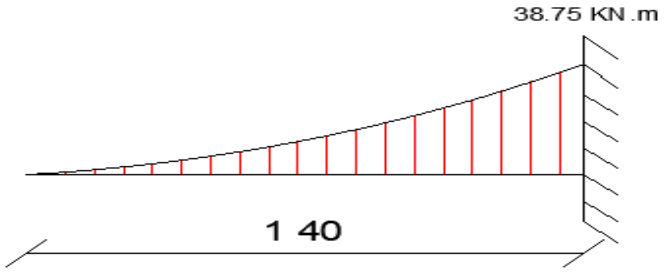


Figure III.21. Diagramme des moments de la console à l'E.L.U

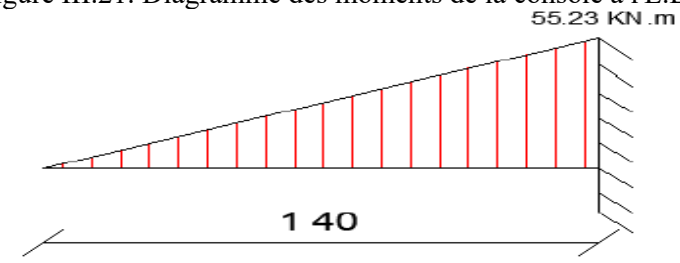


Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants de la console à l'E.L.U

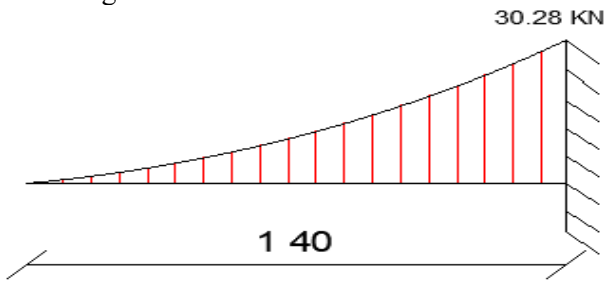


Figure III.23. Diagramme des moments de la console à l'E.L.S.

III.4.3.4. Calcul de ferraillage :

III.4.3.4.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.30. Sollicitations de la console

M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
-38.75	0	3.59	3HA14=4.62	3HA14=4.62

III.4.3.4.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

$$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad \text{Dans la zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Dans la zone courante}$$

Tableau III.31. La section d'armature transversale de la console

Espacements(cm)	Armatures	
10	$\emptyset(cm)$	$A_t(cm^2)$
	0.8	3HA8 = 1.51

III.4.3.4.3. Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.32. Vérification de la console à l'E.L.S

As1(cm^2)	As2(cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
4.62	4.62	30.28	5.56	15	CV

III.4.3.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'E.L.U :

Tableau III.33. Vérification des contraintes de cisaillement à l'E.L.U.

Section	T(kN)	τ(kN)	$\bar{\tau}$(kN)	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	55.23	0.57	3.33	CV

III.4.3.4.5. Vérification selon RPA99 version2003 :

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

$$A_{max} = 4\%b.h$$

Tableau III.34.Vérification de la console selon le RPA99 v2003.

$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
9.24	5.25	48	CV

III.4.3.5. Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{140} = 0.25 \geq 0.0625 & \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{140} = 0.25 \geq \frac{30.28}{10 * 30.28} = 0.1 & \text{CV} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{9.24}{30 * 32.5} = 0.0095 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{CV} \end{cases}$$

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

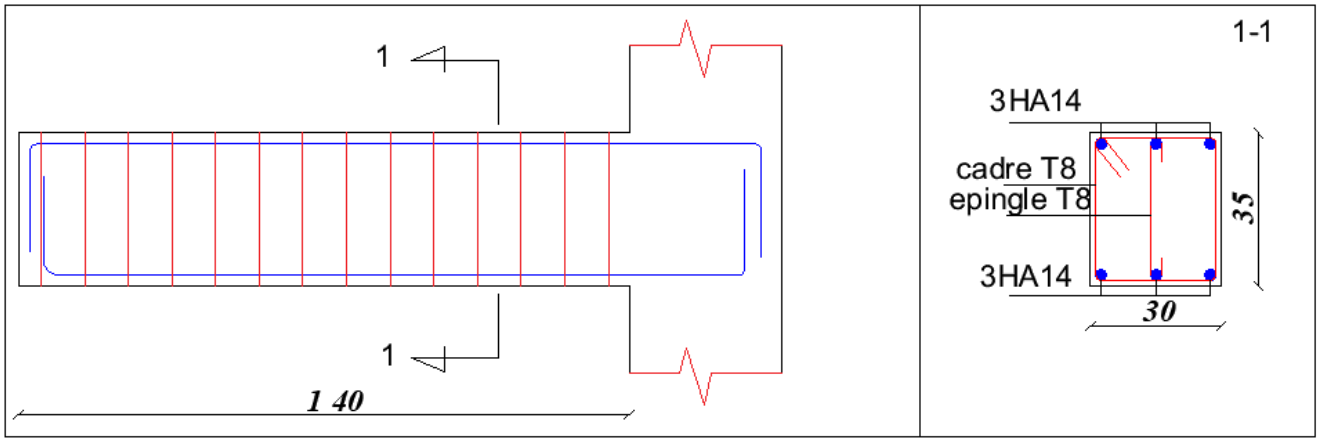


Figure III.24. Ferraillage de la console.

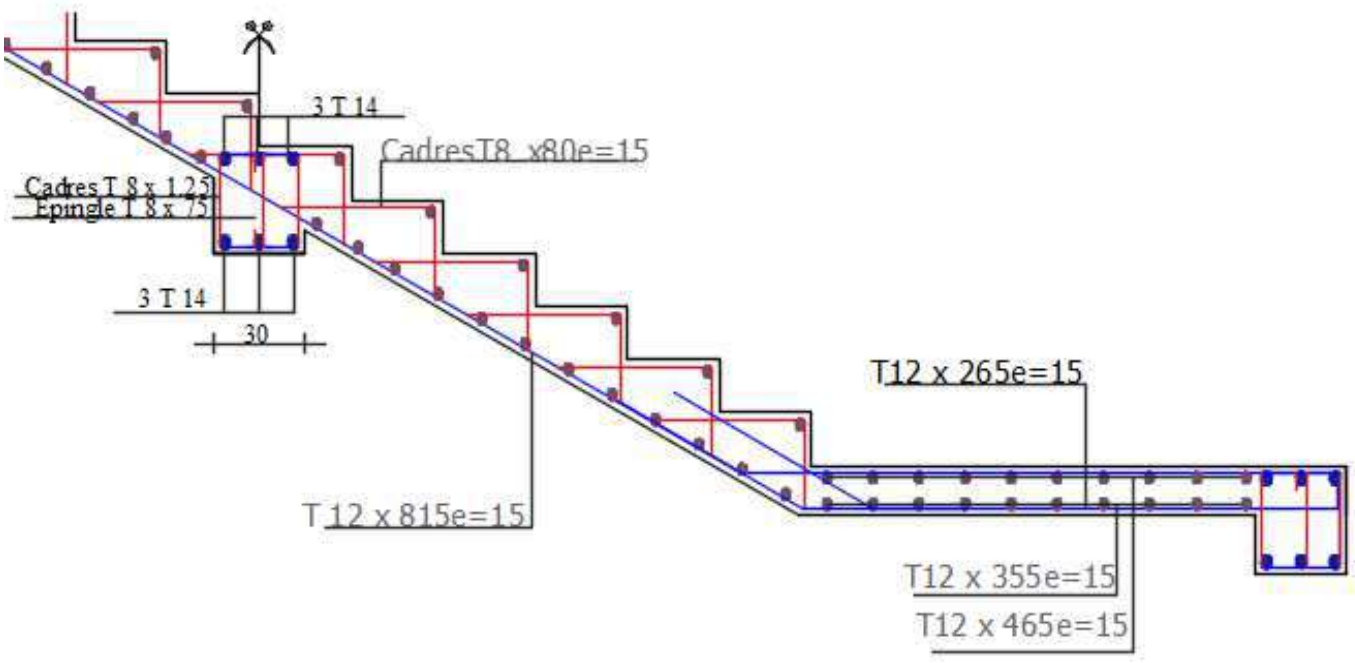


Figure III.25. Ferraillage d'escalier et la console.

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.2.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa, zone IIb (sismicité moyenne) selon la règle parasismique algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 03 niveaux ou 11 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 19.55m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.2.2. Modélisation

Nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

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

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

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

IV.2.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul (SAP 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1, IV 2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

IV.3.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

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

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion:

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

Avec :

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

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

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

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

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
	Poids (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	X_R(m)	Y_R(m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)
3.40	4986.180	16.597	8.530	16.605	8.132	1.001E+005	8.691E+004
6.63	4975.863	16.597	8.515	16.607	7.627	1.001E+005	8.691E+004
9.86	4907.323	16.596	8.505	16.608	7.416	1.001E+005	8.691E+004
13.09	4838.663	16.597	8.496	16.608	7.297	1.001E+005	8.691E+004
16.32	4776.915	16.598	8.483	16.610	7.209	1.001E+005	8.691E+004
19.55	3913.731	16.604	8.312	16.611	7.135	1.001E+005	8.691E+004

IV.3.3. Excentricité :

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

$$E_{X\,adm} = 15\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,adm} = 15\% * L_Y$$

Tableau IV.2.Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_y \leq E_{adm}$
3.4	0.008	5.05	**Oui**	0.398	2.79	**Oui**
6.63	0.010	5.05	**Oui**	0.888	2.79	**Oui**
9.86	0.012	5.05	**Oui**	1.089	2.79	**Oui**
13.09	0.011	5.05	**Oui**	1.199	2.79	**Oui**
16.32	0.012	5.05	**Oui**	1.274	2.79	**Oui**
19.55	0.007	5.05	**Oui**	1.177	2.79	**Oui**

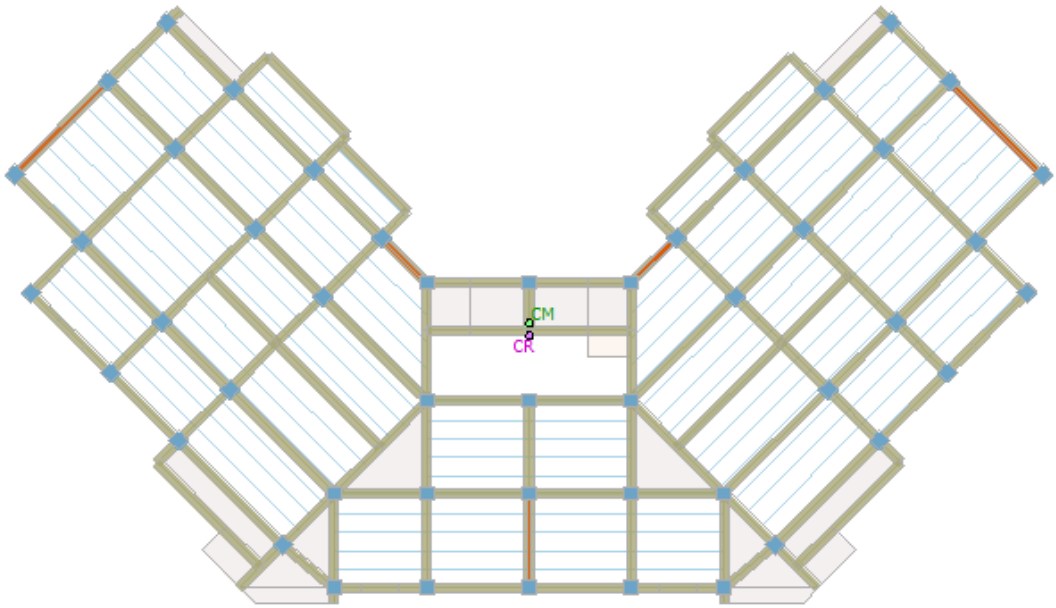


Figure IV.1. Centre de mass et centre de torsion..

IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.4.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIb, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre

Bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

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

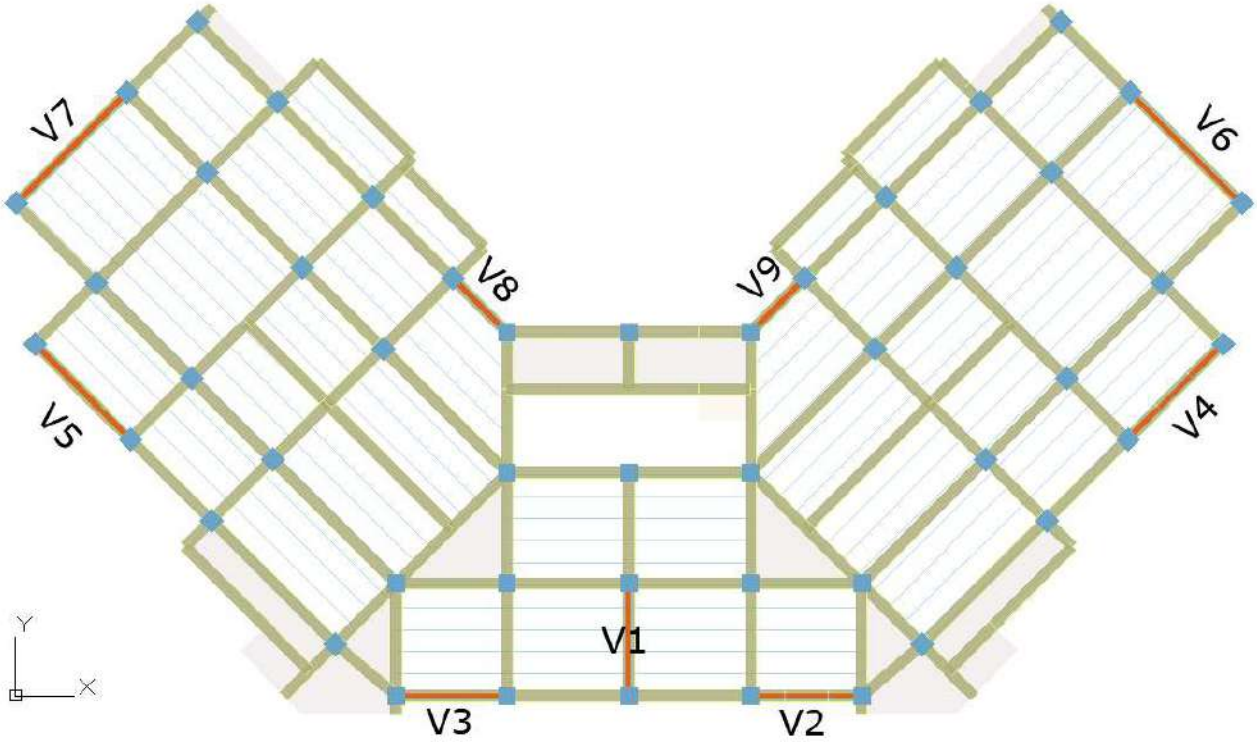


Figure IV.2. Disposition des voiles en 2D.

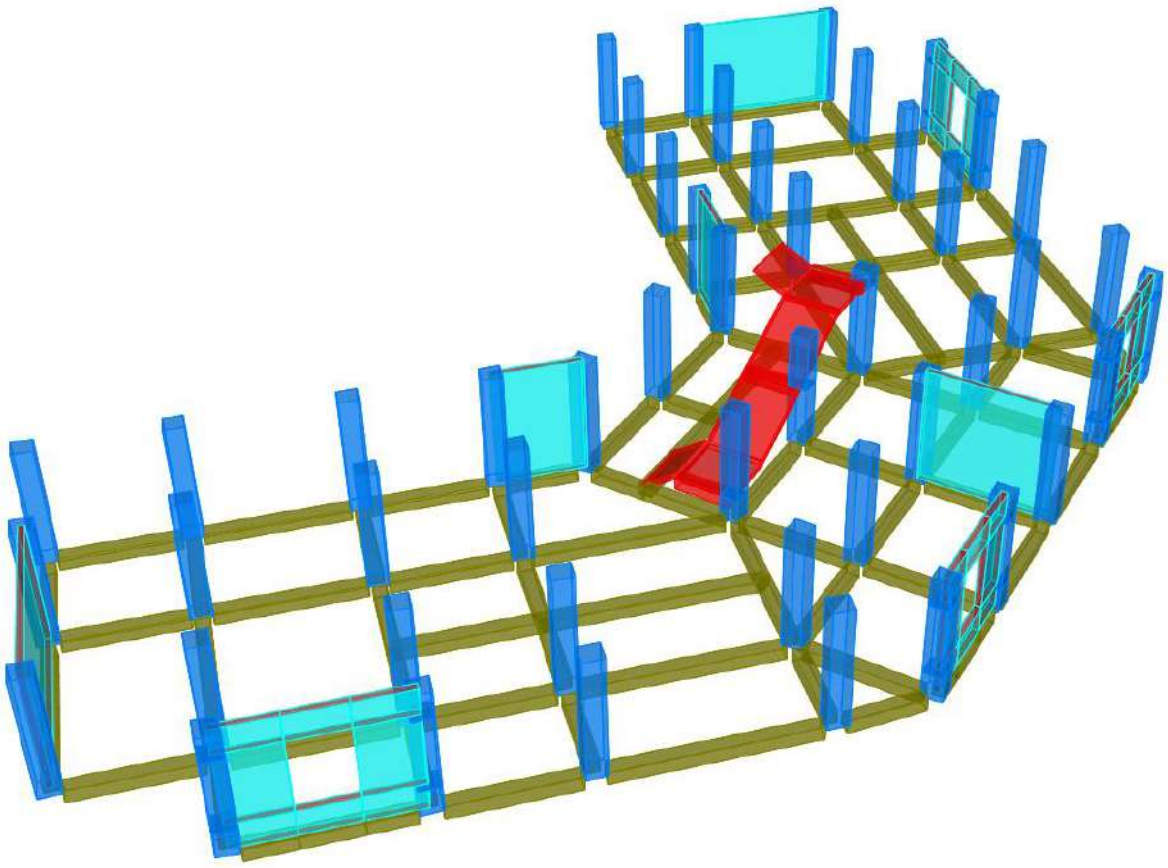


Figure IV.3. Disposition des voiles en 3D..

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

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" 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.4.3. Coefficient d'accélération A :

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

(Zone IIb, groupe d'usage 2) ⇒A=0.2

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

IV.4.5. Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R= 4

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)
19.55	80.082	19.918
16.32	82.993	17.007
13.09	83.635	16.365
9.86	85.462	14.538
6.63	85.844	14.156
3.4	86.329	13.671

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

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)
19.55	81.457	18.543
16.32	83.727	16.273
13.09	84.080	15.920
9.86	85.799	14.201
6.63	86.051	13.949
3.4	86.351	13.649

IV.4.6. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.5.Facteur de qualité.

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	1+0.1		1+0.1	
Q	**1.1**		**1.1**	

IV.4.7. Résultats de l'analyse dynamique :

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

1- **Analyse modale.**

Comportement modal.

Participation massique (dissipation d'énergie).

2- **Analyse statique et dynamique.**

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Vérification de la stabilité au renversement.

Vérification des déplacements inter-étage.

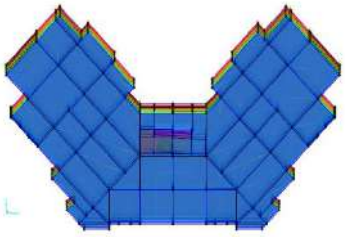
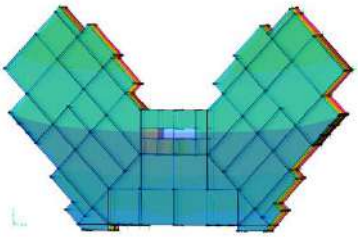
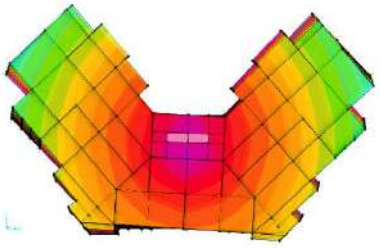
Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Vérification de l'effet P-Δ.

IV.5. ANALYSE MODALE :

IV.5.1. Comportement modal :

Tableau IV.6.Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0.444	0.415	0.327
Participation massique suivant X	0.01	71.90	0.65
Participation massique suivant Y	71.78	0.01	0.00
Participation massique suivant Z	0.00	0.83	69.73
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z

IV.5.2. Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.7.tableaux des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.444	0.444	0.011	71.784	0
2	0.415	0.859	71.912	71.798	0.831
3	0.327	1.186	72.56	71.798	70.561
4	0.121	1.307	72.603	90.207	70.562
5	0.118	1.425	90.457	90.248	71.02
6	0.084	1.509	90.927	90.248	90.717

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 6 modes avec un temps égale à « T=1.509 sec ».

IV.6. ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE :

IV.6.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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

Donc, il faut vérifier que :

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

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

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIb, Groupe 2) ⇒ A=0.2

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 3) ⇒ $T_2 = 0.5$ 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.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 19.55}{\sqrt{33.18}} = 0.305 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 19.55}{\sqrt{18.24}} = 0.412$$

$$\Rightarrow D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 28398.674\ \text{kN}$$

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)**
0.2	2.205	2.205	1.1	1.1	4	28398.674	3436.240	3436.240

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20 » sont :

$$E_{dx} = 3156.886\ \text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 3147.485\ \text{kN}$$

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

/	**V(kN)**	**E_d(kN)**	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	3436.240	3156.886	0.919	**CV**
Sens Y	3436.240	3147.485	0.916	**CV**

IV.6.2. 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.

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

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
3.4	4986.18	16953.01	16.597	8.530	160.080	149.825	544.271	509.406
6.63	4975.863	32989.97	16.597	8.515	311.510	291.555	2065.308	1933.008
9.86	4907.323	48386.2	16.596	8.505	456.889	427.622	4504.928	4216.351
13.09	4838.663	63338.1	16.597	8.496	598.073	559.762	7828.779	7327.283
16.32	4776.915	77959.25	16.598	8.483	736.134	688.979	12013.711	11244.136
19.55	3913.731	76513.44	16.604	8.312	722.482	676.201	14124.525	13219.736
Somme		**316139.981**			**41081.521**	**38449.920**	**471360.075**	**240801.154**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{471360.075}{41081.521} = 11.47 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{240801.154}{38449.920} = 6.26 \geq 1.5 \quad CV$$

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

IV.6.3. Vérification des déplacements inter-étage :

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 doit pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

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

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19.55	3.23	0.946	3.784	0.688	3.23	**CV**
16.32	3.23	0.774	3.096	0.72	3.23	**CV**
13.09	3.23	0.594	2.376	0.736	3.23	**CV**
9.86	3.23	0.41	1.64	0.688	3.23	**CV**
6.63	3.23	0.238	0.952	0.58	3.23	**CV**
3.40	3.4	0.093	0.372	0.372	3.4	**CV**

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

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19.55	3.23	1.124	4.496	0.844	3.23	**CV**
16.32	3.23	0.913	3.652	0.88	3.23	**CV**
13.09	3.23	0.693	2.772	0.896	3.23	**CV**
9.86	3.23	0.469	1.876	0.816	3.23	**CV**
6.63	3.23	0.265	1.06	0.672	3.23	**CV**
3.40	3.4	0.097	0.388	0.388	3.4	**CV**

IV.6.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit 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.13.Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d(kN)	B_c(cm^2)	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
5éme	35	35	143.06	1089	**G+Q+Edx**	0.053	CV
4éme	40	40	336.57	1444	**G+Q+Edx**	0.093	CV
3éme	40	40	536.46	1444	**G+Q+Edx**	0.149	CV
2éme	45	45	744.77	1849	**G+Q+Edx**	0.161	CV
1ier	45	45	953.17	1849	**G+Q+Edx**	0.206	CV
RDC	45	45	1157.67	1849	**G+Q+Edx**	0.250	CV

Remarque : les sections des poteaux que nous avons choisies dans le pré dimensionnement sont ne pas vérifier dans l'effort réduit, donc on a augmenté les sections des poteaux.

IV.6.5. Vérification de l'effet P-Δ :

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 ".

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
19.55	3913.73	0.68	0.84	764.04	761.77	323	0.011	0.013	**CV**
16.32	4776.91	0.72	0.88	778.48	776.16	323	0.014	0.017	**CV**
13.09	4838.66	0.74	0.89	632.48	630.59	323	0.018	0.021	**CV**
9.86	4907.32	0.69	0.82	483.17	481.73	323	0.022	0.026	**CV**
6.63	4975.86	0.58	0.67	329.43	328.45	323	0.027	0.031	**CV**
3.40	4986.18	0.37	0.39	169.29	168.78	340	0.032	0.034	**CV**

IV.7. VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES ELEMENTS :

IV.7.1. Les poutres :

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ **Fissuration peu nuisible**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x fc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable**.

Tableau IV.15. Vérification de cisaillement des poutres.

Section	Combinaison	Fissuration	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau_u}$(MPa)	Vérification
PP(30X40)	G+Q+Edx	Peu nuisible	119.76	1.06	3.26	**CV**
PS(30X35)	G+Q+Edx	Préjudiciable	78.12	0.80	3.26	**CV**

IV.7.2. Les poteaux :

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.

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

Tableau IV.16. Vérification de cisaillement des Poteau.

Poteau	H(cm)	Combinaison	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
35X35	0.93	G+Q+Edx	30.52	0.268	1.88	**CV**
40X40	0.51	G+Q+Edx	128.38	0.856	1	**CV**
45X45	0.51	G+Q+Edx	117.70	0.615	1	**CV**

IV.7.3. Les voile :

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 :

$$\tau = \frac{1{,}4|T_u|}{b.d} \qquad \bar{\tau} = 0{,}2\,.\,f_{c28}$$

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

IV.7.3.1. Suivant X (voile 0°) :

Tableau IV.17. Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Voile	b(cm)	d(m)	Combinaison	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
3B	15	3.00	G+Q+Edx	492.72	1.70	5	CV
2B	15	3.00	G+Q+Edx	488.44	1.69	5	CV

IV.7.3.2. Suivant Y (voile 90°) :

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

section	b(cm)	d(m)	Combinaison	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
1A	15	3.05	G+Q+Edy	729.91	2.48	5	CV

IV.7.3.3. Suivant X et Y (voile 45° et -45°) :

Tableau IV.19. Vérification de cisaillement des voiles suivant X et Y.

Voile	b(cm)	d(m)	Combinaison	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
4B	15	3.65	G+Q+Edx	561.25	1.59	5	CV
5B	15	3.65	G+Q+Edx	541.45	1.54	5	CV
6A	15	4.25	G+Q+Edy	914.63	2.23	5	CV
7A	15	4.25	G+Q+Edy	911.13	2.23	5	CV
8A	15	2.05	G+Q+Edx	369.91	1.86	5	CV
9A	15	2.05	G+Q+Edx	379.22	1.91	5	CV

IV.8. CONCLUSION :

D'après les résultats de l'analyse dynamique, les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.20. Les sections finales adoptées.

Niveau	Poteau(cm)	Poutre. Principale(cm)	Poutre. Secondaire(cm)
5éme	35X35	**30X40**	**30X35**
4éme	40X40		
3éme	40X40		
2éme	45X45		
1ier	45X45		
RDC	45X45		

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1. INTRODUCTION :

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

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

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

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

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

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	64.21	$1.35G + 1.5Q$	5.27	-131.99	$G + Q + E_y$	9.71
Poutres secondaires	30x35	15.15	$1.35G + 1.5Q$	1.36	-56.96	$G + Q + E_y$	4.618

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	5.27	9.71	$3HA14 + 1CH14 = 6.16$	$3HA14 + 4CH14 = 10.78$
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2), A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}(cm^2), A_{S2}(cm^2)$	
	4.618		$3HA14 = 4.62$	

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

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

Tableau V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Element	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$	$M_{a\,ser}$	σ_b	σ_s	σ_s'	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	(kN.m)		(MPa)			(MPa)			(MPa)		
Poutres principals	47.04	-49.76	T.F: Peu nuisible			T.F: Peu nuisible			15	201.63	**CV**
			6.27	/	/	5.57	/	/			
Poutres secondaries	10.93	-25.01	T.F: Préjudiciable			T.F: Préjudiciable			15	201.63	**CV**
			1.38	17.8	17.8	4.60	182.53	49.59			

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ RPA2003 (Art. 7.5.2.1).

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ CBA93 (Art. B. 6.4).

Tableau V.4.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	6.16	10.78	6	1.2	**CV**
Poutres secondaires	4.62	4.62	5.25	1.05	**CV**

V.2.3. Vérification de la flèche :

• Vérification de la flèche des poutres principales.

. Tableau V.5.Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Elément	A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	μ	$I_0(cm^4)$	λ_i	$f_i(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
Poutres principales	6.16	47.04	0.96	0.48	209400.61	3.84	2.7	8.5	**CV**
Poutres secondaires	4.62	10.928	0.95	0.00	138372.50	4.43	0.5	9.5	**CV**

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

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

Tableau V.6. Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	$V_{max}(kN)$	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	119.758	$G + Q + E_x$	1.064	4.35	**CV**
Poutres secondaires	30x35	78.128	$G + Q + E_x$	0.801	3.26	**CV**

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :

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

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

$$\text{Selon le RPA2003:} \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} & \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA93:} \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.7. La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
		CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
			ZN	ZC				
Poutres principales	0.990	33.75	10	20	10	15	0.90	4Ø8 = 2.01
Poutres secondaires	0.458	29.25	8.75	17.5	10	15	0.79	4Ø8 = 2.01

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

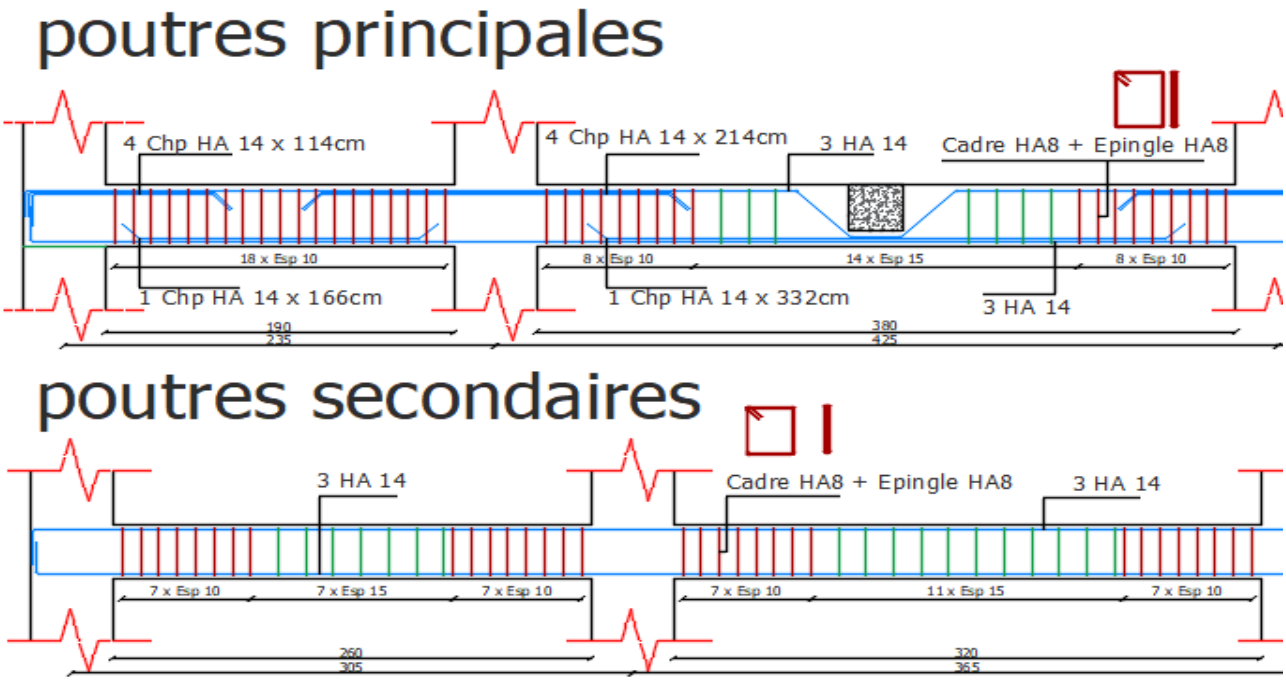


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

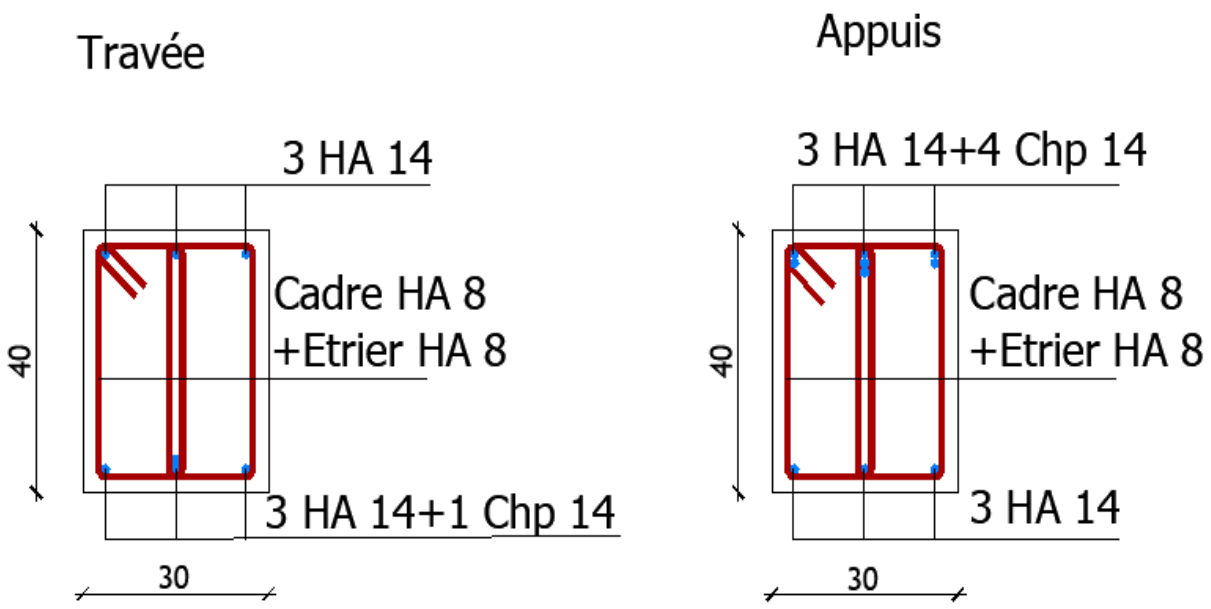


Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales.

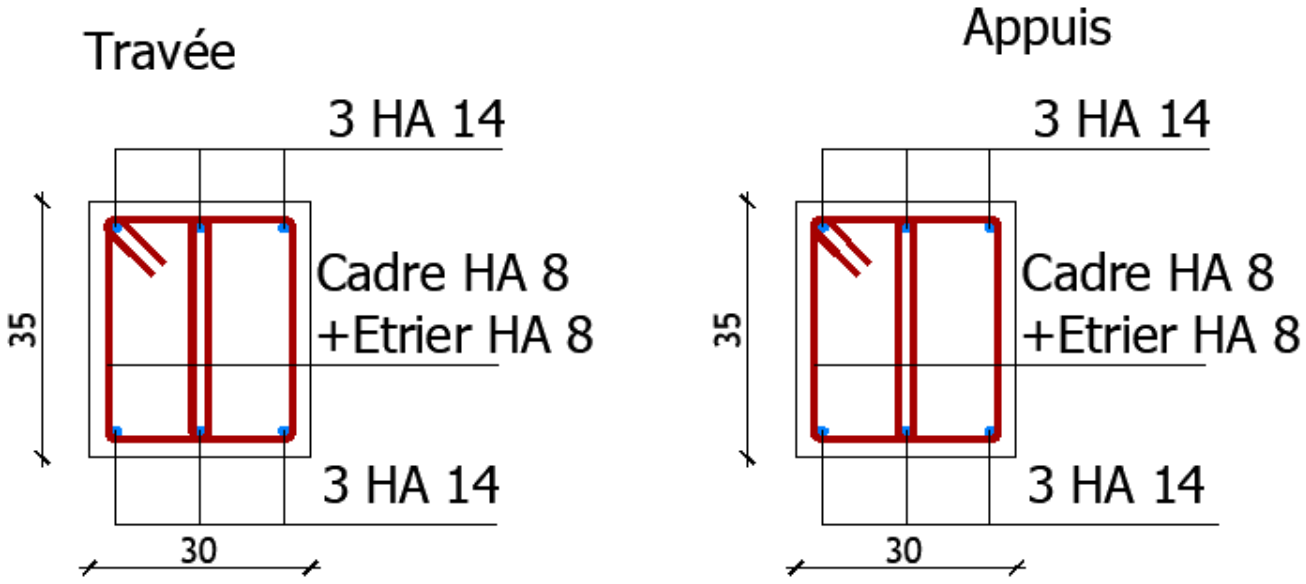


Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

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

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

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} et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspendent}$ et et $M_{y\ correspondant}$

- M_{max} et $M_{correspondant}$ et $N_{correspondent}$

Tableau V.6.La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Combinaison	Solicitations						$A_{calculée}$ (cm²)	A_{min}(RPA) (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC 1 er 2 eme	45x45	1.35G+1.5Q	N_{max}	-1342.16	$M_{x\,corr}$	36.29	$M_{y\,corr}$	-11.37	3.5	18.225	12HA14 = 18.47
		0.8G+Edy	N_{min}	29.801	$M_{x\,corr}$	/	$M_{y\,corr}$	/	10.63		
		1.35G+1.5Q	$M_{x\,max}$	-45.77	$M_{y\,corr}$	-1.70	N_{corr}	-471.7	3.5		
3 eme 4 eme	40x40	1.35G+1.5Q	N_{max}	-601.41	$M_{x\,corr}$	7.729	$M_{y\,corr}$	-0.352	3.2	14.40	12HA14 = 18.47
		0.8G+Edy	N_{min}	28.60	$M_{x\,corr}$	/	$M_{y\,corr}$	/	8.40		
		1.35G+1.5Q	$M_{x\,max}$	-42.44	$M_{y\,corr}$	1.39	N_{corr}	-197.8	3.2		
5eme	35x35	1.35G+1.5Q	N_{max}	-172.99	$M_{x\,corr}$	5.63	$M_{y\,corr}$	11.15	2.8	11.025	8HA14 = 13.57
		0.8G+Edy	N_{min}	19.53	$M_{x\,corr}$	/	$M_{y\,corr}$	/	6.43		
		1.35G+1.5Q	$M_{x\,max}$	-26.33	$M_{y\,corr}$	0.325	N_{corr}	-78.17	2.8		

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

Tableau V.7.Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Solicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
50x50	N_{max}	-981.86	$M_{x\,corr}$	26.451	$M_{y\,corr}$	-8.307	Peu nuisible	6.27	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-248.61	$M_{x\,corr}$	-10.04	$M_{y\,corr}$	-0.507	Préjudiciable	1.68	0.00	23.22	Vérifiée
	$M_{x\,max}$	-33.35	$M_{y\,corr}$	-1.244	N_{corr}	-345.77	Préjudiciable	3.47	3.75	45.47	Vérifiée
45x45	N_{max}	-439.99	$M_{x\,corr}$	-0.801	$M_{y\,corr}$	-0.260	Peu nuisible	2.49	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-105.11	$M_{x\,corr}$	-10.97	$M_{y\,corr}$	-0.508	Préjudiciable	1.50	4.64	18.91	Vérifiée
	$M_{x\,max}$	-30.94	$M_{y\,corr}$	1.008	N_{corr}	-145.06	Préjudiciable	4.00	53.50	44.88	Vérifiée
40x40	N_{max}	-126.75	$M_{x\,corr}$	4.115	$M_{y\,corr}$	8.157	Peu nuisible	1.31	/	/	Vérifiée
	N_{min}	-36.12	$M_{x\,corr}$	-10.21	$M_{y\,corr}$	-1.080	Préjudiciable	2.24	41.84	21.90	Vérifiée
	$M_{x\,max}$	-19.21	$M_{y\,corr}$	0.235	N_{corr}	-57.281	Préjudiciable	3.75	80.82	35.08	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, St \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

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

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet,

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.8.La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	St (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC+1ier	45x45	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
2éme+3éme+4éme	40x40	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
+5éme	35x35	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

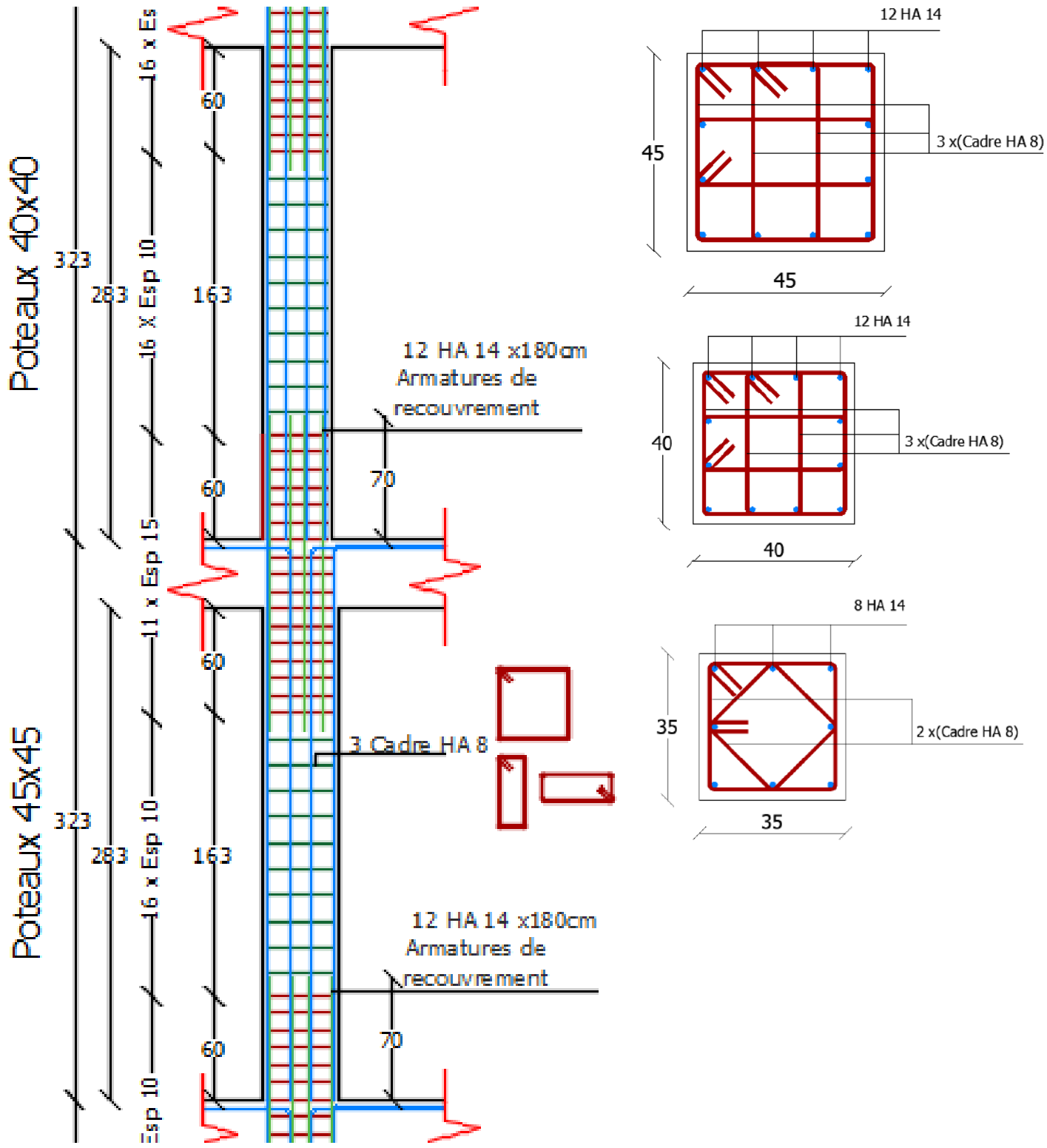


Figure V.4. Disposition des armatures pour les poteaux.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

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

Dans notre projet, on a 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.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

Les voiles pleines (les trumeaux) seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

- Les combinaisons de calcul :

Généralement les combinaisons accidentelles (G+Q±E) et (0.8 G±E)

- Les armatures verticales :

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normaux et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues aux charges verticales.

- Les sections minimales et maximales des armatures verticales :

Av =0.20% Bt	Bt : La section horizontale tendue du voile	► [Art 7.7.4.1] ◄ RPA 2003
Av =0.15% Bt	B : La section global du voile	► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003
Av =0.10% Bt	En zone courante.	► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

- Les armatures verticales : ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
  - **Espacement des armatures verticales :**

  Sv ≤ Min [1.5a; 30cm] ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

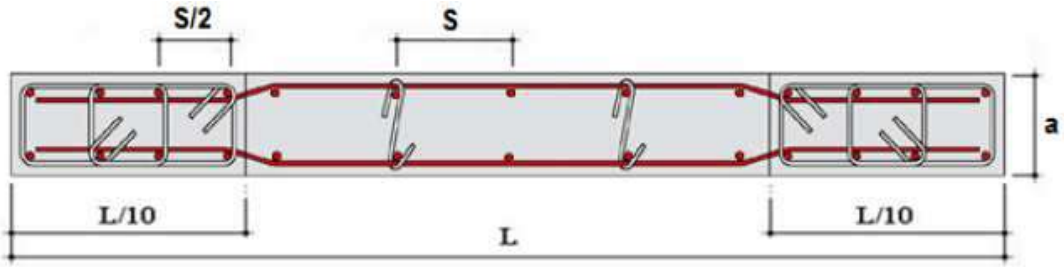


Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Les armatures horizontales :**
  - Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchants.
  - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

A_h=Max[$\frac{2}{3}A_v$; 0.15% a. he] ► [Art 2.233-b] ◄ DTR-BC-2.42

$\emptyset_h \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; $\frac{a}{10}$; $\emptyset$v]

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40cm] , $S_h \leq \frac{Ah.fe}{0.4a}$, $S_h \leq \frac{0.9\ fe}{\gamma s.a.\tau b}$

$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$, $S_h \leq \frac{Ahh}{0.003}$, $S_h \leq$ Min [1.5 a ; 30 cm]

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement égale à 50 $\emptyset$ en zone IIb.

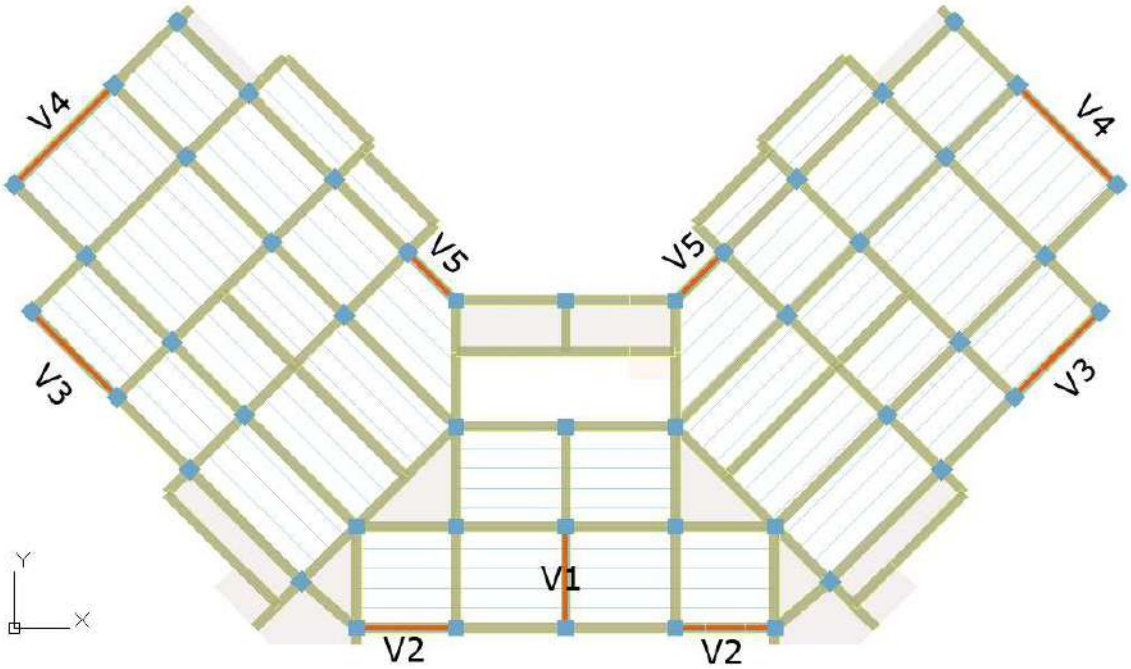


Figure V.6. Disposition des voiles.

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

Tableau V.9. Les armatures verticales des voiles pleines (les trumeaux) calculé.

Voile	L (cm)	a (cm)	$\frac{L}{10}$ (cm)	N (KN.m)	M (KN)	As zone extrémité (cm²)		As zone courant min (cm²)
1A	350	15	45	732.130	2638.89	**12.23**	**0.00**	**5.25**
2A	112.5	15	45	-207.040	121.732	**5.57**	**0.00**	**1.69**
3A	145	15	45	-259.904	191.399	**6.89**	**0.00**	**2.17**
4A	470	15	47	465.038	4494.415	**20.78**	**0.00**	**7.05**
5A	250	15	45	383.906	929.799	**5.36**	**0.00**	**3.75**

Tableau V.10.Les armatures verticales des voile pleines choisi

Voile	As zone extrémité (cm²)		St zone extrémité (cm)	As zone courant (cm²)	St zone courant (cm)	Av global (cm²)
1A	2x(4 HA 14) = 12.32	2x(4 HA 14) = 12.32	10	2x(13 HA 8)= 13.07	20	37.70
2A	2x(4 HA 14) = 12.32	2x(4HA14) =12.32	10	2x(1 HA 14)= 3.08	20	27.71
3A	2x(4 HA 14) = 12.32	2x(4HA14) =12.32	10	2x(3 HA 8)= 3.02	20	27.65
4A	2x(6 HA16) = 24.13	2x(6 HA16) = 24.13	6	2x(31 HA 8)= 31.16	12	79.42
5A	2x(4HA14) =12.32	2x(4HA14) =12.32	10	2x(8 HA 8)= 8.04	20	32.67

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.11.Vérification des contraintes des voiles

Voile	N (KN.m)	M (KN)	AS (cm²)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)	Vérification Oui/Non
1A	830.952	2.493	24.63	**1.49**	**22.27**	15	201.63	**Oui**
2A	149.370	10.321	24.63	**0.94**	**13.77**	15	201.63	**Oui**
3A	164.178	9.758	24.63	**0.72**	**10.75**	15	201.63	**Oui**
4A	743.299	2.453	48.26	**0.96**	**14.39**	15	201.63	**Oui**
5A	637.030	27.131	24.63	**1.69**	**25.09**	15	201.63	**Oui**

V.4.1.3. Armatures horizontales :

Tableau V.14.Les armatures horizontales des voiles

Voile	As horizontale Calculé (cm²)	As horizontale Choisi (cm²)	Espacement (cm)
1A	25.10	2x(30 HA 8)= 30.16	10
2A	18.47	2x(21 HA 8)= 21.11	15
3A	18.43	2x(21 HA 8)= 21.11	15
4A	52.95	2x(30 HA 12)= 67.86	10
5A	21.78	2x(31 HA 8)= 31.16	10

V.4.1.4. Epingles :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art 7.7.4.3), dont le diamètre des armatures$\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1.4 V_u$$

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

On 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 :

On doit 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 :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\overline{V} + (A_t * f_e)}$$

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

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

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 :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

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

V.4.2.2.1. Aciers diagonaux :

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

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} ; \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

V.4.2.2.2. Armatures longitudinales :

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

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

V.4.2.2.3. Armatures transversales :

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

V.4.2.2.4. Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

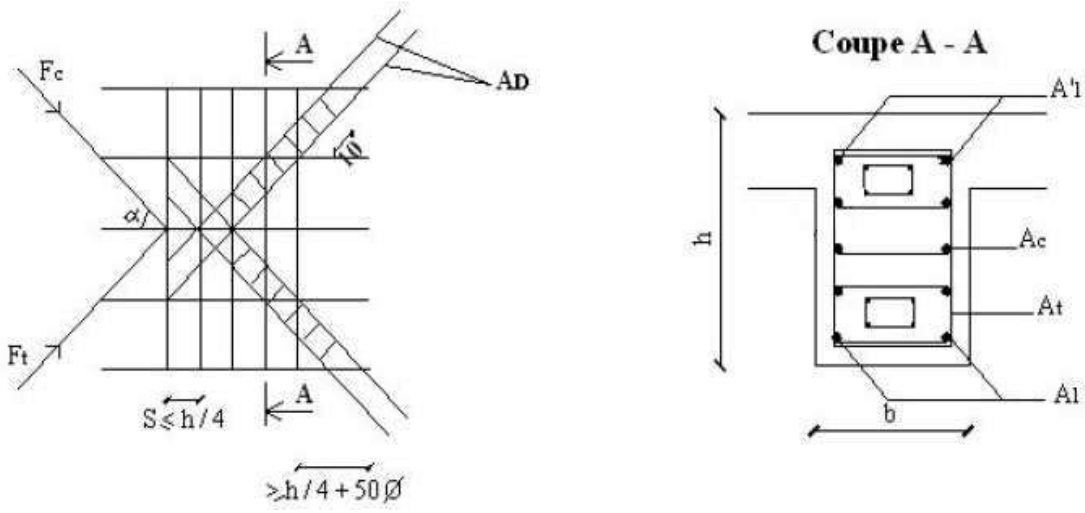


Figure V.5.Armatures de linteaux.

V.4.3. Les résultats de calcul Ferraillage des linteaux :

Tableau V.15.Choix de la méthode de calcul.

Linteaux	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
1	2	15	160	120	549.49	**3.56**	326.94	**Traction/compression**
2-4	2	15	183	120	495.12	**2.81**	294.39	**Traction/compression**
5	2	15	183	120	172.96	**0.94**	112.11	**Flexion simple**

Tableau V.16.La section d'armatures des linteaux

Linteaux	A calculé(cm²)				A choisie(cm²)					
	Ad	Al	At	AP	Ad	Al	At	S_T	AP	S_T
1	8.46	3.60	0.56	4.80	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA12) =4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(8HA8) =8.04	15
2-4	7.31	4.12	0.56	5.49	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA12) =4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(9HA8) =9.05	15
5	/	2.20	1.01	5.49	/	2x(2HA12) = 4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(9HA8) =9.05	15

Tableau V.17.Choix de la méthode de calcul.

Linteaux	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
1	3	15	160	120	532.985	**3.45**	225.02	**Traction/compression**
2-4	3	15	183	120	507.75	**2.88**	213.33	**Traction/compression**
5	3	15	183	120	221.79	**1.26**	87.62	**Flexion simple**

Tableau V.18.La section d'armatures des linteaux

Linteaux	A calculé(cm²)				0A choisie(cm²)					
	Ad	Al	At	AP	Ad	Al	At	S_T	AP	S_T
1	8.20	3.60	0.56	4.80	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA12) =4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(8HA8) =8.04	15
2-4	7.50	4.12	0.56	5.49	2x(4HA12) =9.05	2x(2HA12) =4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(9HA8) =9.05	15
5	/	2.20	1.01	5.49	/	2x(2HA12) = 4.52	(2HA8) = 1.01	20	2x(9HA8) =9.05	15

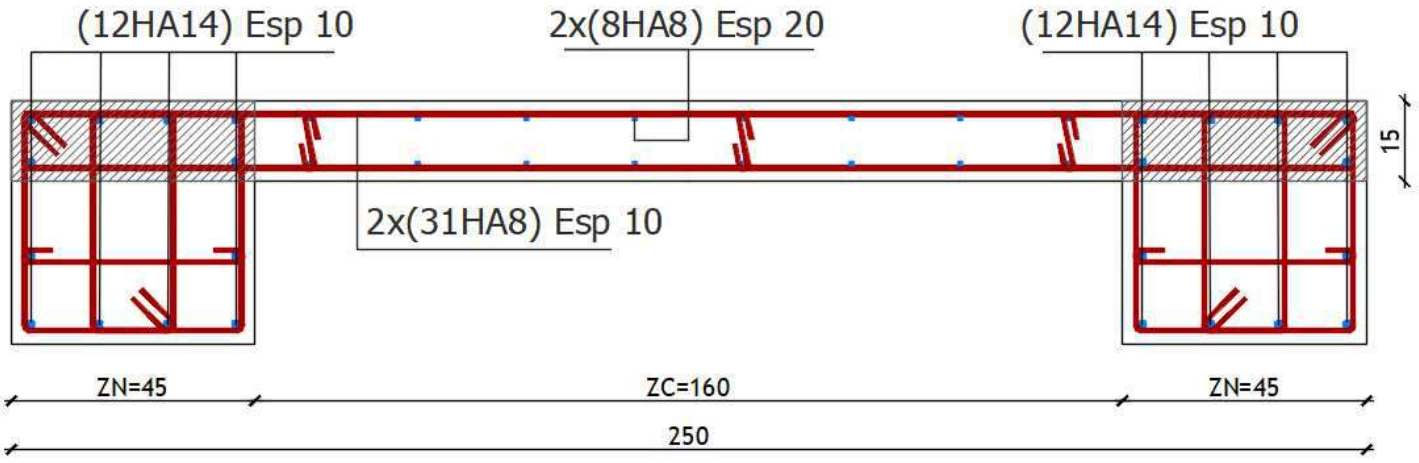


Figure V.7. Ferraillage de voile V5.

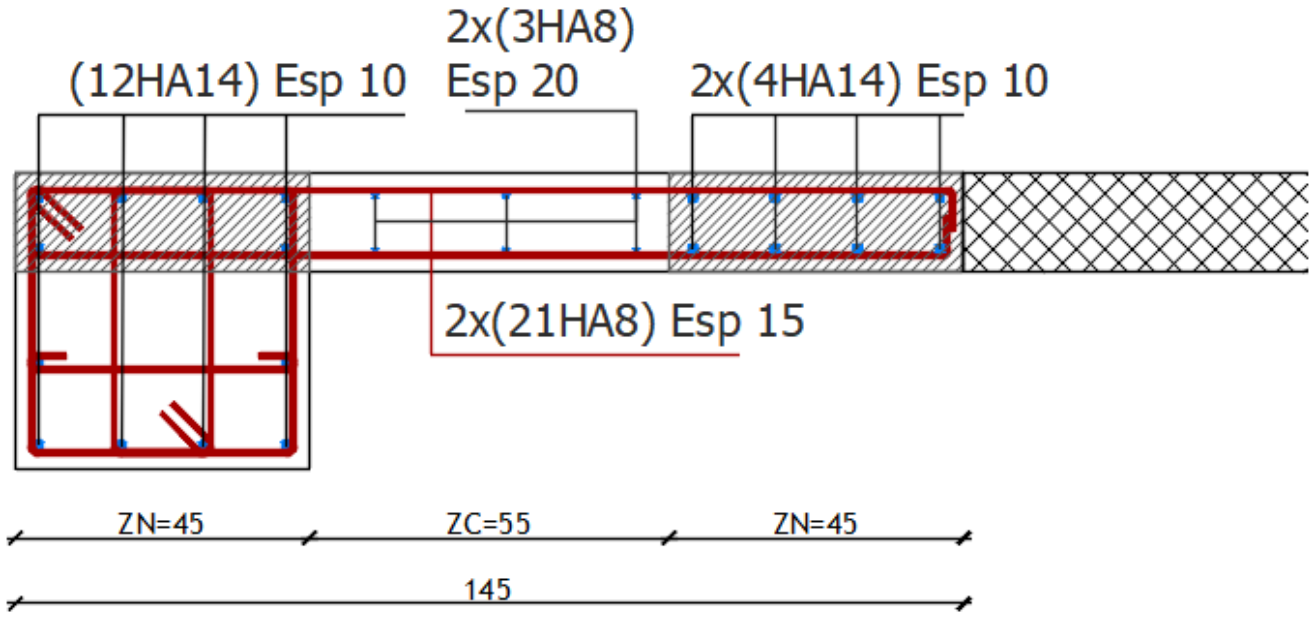


Figure V.8. Ferraillage de trumeaux V3.

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 l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}3 \text{ bar}$$

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 axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles :

- **Méthode de calcul**

  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 àla 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 puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra : $e \geq 6\emptyset + 6$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar = 0.2MPa \quad , \quad a = b = 45cm \quad , \quad c = 3cm$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	978.49	-14.30	10.90	2.21	2.21	2.5	2.5	50
S2	777.30	1.11	-3.67	1.97	1.97	2.2	2.2	45
S3	555.37	17.88	-1.72	1.67	1.67	2	2	40

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

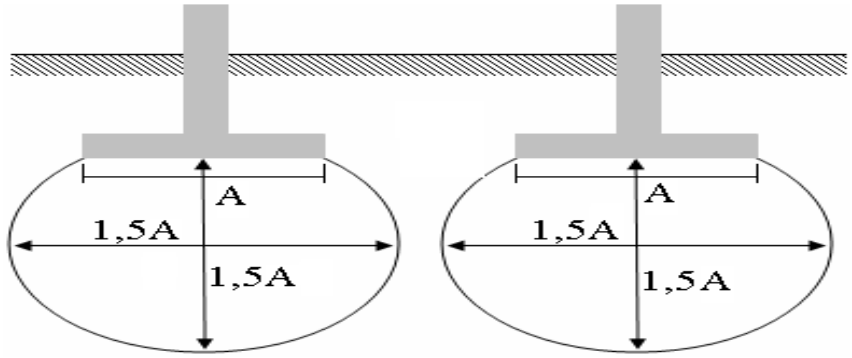


Figure VI.1.Les bulbe de pression sous la semelle.

La Figure suivant présentées interférences entre les bulles de pression (chevauchement) :

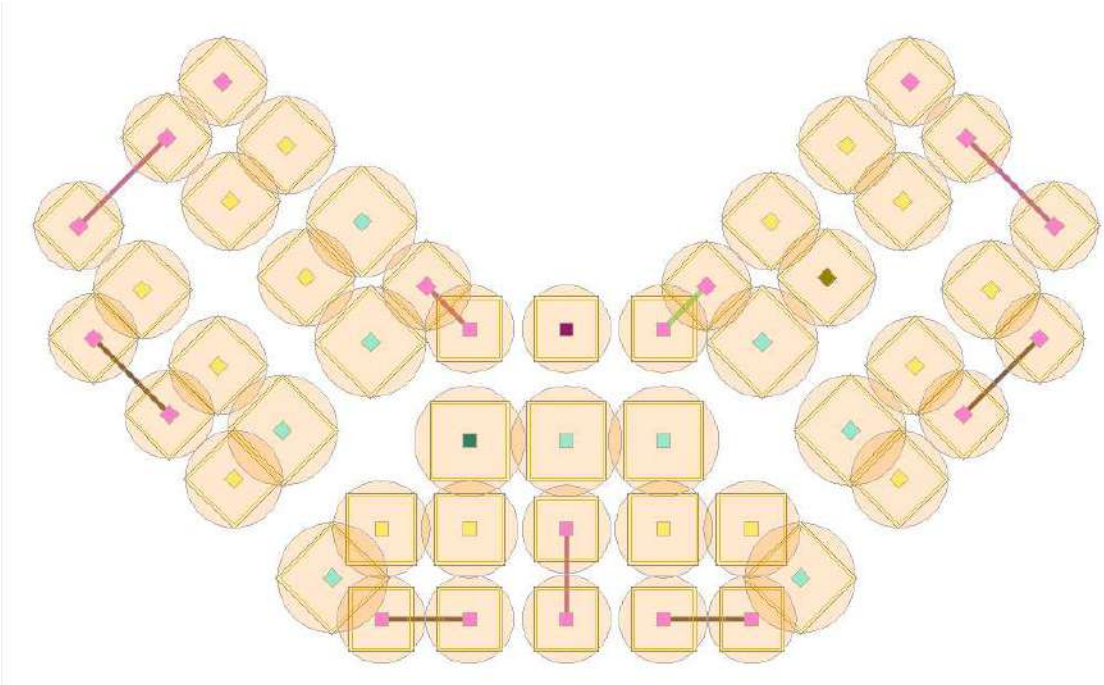


Figure VI.2.chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

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

VI.4.2. Semelle filante (continue) :

On a 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 ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

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

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S.F.1	5.05	1180.18	2.0	1.5	29.25	30
S.F.2	41.95	7749.02		1.5	29.25	30
S.F.3	32.35	7310.71		1.5	29.25	30
S.F.4	37.00	7637.05		1.5	29.25	30
S.F.5	43.20	7758.935		1.5	29.25	30
S.F.6	6.25	996.98		1.5	29.25	30

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

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)	Somme (kN)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S.F.1	1180.18	56.81	13.67	15.44	184.07	7.575	1450.17	1.91	2.00	**Vérifiée**
S.F.2	7749.02	471.71	88.85	67.33	1528.35	62.89	9905.45	1.57		**Vérifiée**
S.F.3	7310.71	363.60	75.18	20.91	1178.06	48.48	8948.46	1.85		**Vérifiée**
S.F.4	7637.05	416.25	75.18	/	1348.65	55.5	9477.13	1.71		**Vérifiée**
S.F.5	7758.935	486.00	88.85	/	1574.64	64.8	9708.42	1.50		**Vérifiée**
S.F.6	996.98	70.20	13.67	21.47	227.45	9.36	1329.77	1.42		**Vérifiée**

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondation (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)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S.F.1	1520.50	-1.32	0.09	1.5	37.50	**Vérifiée**
S.F.2	7903.22	150.20	1.9	1.5	37.50	
S.F.3	7310.71	81.76	1.12	1.5	37.50	
S.F.4	4418.82	88.00	1.99	1.5	37.50	
S.F.5	4390.71	51.02	1.16	1.5	37.50	
S.F.6	1235.43	24.07	1.95	1.5	37.50	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

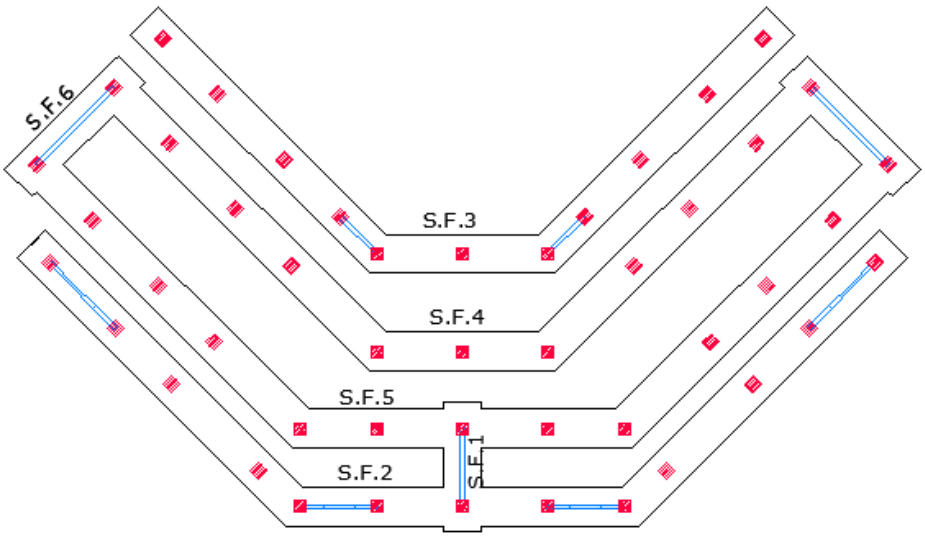


Figure VI.3.Les dimensions finales des semelles filantes

VI.4.2.4. Calcul de Ferraillage :

VI.4.2.4.1. 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 (A_b) 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, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.5.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.1	441.63	0.07	0.02	25.00	Diagramme trapézoïdal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

Tableau VI.6.Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.1	441.63	0.07	1.5	5.30	7 HA 12=7.92	15	8HA12=9.05	20

VI.4.2.4.2. Sous plusieurs poteaux :

Le calcul de ferraillages 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 a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.7.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F.4	2240.26	3.07	0.14	30.00	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des moments à l'ELU

Tableau VI.8.Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN)	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)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.4	1595.12	14.94	4.03	1.5	19.61	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15	6HA12=6.79	20

VI.4.2.5. 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 prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

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.9.Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}l_e$
S.F4	45	4.75	68.15	85	5.53	Vérifiée

✓ Donc la section de la poutre de libage : 45x85 cm².

- **Longitudinalement**

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 :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.10.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P. libage	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)
S.F.4	35.5	7637.05	416.25	75.18	1348.65	309.7	2.21	1.71	331.5	256.5

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.11.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)
-572.38	604.22	863.11	--395.97	467.52

VI.4.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.12.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

P. libage		M_u (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S.F.4	Travée	604.22	22.934	0,00	**4HA16+8ChHA16=24.13**
	Appuis	-572.38	21.624	0,00	**4HA16+8ChHA16=24.13**

VI.4.2.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.13.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.F.4	Travée	467.52	24.13	8.04	8.65	201,63	117.94	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-395.97	8.04	24.13	8,30	201,63	101.76		

VI.4.2.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage :

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{863.11 \times 1000}{450 \times 825} = 2.34\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.4.2.5.4. Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P. libage	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)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S.F.4	863.11	2.34	40	0.67	15	40	1.35	10	15	4HA8=2.01

VI.4.2.5.5. Armatures de peau selon :

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ \text{cm}^2, \text{donc on adopte } 4\text{HA}12 = 4{,}52\ \text{cm}^2.$$

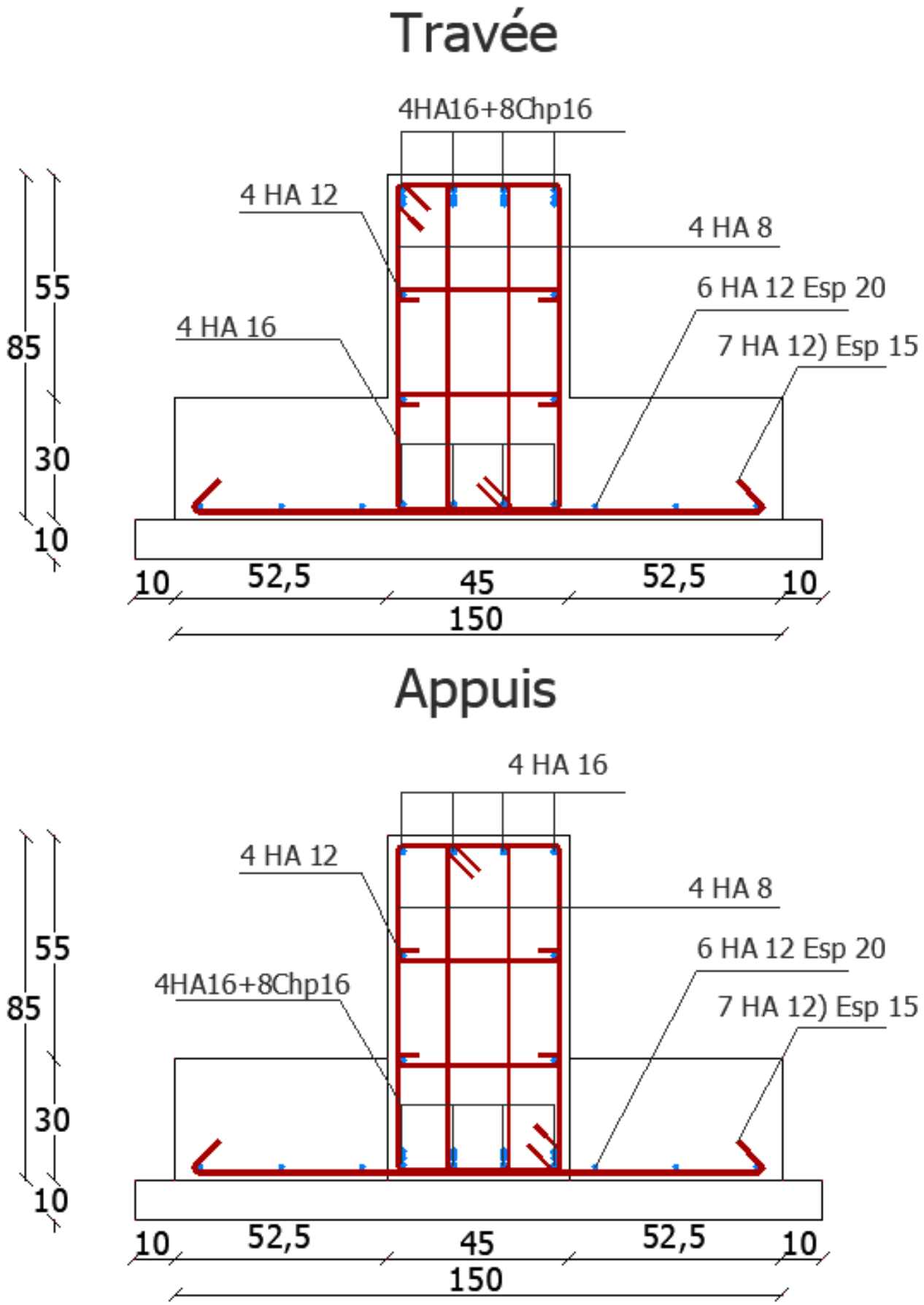


Figure VI.4: Le ferraillage de Libage et semelles filantes sous poteaux

VI.4.3. Ferraillage des longrines :

- ✓ Les points d'appuis 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'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 : 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'appuis solidarisés.

$$\text{La section choisie : } 30 \times 35\ cm^2 \quad ; \quad \alpha = 10\ (\text{Zone IIb, S3})$$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants :

Tableau VI.15.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× 35	1441.95	144.20	4.15	**6HA12= 6.79**	0.90	5.40	**Vérifiée**

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.16.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)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×35	1054.74	105.47	6.79	155.33	201,63	**oui**

VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales :

Tableau VI.17.alcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)
12	4,00	8	2HA8=1.01	15

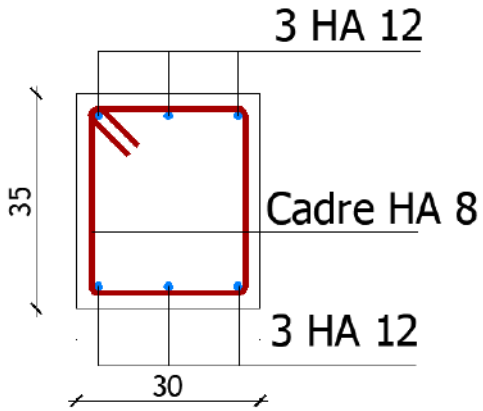


Figure VI.5. Ferraillage de la longrine.

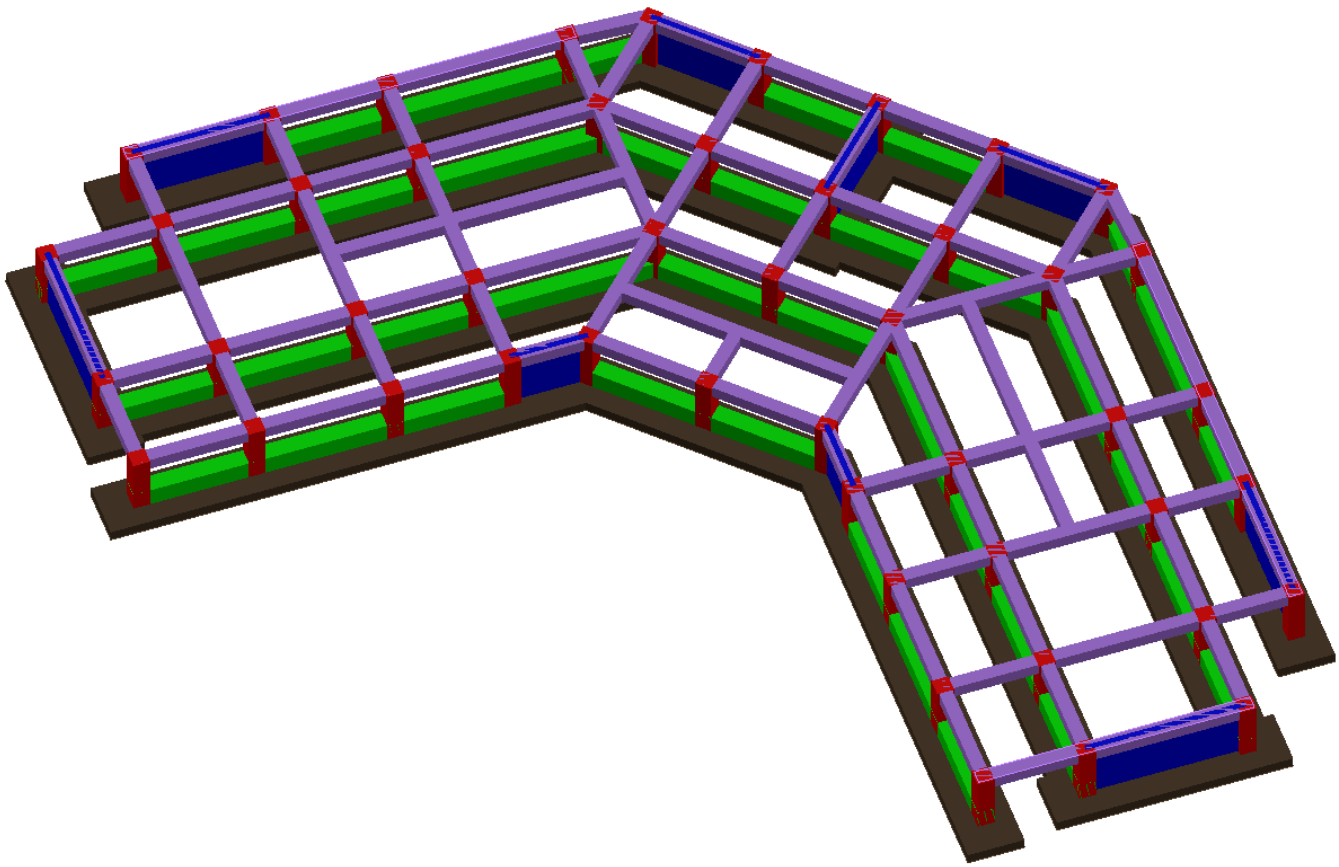


Figure VI.6. Schéma 3D des éléments d'infrastructure

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique), en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec le diamètre adopté (HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : **la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.**

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

📖 Livre Sanglerat.G Cours pratique de mécanique des sols.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2020.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.