REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Conception et étude d'un bâtiment à l'usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 7 étages

---

Présenté par

KHERRAZ Mohamed

MAIZI Kamel

Dirigé par

Mohamed Amine TOUZOUT

Promotion Juin 2024

Dédicace

J'ai le plaisir de dédier ce travail à tous ceux qui de près ou de loin m'ont aidé à sa réalisation.

A mes chers parents …
Pour leur générosité et leur présence permanentes.
A ma famille …

A Mohamed Amine TOUZOUT
Pour leur aide et leur soutien durant toute cette période de préparation de projet.

A mes frères et mes sœurs
A mes amis ……..

KHERRAZ Mohamed / MAIZI Kamel

REMERCIMENT

Tout d'abord, je remercie Dieu qui m'a inspiré patience et force pour réaliser ce travail, et je remercie ma famille pour ses encouragements et son aide depuis le début de mes études jusqu'à l'endroit où je suis aujourd'hui, et bien sûr je n'oublie pas de remercier Mohamed Amine TOUZOUT pour son aide et ses conseils tout au long de la période de ce projet, Je remercie également les membres du jury.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير المواقع على السلوك الزلزالي لمبنى سكني يقع في والية الجزائر باستخدام الطريقة الديناميكية الطيفية. تم استخدامه SAP 2000 V21 لدراسة وتحليل الاستجابة الزلزالية للهيكل. يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة أعمدة وروافد مدعمة بجدران خرسانية مسلحة. تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقًا للأنظمة الجزائرية المعمول بها (CBA93 ، RPA99) .

الكلمات المفتاحية: هيكل، تسليح، خرسانة مسلحة، أساس، دراسة زلزالية

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier l'influence des sites sur le comportement sismique d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans la Wilaya d'Alger en utilisant la méthode dynamique modale spectrale. SAP 2000 V21 a été utilisé pour étudier et analyser la réponse sismique de la structure. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par 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 (CBA93 et RPA99).

Mots clés: structure, ferraillage, béton arme, fondation, étude sismique

Abstract

The objective of this project is to study the influence of sites on the seismic behavior of aresidential building located in the Wilaya of Algiers using the spectral modal dynamic méthode. SAP 2000 V21 was used to study and analyze the seismic response of the structure.The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by gantries braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99).

Key words: structure, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study

SOMMAIRE

Remerciement Résume

Liste de figure Liste des tableaux Notation

Introduction général

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

I .1.Introduction 1
I .2.Caractéristique géométrique de l'ouvrage 1
I 2.1. Dimensions en plan du bâtiment 4
I 2.2Dimensions en élévation du bâtiment 4
I .3.Caracteristiques structurelles 4
I 3.1. Système de contreventement 4
I 3.2. Plancher 4
I .3.3. Maçonnerie 4
I .3.4. Les escaliers 4
I .3.5. Revêtement 4
I .3.6. L'acrotère 5
I .3.7. L'infrastructure 5
I.4.Caracteristiques mécaniques des materiaux 5
I.4.1. Béton 5
I .4.2 Acier 6
I .4.2.1. Types d'acier 6
I .4.2.2. Caractéristique mécanique d'acier 6
I .5.Conclusion 7

CHAPITRE II pré dimensionnement

II. 1. Introduction 8
II.2. Les Plancher 8
II.2.a. plancher a corps creux 8
II.2.b. Dalle pleine**:** 9
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation 9
II.3.1. Plancher corps creux 9
II.3.2. Dalle pleine 10
II.3.3. Maçonnerie 11
II.4. Les poutres 12
II.4.1. Prédimensionnement 12
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 13
II.4.3. Poutres principales 13
II.4.4-Poutres secondaires 13
II.4.5 Conclusion 14
II.5. Les poteaux 14
II.5.1. Etapes de prédimensionnement 14
II.5.2. Détermination des charges et surcharges 15
II.5.2.1.Descente des charges 16
II.5.2.2.Détermination des charges d'exploitation« DTR B.C 2.2.Art 6.3» 17
II.5.2.3. Calcul de la capacité portante (***N***) 18
II.5.2.4. Vérification de la capacité portante 18
II.5.2.5. Vérification vis-à-vis du « RPA99version2003 Art 7.5.1» 19
II.6. Les voiles 19

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 20
III.2. L'Acrotère 20
III.2.1. Dimensionnements 20
III.2.2. Evaluation des charges 21
III.2.3. Calcul des sollicitations 21
III.2.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 21

III.2.5. La vérification des contraintes à l'ELS 22
III.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement 23
III.2.7. Détails de ferraillage de l'acrotère 23
III.3.Les escaliers 24
III.3.1. Dimensionnement 24
III.3.1.2 Evaluation des charges et surchages 25
III.3.1.2.1 Charges permanentes 25
III.3.1.2.2 Charges d'exploitation 26
III.3.2. Détermination des sollicitations 26
III.3.3. Détermination des efforts 26
III.3.4. Ferraillage des escaliers 29
III.3.4.6. Ferraillage (Escalier, volée) 31
III.4. Poutre paliere et console 32
III.4.1. Pré dimensionnement 32
III.4.1.1. Charges revenant a la poutre 33
III.4.1.2. Evaluation des charges 33
III.4.1.3. Calcul des efforts internes 34
III.4.1.4. Calcul de ferraillage 35
III.4.1.2. Charges revenant a la console 36
III.4.1.2.4. Calcul de ferraillage 38
III.5. Calcul des Planchers 40
III .5.1. Introduction 40
III .5.2.Plancher à corps creux 40
III .5.3. La dalle de compression 40
III.5.3.1 Ferraillage de la table de compression 41
III .5.4. Les Poutrelles 41
III.5.4.1.1. Charge et surcharge 42
III.5.4.2.3. Calcule du ferraillage 48
III.5.4.2.3.2. Condition de non fragilité (cba 93) 49
III.5.4.2.3.6 Vérification préliminaire de la flèche 51
III.6.Dalle pleine 52
III .6.2. Méthode de calcul 52
III .6.3. Principe de calcul 53
III.6.4 évaluation des charges 54

III .6.4.4 planché de la dalle pleine....56
III.6.4. Ferraillage des dalles pleines....59

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

IV.1. Introduction....60
IV.2. Caracteristiquesgeometriques de la structure....60
IV.2.1. Centre de masse....61
IV.2.2. Centre de torsion....61
IV.3. Disposition des voiles....61
IV.3.1. Voile périphérique (niveau sous-sol)....61
IV.3.2. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement....62
IV.4. Calcul d'excentricité....63
IV.4.1. Dimension de bâtiment....63
IV.4.2. Centre de masse et centre de rigidité....63
IV.4.3. Excentricité....63
IV.4.4. Excentricité admissible :....64
IV.5. Choix de la methode de calcul« RPA99V2003 Article 4.1.2 »....65
IV5.1. Introduction....65
IV.5.2. Modélisation«RPA99V2003 Article 4.3.2.B»....65
IV.5.3. Le spectre de réponse de calcul« RPA99V2003 Article 4.3.3 »....65
IV.5.4. Résultats de l'analyse dynamique....68
IV.5.4.1 Analyse modale« Art 4.3.4 RPA99v2003 »....68
IV.5.4.1.1 Comportement modal....68
IV.5.4.1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)....68
IV.5.4.2 Analyse statique et dynamique....69
IV.5.4.2.1Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul RPA99v2003 Art4.3. .69
IV.5.4.3 Vérification de la stabilité au renversement....71
IV.5.4.4 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »....72
IV.5.4.5 Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »)....72
IV.5.4.6 Vérification du cisaillement des éléments secondaires....74
IV.5.4.6.1 Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »....74
IV.5.4.6.2 Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »....74
IV.5.4.6.3 Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »....75
IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »....76

IV.5.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 » 77
IV.6 Conclusion 79

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistant

V.1 Introduction : 80
V.2 Ferraillage des poutres 80
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres 80
V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS 82
V.2.1.2Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 82
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres : 83
V.2.3. Vérification de la flèche a L'ELS : 83
V.2.4 Coupe de ferraillage des poutres : 84
Les poutres principales : 84
V.3 Ferraillage des poteaux 85
V.3.1 Armatures longitudinales : 85
V.3.1.1 Recommandations sur le ferraillage minimal 85
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 86
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS 87
V.3.2 Armatures transversales : 87
V.3.3 Coupe de ferraillage des poteaux : 89
V.4. Ferraillage des voiles 90
V.4.1 Ferraillage des trumeaux 90
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales 90
Vérification des contraintes normales à L'ELS 92
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 93
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 93
V.4.2. Coupe de ferraillage des voiles 94
V.5. Conclusion : 94

CHAPITRE VI Etude des Fondations

VI.1. Introduction 95
VI.1.1. Reconnaissances du sol 95
VI.2. fondation 96
VI.2.1. Semelle isolé 96
VI.2.2. Semelle Filante 98
VI.2.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 99
VI.3 Semelles Filantes croisées : 99
VI.3.1.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croisees 100
VI.4 Etude du Radier général 101
VI.4.1.1. Pré dimensionnement de radier : 102
VI.4.1.2. Dimensionnement de nervure 103
VI.4.1.3. Ferraillage du radier 105
VI.4.1.4 Ferraillage des nervures 107
VI.4.1.5 Ferraillage des débords 108

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

Figure I.1- Vue en plan RDC…….....1
Figure I.2- Vue en plan étage Courant…….....2
Figure I.3- Vue en plan de la coupe……...2
Figure I.4- Vue en plan de façade postérieure……...3
Figure I.5- Vue en plan de terrasse……..3

CHAPITRE II pré dimensionnement

Figure II.1- Coupe du plancher à corps creux……..8
Figure II.2- Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux…….10
Figure II.3- Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)…….....12
Figure II.4- Dimensionnement de la poutre…….12
Figure II.5- Représentation du poteau le plus sollicité…….....15
Figure II.6- Coupe de voile en élévation……..19

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

Figure. III.1 - Dimensions de l'acrotère……..20
Figure.III.2- Détails de ferraillage de l'acrotère……...23
Figure III.3- Escalier à Quatre volées……..24
Figure III.4- Schéma statique d'une volée d'escalier…….....24
Figure III.5- Chargement dans l'escalier à l'ELU…….....28
Figure III.6- Diagramme des moments et l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELU…….....28
Figure III.7- Chargement dans l'escalier à l'ELS……....28
Figure III.8- Diagramme des moments et l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELS.....28
Figure. III.9- Schéma Ferraillage (Escalier, volée)…….....31
Figure. III.10- Schéma position de poutre palière et le console…….....32
Figure. III.11- Chargement dans la poutre palier…….....34
Figure. III.12- Diagramme des moments et l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU……...34

Figure.III.13- Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS…….34
Figure.III.14- Chargement dans la console…….36
Figure.III.15- Diagramme des moments et l'effort tranchant de console à l'ELU…….37
Figure.III.16- Diagramme des moments de console à l'ELS……..37
Figure.III.17- Ferraillage de poutre palier et console…….39
Figure.III.18- Disposition des armatures de la table de compression…….41
Figure.III.19- Schématisation de la poutrelle avant coulage……..41
Figure.III.20- Diagramme des moments maximaux l'ELU de la poutrelle……...44
Figure.III.21- Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU de la poutrelle……44
Figure.III.22- Diagramme des moments maximaux à l'ELS de la poutrelle.....45
Figure.III.23- Diagramme des moments maximaux à l'ELU de la poutrelle……46
Figure.III.24- Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU de la poutrelle……46
Figure.III.25- Diagramme des moments maximaux à l'ELS de la poutrelle…….47
Figure.III.26- Les sections considérées pour le calcul des ferraillages…….48
Figure.III.27- Détail de ferraillage de poutrelle……51
Figure.III.28- Schéma de Balcons…….54
Figure.III.29- Schéma planché de la dalle pleine……..56
Figure.III.30- Ferraillage des dalles pleines……..59

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

Figure IV.1- Vue en 2D de la structure……...60
Figure IV.2- La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)……..62
Figure IV.3- La disposition des voiles……63
Figure IV.4- Position du centre de masse et centre de rigidité……...65

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistant

Figure V.1 - Ferraillage des poutres…….84
Figure V.2- Ferraillage des poteaux…….89
Figure V.3- Disposition des voiles (vue en plan)…….91
Figure V.4- Ferraillage des voiles……94

CHAPITRE VI Etude des Fondations

Figure VI.1- Semelle isolée……...96
Figure VI.2- Les bulbes de pression sous la semelle…….97
Figure VI.3- Les bulles de pression sous la semelle isolée……...98
Figure VI.4- Semelle filantes sous plusieurs poteaux……...98
Figure VI.5- Semelle filantes sous voiles.....…...99
Figure VI.6- Les bulles de pression sous la semelle filante sous (Poteau, Voile)……..100
Figure VI.7- Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……..103
Figure VI.8- Contraintes sous le radier……...104
Figure VI.9- Schéma de panneau le plus sollicité……...108

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

Tableau I.1- Caractéristiques mécaniques de béton……..5
Tableau I.2- Résistance F_{C28} du Béton à 7.14 et 90 jours…….5
Tableau I.3- Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..6
Tableau I.4- Caractéristiques mécaniques d'acier……6

CHAPITRE II pré dimensionnement

Tableau II.1- Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)……...9
Tableau II.2- Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)……...10
Tableau II .3- Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine)……..10
Tableau II .4- Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine)……..11
Tableau II .5- Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…….11
Tableau II .6- Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison…….11
Tableau II.7- Pré dimensionnement des poteaux…….15
Tableau II .8- Détermination des charges permanentes……...16
Tableau II.9- Détermination des charges d'exploitation…….17
Tableau II.10- Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……18
Tableau II.11- Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal……18
Tableau II.12- Vérification du coffrage des poteaux……..19

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1- Détermination des efforts à L'ELU et L'ELS……...21
Tableau III.2- Paramètre de calcul……...21
Tableau III.3- Résultat de ferraillage à L'ELU……22
Tableau III.4- Vérification des contraintes à L'ELS……22
Tableau III.5- Vérification de la section partiellement comprimées……...22
Tableau III.6- Charge permanente de la paillasse……...25

Tableau III.7- Charge permanente du palier de repos…….26
Tableau III.8- Combinaisons des charges dans l'escalier……26
Tableau III.9- Sollicitation dans l'escalier……..28
Tableau III.10- Section d'armatures longitudinales dans l'escalier…….29
Tableau III.11- Condition de non fragilité……..29
Tableau III.12- Vérification de l'espacement……29
Tableau III.13- Section d'armatures de répartition dans l'escalier……..30
Tableau III.14- Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS……..30
Tableau III.15- Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier……30
Tableau III.16- Vérification 1ère condition de la flèche…….31
Tableau III.17- Vérification 2émé condition de la flèche……....31
Tableau III.18- Condition de la flèche……...31
Tableau III.19- Schémas statique de la poutre palière et le console……..32
Tableau III.20- Pré dimensionnement de la poutre palière et Console……..33
Tableau III.21- La section d'armature longitudinale de la poutre palière…….35
Tableau III.22- La section d'armature transversale de la poutre palière……...35
Tableau III.23- Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS…….35
Tableau III.24- Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……...36
Tableau III.25- Vérification des sections des armatures de la poutre palière……....36
Tableau III.26- La section d'armature longitudinale de la console……...38
Tableau III.27- La section d'armature transversale de console…….....38
Tableau III.28- Vérification des contraintes de console à l'ELS……...38
Tableau III.29- Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……...39
Tableau III.30- Vérification des sections des armatures de console……..39
Tableau III.31- Vérification de la flèche…….....42
Tableau III.32- Charges et surcharges…….....43
Tableau III.33- Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle à 4 Travée…….....44
Tableau III.34- Sollicitation à l'ELS de la poutrelle à 4 Travée……...45
Tableau III.35- Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle à 5 Travée……..46
Tableau III.36- Sollicitation à l'ELS de la poutrelle à 5 Travée……..47
Tableau III.37- La section d'armature calculées et choisies à l´ELU……..48
Tableau III.38- Condition de non fragilité……...49
Tableau III.39- Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier……..49

Tableau III.40- Vérification de l'espacement……..….49
Tableau III.41- Vérification des contraint à l'ELS…….....50
Tableau III.42- Vérification de la flèche de la poutrelle……..51
Tableau III.43- Charge permanente du plancher courant à dalle pleine « DTR B.C 2.2 »…...54
Tableau III.44- Les actions sur la dalle pleine……..55
Tableau III.45- Les résultats du ferraillage de la dalle pleine……..55
Tableau III.46- Vérification des contraintes à l'ELS…….....55
Tableau III.47- Les actions sur plancher de la dalle pleine……..57
Tableau III.48- Les résultats du ferraillage de plancher de la dalle pleine……..57
Tableau III.49- Vérification des contraintes à l'ELS……...57

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

Tableau IV.1- Centre de masse et centre de torsion…….....64
Tableau IV.2- Calcul de l'excentricité totale…….....65
Tableau IV.3- Facteur de qualité…….....68
Tableau IV.4- Comportement des trois premiers modes…….....69
Tableau IV.5- Comportement jusqu'à mode retenu…….70
Tableau IV.6- Les valeurs de la force sismique……...71
Tableau IV.7- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….....72
Tableau IV.8- Valeurs des moments de stabilité et de renversement……...72
Tableau IV.9- Vérification du déplacement en tête…….....73
Tableau IV.10- Vérification des déplacements inter-étage suivant (X)……...74
Tableau IV.11- Vérification des déplacements inter-étage suivant (Y)……...74
Tableau IV.12- Vérification du cisaillement des poutres……..…...75
Tableau IV.13- Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X)…….…....76
Tableau IV.14- Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y)…….....76
Tableau IV.15- Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X)…….…...79
Tableau IV.16- Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y)……79
Tableau IV.17- Vérification de l'effort normal réduit……..……79
Tableau IV.18- Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y)…….....79
Tableau IV.19- Dimensionnement finales des éléments…….....79

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistan

Tableau V.1- La section calculée d'armatures des poutres……...81
Tableau V.2- La section choisie d'armatures des poutres…….....81
Tableau V.3- Vérification des contraintes des poutres à l'ELS…….....82
Tableau V.4- Vérification de section d'armatures…….....82
Tableau V.5- Vérification des contraintes de cisaillement……83
Tableau V.6- La section d'armatures transversales ……..83
Tableau V.7- La section d'armatures des poteaux……86
Tableau V.8- Vérification des contraintes à l'ELS ……..87
Tableau V.9- Vérification de cisaillement…….....88
Tableau V.10- Calcul des armatures transversales et leurs espacements……..88
Tableau V.11- La section calculée d'armatures verticales des voiles…….....91
Tableau V.12- La section choisie d'armatures verticales des voiles…….92
Tableau V.13- Vérification des contraintes normales des voiles…….....92
Tableau V.14- Vérification des contraintes de cisaillement des voiles…….....93
Tableau V.15- La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles……..93

CHAPITRE VI Etude des Fondations

Tableau VI.1- Dimensionnement des semelles isolées……..97
TableauVI.2- Dimensionnement des semelles filantes sous (Poteau ; Voile)…….....99
Tableau VI.3- Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……99
Tableau VI.4- Dimensionnement des semelles filantes croisées sous (Poteau ; Voile)…....99
TableauVI.5- Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……100
TableauVI.6 - Contraintes sous le radier à l'ELS……..105
TableauVI.7- Contraintes sous le radier à l'ELU…….105
Tableau VI.8- Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux……106
Tableau VI.9- Ferraillage des panneaux du radier……106
Tableau VI.10- Vérification des contraintes ……....106
Tableau VI.11- Ferraillage des nervures……...107
Tableau VI.12- Vérification des contraintes à l'ELS……...107
Tableau VI.13- Espacement des armatures transversales…….107
Tableau VI.14- Choix des armatures transversales……...107
Tableau VI.15- Ferraillage des débords……108

NOTATIONS

❖ **Majuscules romaines**

A : Section d'acier tendu.

A' : 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.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

E_{vi}: 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.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement dans le courant.

ml : Mètre 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.

uc : 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.

Introduction générale

Introduction générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil. La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution. Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux.
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine).
4) Étude sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP 2000 v21).
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion général.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I .1.Introduction

Le projet à réaliser est un bâtiment en béton armé en Sous-sol + RDC + 7 étages à multiple usages (habitation, dépôt) qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

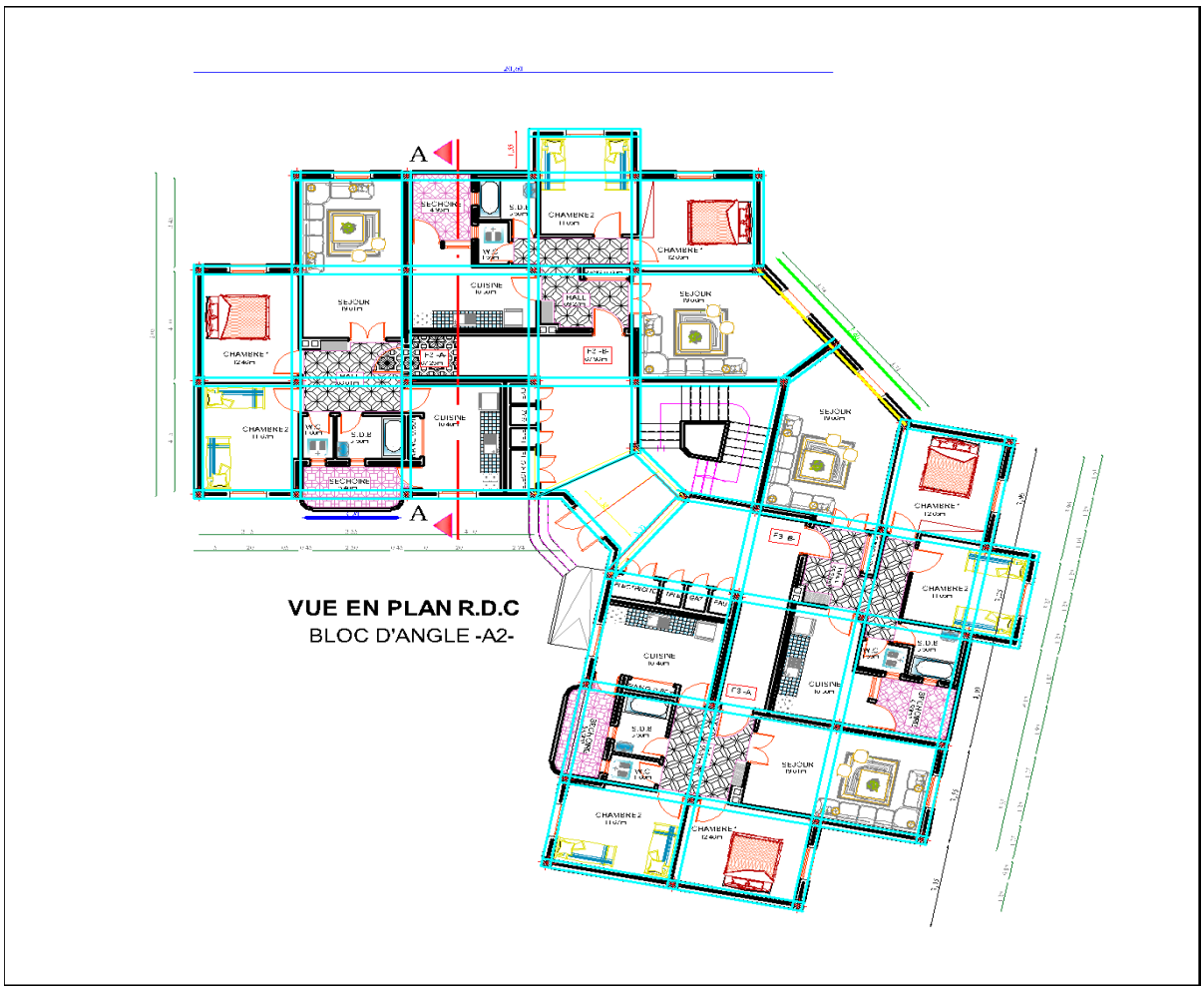
Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

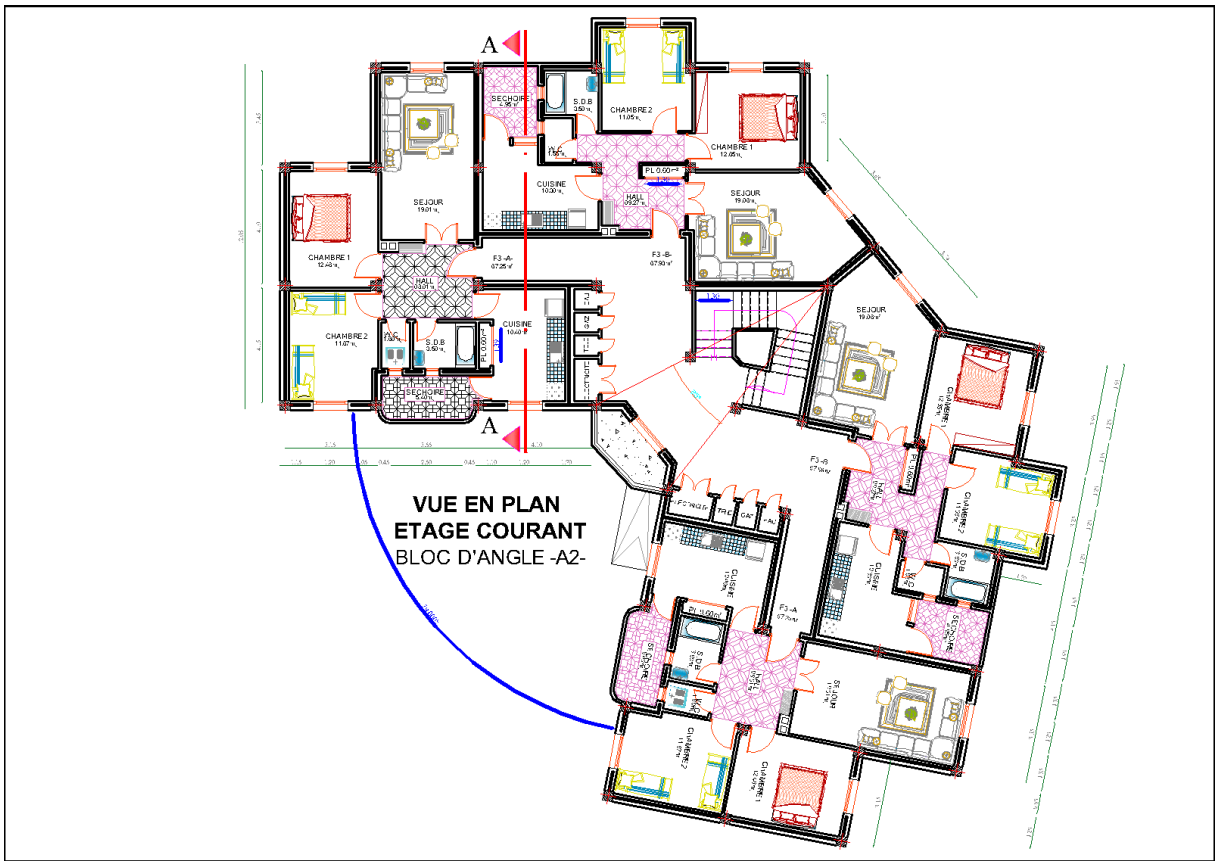
Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

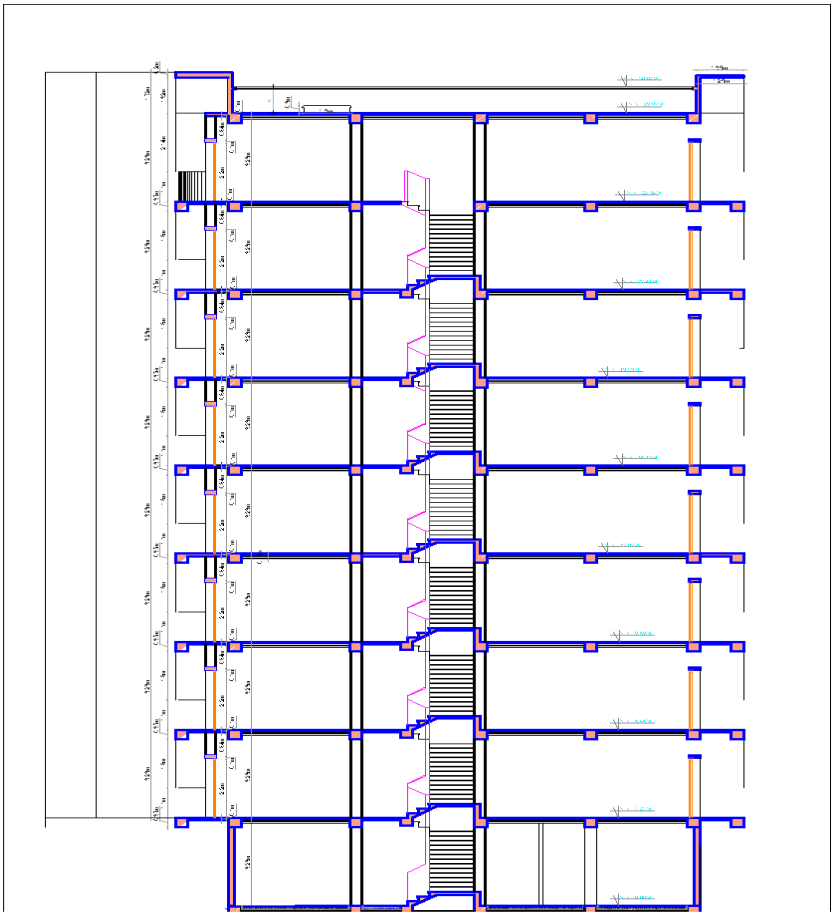
Document technique Réglementaire « DTR.B.C.2.2 » charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

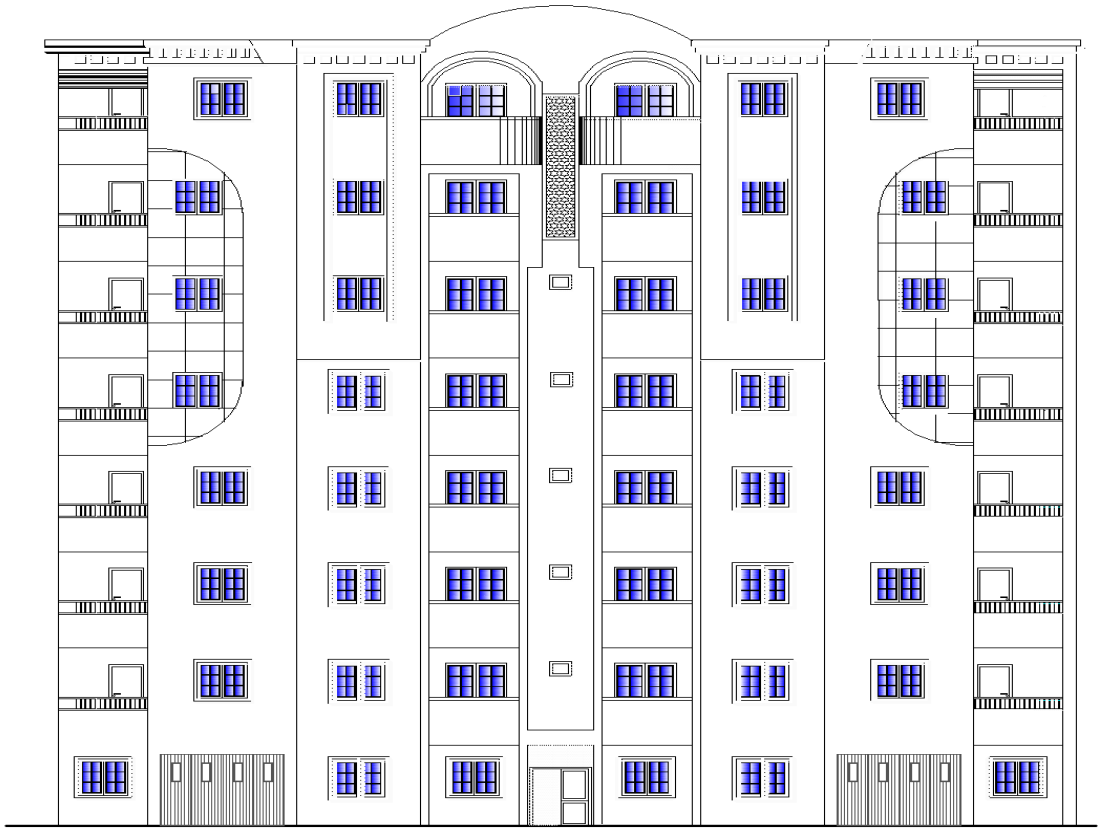
I .2.Caractéristique géométrique de l'ouvrage :



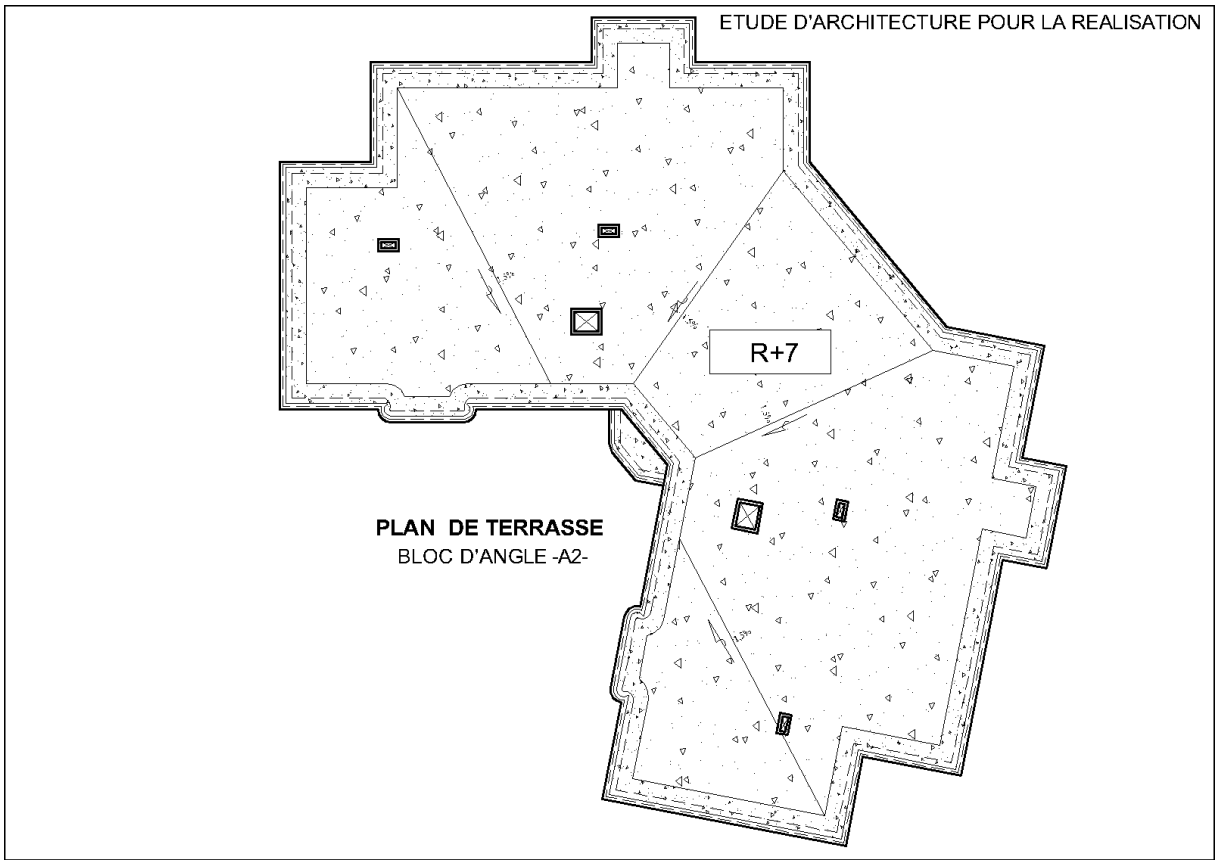




Vue en plan de la coupe



LA FACADE POSTERIEURE



I 2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 26.12 m
- Largeur totale du bâtiment : 26.82 m

I 2.2Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur totale du bâtiment : 29.07m (au niveau de sous-sol)
- Hauteur du sous-sol, RDC et Etages courants : 3.23 m

I .3.Caracteristiques structurelles :

I 3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte huit niveaux y compris un sous-sol qui font une hauteur de 29,07 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto-stables dans la zone III à partir de 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.

I 3.2. Plancher :

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 (plancher de forme réguliers).

I .3.3. Maçonnerie :

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cmd'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.

I .3.4. Les escaliers :

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

I .3.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs, intérieur et plafond.

I .3.6. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I .3.7. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.4.Caracteristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Béton :

Tableau I. 1.Caractéristiques mécaniques de béton.

			Valeur	Source
La masse volumique « ρ »			2,5 t/m^3	ART A.3.1.2.1 CBA93
La résistance à la compression « f_{c28} »			25 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
La résistance à la traction « f_{t28} »			2,1 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
La contrainte limite à la compression « σ_b »	ELU	Durable	14,17 MPa	/
	ELA	Accidentelle	18,87 MPa	/
	ELS		15 MPa	/
La contrainte limite de cisaillement « τ »	Fiss. non Préj		3,33 MPa	/
	Fiss. Préj ou Fiss. Très Préj		2,5 MPa	/
Le module d'élasticité « E »	Instantanée		32164,20 MPa	ART A.2.1.2 CBA93
	Différée		10818,86 MPa	
Coefficient de Poisson « υ »	Sollicitations		0	ART A.2.1.2 CBA93
	Déformations		0,2	
Coefficient de dilatation « θ »			10^{-5}	ART A.3.1.3.3. CBA93
Module de cisaillement « G »			E / [2(1+υ)]	ART A.2.1.3 CBA93

Tableau I.2. Résistance F_{C28} du Béton à 7.14 et 90 jours.

F_{C28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I .4.2 Acier :

I .4.2.1. Types d'acier :

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

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuances	Limites d'élasticités (MPa)	Utilisations
Acier HA Type 1	F_eE400	400	Cadres, étiers des poteaux et des poutres
Treillis soudés	TLE500	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage

I .4.2.2. Caractéristique mécanique d'acier :

Tableau I .4. Caractéristiques mécaniques d'acier.

			Valeur	Source
La limite d'élasticité « f_e »			400 MPa	ART A.2.2.1 CBA93
La contrainte limite « σ_s »	ELU	durable	347,83 MPa	/
	ELA	accidentelle	400 MPa	/
	ELS	Fiss. non Préj	0	/
		Fiss. Préj	201,63 MPa	/
		Fiss. Très Préj	164,97 MPa	/
Le module d'élasticité « E »			200000MPa	[ART A.2.2.1 CBA93

I .5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

fc28 = 25MPa

ft28 = 0,6+0,06 fc28 = 2,1MPa

Ei28 = 32164.2MPa

Ev28 = 1/3 Ei28 = 10721.4Mpa

σbc = 15 MPa

feE400, fe = 400MPa Pour les armatures longitudinales.

feE235, fe = 235MPa Pour les armatures transversales.

σs = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

Chapitre II :

Pré dimensionnements des éléments structuraux

CHAPITRE II : pré dimensionnements des éléments structuraux

II. 1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux consiste à estimer les dimensions initiales des composants d'une structure avant une analyse détaillée. Ceci inclut généralement la sélection préliminaire des sections transversales, des matériaux et d'autres paramètres clés pour assurer la stabilité et la performance structurale.

II.2. Les Plancher

Surface horizontale d'un étage ou d'une structure de construction, utilisée comme plancher entre les niveaux. Les planchers peuvent être construits avec différents matériaux tels que le bois, le béton, ou l'acier, et servent de support pour les charges verticales de la structure**.**

II.2.a. plancher a corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \quad \text{…… « CBA93 ARTB.6.8.4.2.4 »}$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

$L = 4.15$ m d'où alors $19.12 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.9 \text{ cm}$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16 cm (hauteur de corps creux). **« DTR B.C.2.2 ART C.3 »**

e= 4 cm (hauteur de la dalle de compression). Donc : $h_t = (16 + 4)$ cm.

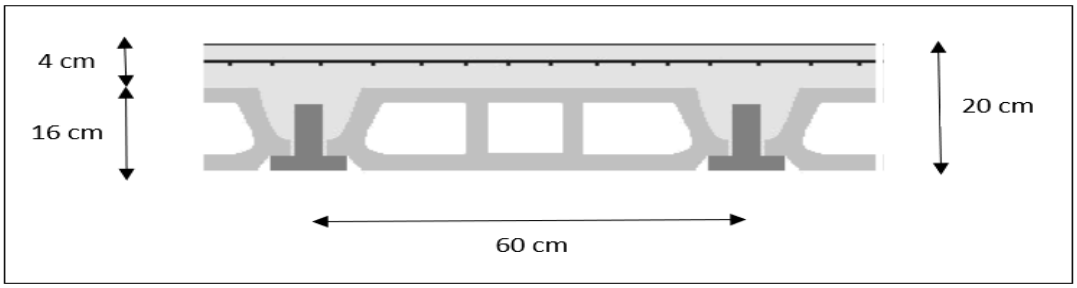


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.b. Dalle pleine:

1) Critere de resistance:

- Dalle reposant sur 3 appuis : $(L_{max}/35) \leq ép \leq (L_{max}/30)$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

2) Sécurité contre l'incendie

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

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

3) Condition d'isolation acoustique ép ≥ 15cm.

Dans notre cas, on a : L = 3,55 m d'où alors 7.88 cm $\leq h_t \leq$ 8.87 cm

Pour remplir toutes les conditions, et notamment : la condition d'isolation acoustique, on adoptera : ép =15cm.

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

II.3.1. Plancher corps creux « DTR B.C 2.2»

A) Plancher terrasse :

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	1.00
2	Étanchéité 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	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**6.76**

B) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.16**

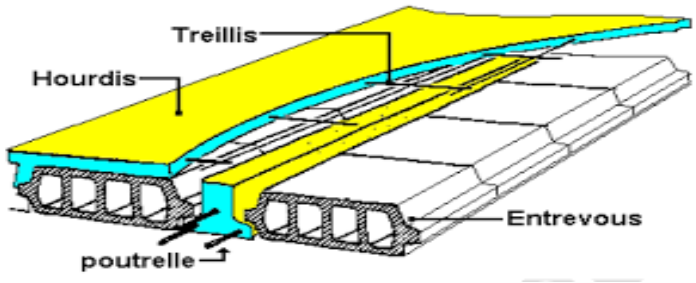


Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux.

II.3.2. Dalle pleine « DTR B.C 2.2»

A) Terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	20	1.00
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	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**7.71**

B) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**7.11**

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison) « DTR B.C 2.2»

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
Charge permanente G				**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison) « DTR B.C 2.2»

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.52**

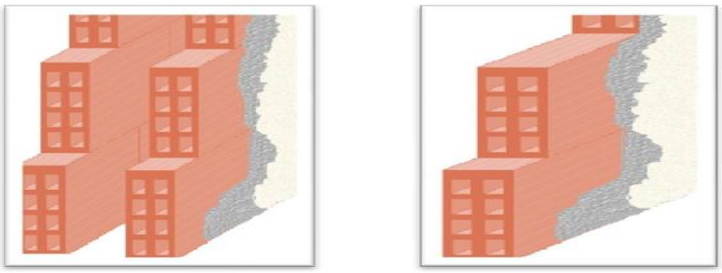


Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible Q = 1.0 kN/m^2 **« D.T.R B.C.2.2 ART 7.5 »**

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5 kN/m^2 « **D.T.R B.C.2.2 Article 7.5 »**

Sous-sol (dépôts): Q = 3.5 KN/m^2 **« D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »**

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires caractérisés par une section rectangulaire ou en T, et leur portée dépasse largement les dimensions de la section.

II.4.1. Pré dimensionnement

Elles sont pré dimensionnées en fonction des conditions de résistance et de flèche, telles que prescrites par les règles (CBA93), en prenant comme référence la plus grande portée mesurée à nu entre les appuis

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad \text{Et} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

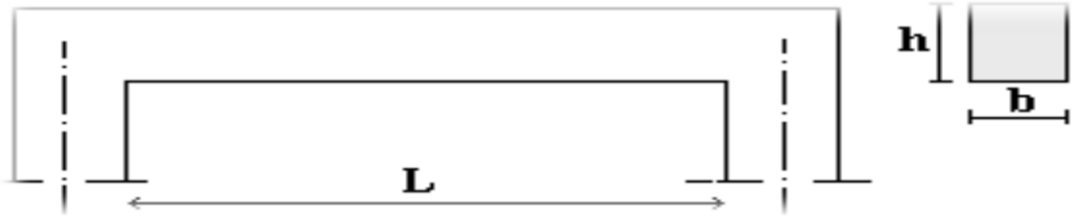


Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$b \geq 20cm$; $h \geq 30cm$

$h/b \leq 4.0$; $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a $L_{max}= 4,15$ m

Alors : $27.6 \leq h \leq 41.50$ On prend $h = 40$ cm

Et $12 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30$ cm

- Vérification selon le RPA99

NB : Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 40 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.33 \leq 4,0$ (C.V)

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** $L_{Max} = 4,10$m

Alors : 27.3 cm $\leq h \leq 41$ cm On prend : $h = 35$ cm

Et $9 \leq b \leq 21$ On prend : $b = 30$ cm

- Vérification selon le RPA99:

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 35 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1,16 \leq 4$ (C.V)

II.4.5 Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes.

II.5. Les poteaux

Dans le processus de prédimensionnement des poteaux, nous appliquerons un calcul basé sur la descente des charges, visant à évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation. Ainsi, le poteau sera prédimensionné en considérant l'effort normal ultime de compression.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- Vérification selon « **RPA99 version 2003 Art 7.4.1 »**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\,(\text{Zone III}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Conformément à l'Article B.8.11 du CBA93, une majoration de 10 % des efforts normaux est appliquée aux poteaux centraux adjacents à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comprenant au moins trois travées.

On doit vérifier : $N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0{,}9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$ **« CBA 93 Art B.8.4.1»**

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec: $\lambda = \frac{l_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

$i=\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ C'est le rayon de giration ; où :

$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$ $I=\frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i=\frac{D}{4}$ $I=\frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

Tableau 0.7 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	***7éme*;*6éme***	***5éme*;*4éme***	***3éme*; *2éme***	**1*ér;* RDC; SOUS-SOL**
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

Le potau plus sollicité (3-C).

- Surface totale des plancher : S_t = [(2.075+2.05) *(1.775+2.05)]= 15.77 m^2.

- Surface des plancher (totale moins poutres) : S_p= [(2.075+2.05)-0.45]*[(2.05+1.775)-0.45]= 12.40 m^2.

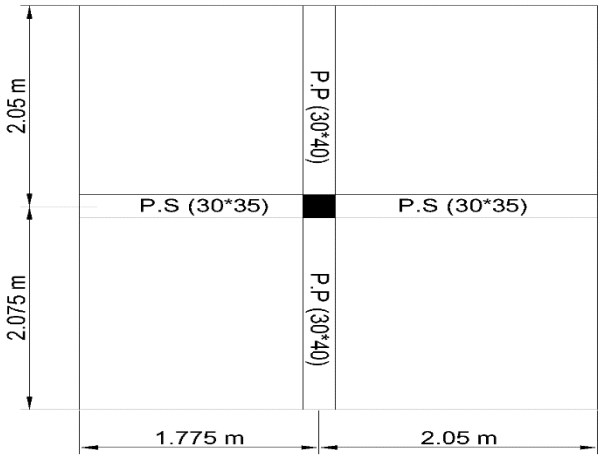


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité.

II.5.2.1.Descente des charges

- G planché= la charge permanent x S planché.
- G poutres (principale, secondaire)=b x h x Lx poids volumique du béton armé.
- G poteau = b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

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

Tableau II .8 : Détermination des charges permanentes.

Etage	$H_{étage}$ (m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	G_{cumule}
7	3,23	30*30	7,2675	11,475	10,8281	106,66	136,231	136,231
6	3,23	30*30	7,2675	11,475	10,8281	97,1933	126,764	262,995
5	3,23	35*35	9,89188	11,475	10,8281	97,1933	129,388	392,383
4	3,23	35*35	9,89188	11,475	10,8281	97,1933	129,388	521,771
3	3,23	40*40	12,92	11,475	10,8281	97,1933	132,416	654,188
2	3,23	40*40	12,92	11,475	10,8281	97,1933	132,416	786,604
1	3,23	45*45	16,3519	11,475	10,8281	97,1933	135,848	922,452
RDC	3,23	45*45	16,3519	11,475	10,8281	97,1933	135,848	1058,3
SS	3,23	45*45	16,3519	11,475	10,8281	97,1933	135,848	1194,15

II.5.2.2.Détermination des charges exploitation « DTR B.C 2.2.Art 6.3»

Pour déterminer les charge d'exploitation on utilise la loi dégression (DTR.B.C.2.2 charge permanent et exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ Avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥5)

- Pour le $\mathbf{7}^{éme}$ étage: Q_0
- Pour le $\mathbf{6}^{éme}$ étage : $Q_0+ Q_1$
- Pour le $\mathbf{5}^{éme}$ étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

- Pour le $\mathbf{4}^{éme}$ étage :Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)
- Pour le $\mathbf{3}^{éme}$ étage : Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)
- Pour le **2** étage : Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)
- Pour le **1** étage : Q_0+0.75 ((Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)
- Pour le RDC étage : Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_7)
- Pour le S.S : Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_7 + Q_8)

Avec Q niv = Q x St

Pour la terrasse Q niv = 1 x 15,77

Pour l'étage courent Q niv = 1,5 x 15,77

Pour le Sous-Sol Q niv = 2.5 x 15.77

Tableau II .9 : Détermination des charges d'exploitation.

Niveau	**Q niveau**		**Coefficient de dégression**	**Q cumule**
7	Q0	15.77813	/	15.7781
6	Q1	23.66719	1	39.4453
5	Q2	23.66719	0.95	60.7458
4	Q3	23.66719	0.9	79.6795
3	Q4	23.66719	0.85	96.2466
2	Q5	23.66719	0.8	110.447
1	Q6	23.66719	0.75	122.28
RDC	Q7	23.66719	0.71	133.404
SS	Q8	39.4453	0.69	157.308

II.5.2.3. Calcul de la capacité portante ($\bar{N}$)

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

Niveau	B(mm²)	A(mm²)	I (mm⁴)	I(mm⁴)	Lf(mm)	λ	α	Br(mm)	$\bar{N}$ (KN)
7	90000	90	6,75E+08	86,6	2261	26,10855	0,764876	78400	1134,431
6	90000	90	6,75E+08	86,6	2261	26,10855	0,764876	78400	1134,431
5	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261	22,37728	0,785761	108900	1618,098
4	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261	22,37728	0,785761	108900	1618,098
3	160000	160	2,13E+09	115,47	2261	19,58084	0,799927	144400	2183,581
2	160000	160	2,13E+09	115,47	2261	19,58084	0,799927	144400	2183,581
1	202500	202,5	3,42E+09	129,9	2261	17,4057	0,809938	184900	2830,337
RDC	202500	202,5	3,42E+09	129,9	2261	17,4057	0,809938	184900	2830,337
SS	202500	202,5	3,42E+09	129,9	2261	17,4057	0,809938	184900	2830,337

II.5.2.4. Vérification de la capacité portante

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive.

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

$N_U = 1.1N_{ultime}$

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

Niveau	G	Q	N Ultime	1.1NU	$\bar{N}$	1.1NU ≤ $\bar{N}$
7	136,2308	15,77813	207,5787	228,3366	1134,431	CV
6	262,9946	39,44531	414,2107	455,6318	1134,431	CV
5	392,3829	60,74578	620,8356	682,9191	1618,098	CV
4	521,7711	79,67953	823,9103	906,3013	1618,098	CV
3	654,1875	96,24656	1027,523	1130,275	2183,581	CV
2	786,6039	110,4469	1227,586	1350,344	2183,581	CV
1	922,4521	122,2805	1428,731	1571,604	2830,337	CV
RDC	1058,3	133,404	1628,812	1791,693	2830,337	CV
SS	1194,149	157,3079	1848,062	2032,869	2830,337	CV

II.5.2.5. Vérification vis-à-vis du « RPA99version2003 Art 7.5.1»

Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux.

Niveau	b1*h1	he/20	Min(b1,h1)≥he/20	Min(b1,h1)≥30cm	(1/4)b≤(B1/H1) ≤ 4
7e/6e	30*30	16.15	C.V		
5e/4e	35*35	16.15			
3e/2e	40*40	16.15			
1/RDC	45*45	16.15			
SS	45*45	16.15			

II.6. Les voiles

Les voiles, constitués de béton armé, sont des murs dont la principale fonction est d'assurer le contreventement du bâtiment et, le cas échéant, de supporter une partie des charges verticales.

- La longueur minimale L ≥ 4a
- L'épaisseur (a) minimale est 15 cm **RPA99 version 2003 « Art 7.7.1 »**

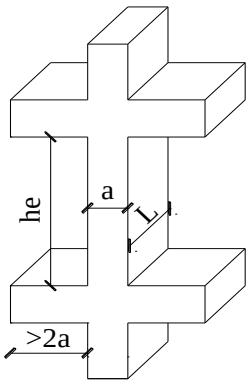


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.

he = Hauteur d'étage – Hauteur la plus petite des poutres reposantes sur les voiles

$a \geq \text{MAX}(he/25;\ he/22;\ he/20;\ 15\ cm)$; Avec: he = 323-35 = 293 cm

⇨ $a \geq \text{MAX}(12.92;\ 14.68;\ 16.15;\ 15\ cm)$; On prend: a = 20 cm

- Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être sujets à des ajustements dimensionnels ultérieurs suite au calcul dynamique.

Chapitre III

Calcule des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre **(G).**
- Un moment dû à la surcharge **(Q)**

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.

Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

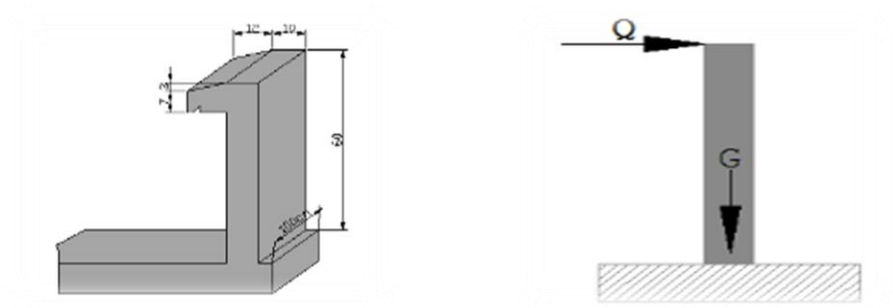


Figure III. 1 : Dimensions de l'acrotère.

III.2.1. Dimensionnements

h=60 cm

h'=50 cm

a=10 cm

e= 12 cm

Paramètre de calcul :

Béton : fc28= 25 MPa

Acier Fe=400 MPa

III.2.2. Evaluation des charges

- **Charge permanente :**

$$G = S \times \Upsilon = 25 \times \left(0.10 \times 0.60 + \left(\frac{0.12 \times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.12\right) \times 1ml\right) = 1.755 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

Q = 1 × 1 (ml) =1 (KN/ml)

III.2.3. Calcul des sollicitations

TableauIII.1. Détermination des efforts à L'ELU et L'ELS.

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	Nu =1.35* G=1.35*1.755=2.369KN
Effort tranchant :	Vu =1.5*Q=1.5*1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5 * Q * h=1.5*1*0.6=0.9 KN.m
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	Nser = G=1.755 (KN)
Effort trenchant :	Vser =Q= 1 (KN.m)
Moment d'encastrement :	Mser = Q* h=1*0.6=0.6 (KN.m)

III.2.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à **la flexion composée**

Avec :

Tableau. III. 2. Paramètre de calcul.

Dimensions			**Caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	**cm**	**Fc28**	25	**MPa**
h	10	**cm**	**Fe**	400	**MPa**
c	2.5	**cm**	**Σb**	14.17	**MPa**
c'	2.5	**cm**	**Σs**	348	**MPa**
d	7.5	**cm**	**γs ; γb**	1.15; 1.5	/

À l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \text{ x } 10^2}{2.369} = 37.99 \text{ cm} = 38\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm} \quad ; \text{Avec : } e \geq 2.5 \text{ cm}$$

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

- **Calcul au Flexion simple:**

Le moment fictief :

$e = e_1 + (\frac{h}{2} - c) = 38 + 2.5 = 40.5\ cm = 0.405\ m$ ….(III.3)

$M_1 = Nu \times e = 2.369 \times 0.405 = 0.96\ KN.m$ …..(III.4)

Tableau. III. 3 Résultat de ferraillage à L'ELU.

Etat limite ultime : ELU							
$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma b}$	A_1'(cm²)	A_1(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adobté}$ (cm²)		A_r (cm²)	
0.012	0	0.37	1	5HA10 3.93	St=13cm	3HA8 1.51	St=13cm

III.2.5. La vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III. 4. Vérification des contraintes à L'ELS.

Etat limite de service : ELS				
$\sigma_{b\ admi}$	$\sigma_{s\ admi}$	σ_b	σ_s	**Observation**
15	201.63	0.97	7.18	Vérifiée

À l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.755} = 34.19\ cm.$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 34.19\ cm.$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal **N** de compression.

Tableau III. 5 Vérification de la section partiellement comprimées.

/	**Formule**	**Résultat**
M_G'	Nser. G'c	0.60 KN.m
G'_c	G'G + Gc	34.19 cm
G'_G	$\upsilon 1 - \frac{h}{2}$	0.15cm
N_{ser}	1.755KN	1.82 KN
I_G	$\frac{b}{3}(\upsilon 1^3 + \upsilon 2^3) + 15\,[A2\,(\upsilon\,2 - c)2 +$	8591.25cm

	$A1(\upsilon 1 - c') \ 2]$	
$\mathbf{B_0}$	$b.h + 15\ (A + A')$	1058.95 cm
$\boldsymbol{\upsilon_1}$	$\frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1 x\, c_1 + A_2 x\, d\right)$	5.14cm
$\boldsymbol{\upsilon_2}$	$h - \upsilon 1$	4.86cm
Observation	$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$	**Vérifiée**

Conclusion

- ✓ $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
- ✓ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

Donc :

On adoptera la section calculée à **l'E.L.U.**

III.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa} \quad / \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Détails de ferraillage de l'acrotère

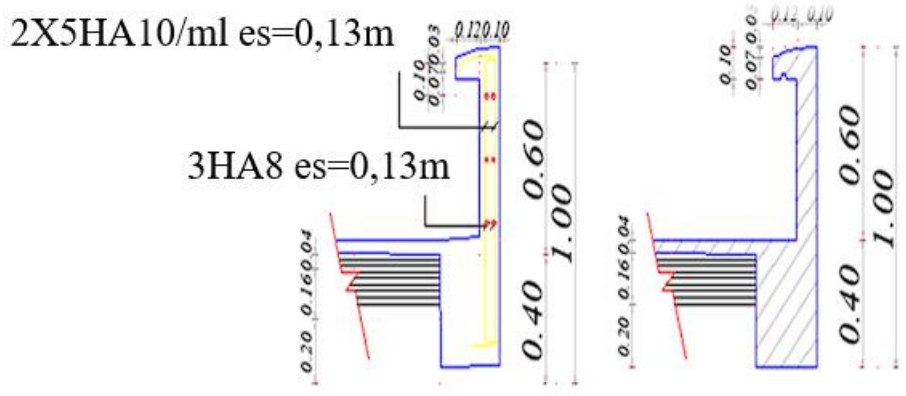


Figure III.2 : Détails de ferraillage de l'acrotère.

III.3.Les escaliers

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plan horizontal permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être économique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

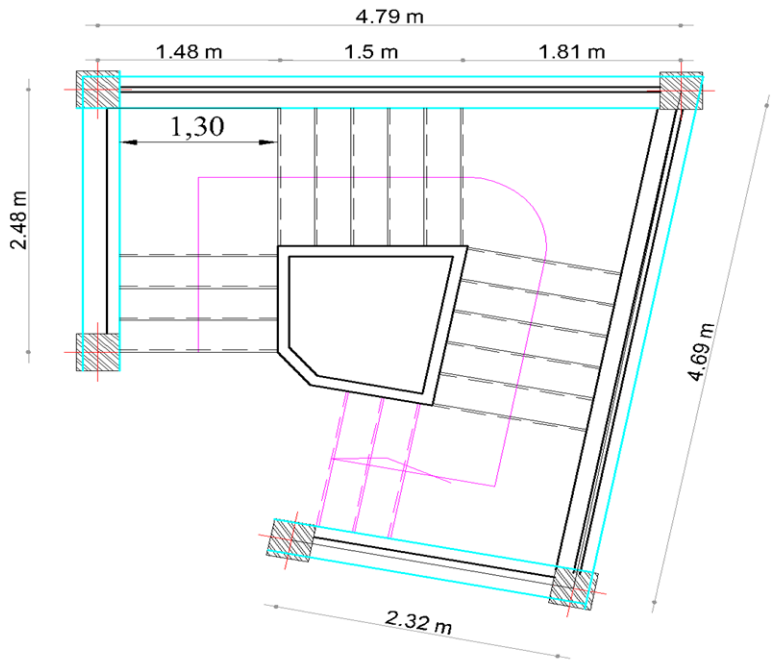


Figure III. 3 : Escalier à Quatre volées.

III.3.1. Dimensionnement

On prend la plus Longueur de Quatre volées L_{Max} = 4.79 m

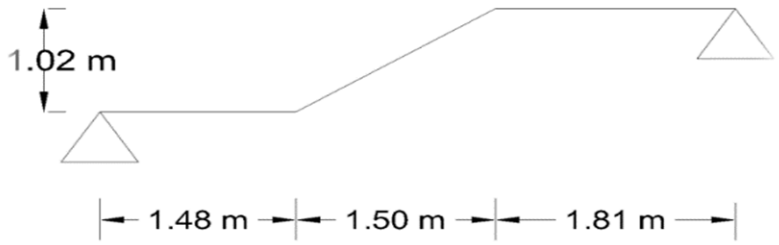


Figure III. 4 : Schéma statique d'une volée d'escalier.

On a : H= 1,02 m ; L= 4,79 m = 1,48+1,50+1,81

L'angle d'inclinaison α: $tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.02}{1.5}$ ⇒ α = 34,22°

Longueur de la paillasse : $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{1.5}{\cos(34,22)}$ ⇒ L_0 =1.81 m

Détermination de n, g, h :

Nombre de marches : n – 1 = 5

Nombre de contre marches : n = 6

Hauteur de la contre marche : $h = \frac{H}{n} = 17\ cm$

Largeur de la marche : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.5}{5} = 30\ cm$

Vérification de la formule de BLONDEL RPA99 VERSION 2003 : ART [4.1.3]

59 cm ≤ g+ 2h ≤ 66 cm = 59 ≤ 64 cm ≤ 66 cm ……. (Condition Vérifiée)

Epaisseur de la paillasse :

L_T=1.48+ L_0+1.81 = 1.48+1.81+1.81 = 5.10 m

$\frac{510}{30} \leq e \leq \frac{510}{20}$ ⟶ 17 cm ≤ e ≤ 25.5 cm

On prendra : e = 18 cm

III.3.1.2 Evaluation des charges et surcharges

III.3.1.2.1Charges permanentes

Tableau. III. 6 Charge permanente de la paillasse**« DTR B.C. 2.2 ».**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	Poids propre de la paillasse	0.18/cosα	25	5.44	Art. B
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				**9.27**	

Tableau III. 7 Charge permanente du palier de repos **« DTR B.C. 2.2 ».**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5	Art. B
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				**6.20**	

III.3.1.2.2Charges d'exploitation

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m² **« DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »**

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

III.3.2. Détermination des sollicitations

- **ELU:** $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- **ELS:** $P_{ser} = G + Q$

Tableau III. 8. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Paillasse	9.27	2.5	16.27	11.77
Palier	6.20	2.5	12.12	8.70

III.3.3. Détermination des efforts

- **A l'E.L.U:**

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (12.12 x 1.48) + (16.26 x 1.81) + (12.12 x 1.81) = 69.30 kN

Ra+Rb = 69.30 kN

$\sum M/A = 0$

Rb x 5.10 – 12.12 x 1.095 – 16.26 x 4.31 – 12.12 x 7.59 = 0

Rb = 34.41 kN et Ra = 34.89 kN

(0 ≤ x ≤ 1.48)

Moment fléchissant : $M(x) = 34.89x - 12.12x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 34.89 - 12.12\ x$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 34.89 kN

M (1.48) = 38.36 kN.m ; T (1.48) = 16.95 kN

(0 ≤ x ≤ 3.29)

Moment fléchissant : $M(x) = 34.89x - 12.12 \times 1.48(x-1.48/2) - 16.26(x - 1.48)^2/2$

Effort tranchant: $\frac{\mathbf{dM(x)}}{\mathbf{dx}} = T(x=0) = 34.89 - 12.12 \times 1.48 - 16.26(x - 1.48)$

⇒ x = 2.52 m ; T (0) = 41.01 kN

M (3.29) = 42.41 kN.m ; T (3.29) = – 12.47 kN

M_0 (2.52) = 47.20 kN.m ; Mt = 0,8 M_0 = 37.76 kN.m ; Ma = 0.5 M_0 = 23.60 kN.m

- **A l'E.L.S:**

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (8.7 x 1.48) + (11.77 x 1.81) + (8.7 x 1.81) = 49.92 kN

Ra+Rb = 49.92 kN

$\sum M/A = 0$

Rb x 5.10 – 8.7 x 1.095 – 11.77 x 4.31 – 8.7 x 7.59 = 0

Rb = 24.78 kN et Ra = 25.14 kN

(0 ≤ x ≤ 1.48)

Moment fléchissant : $M(x) = 25.14x - 8.7(x^2/2)$

Effort tranchant: $T(x) = 25.14 - 8.7\ x$

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = 25.14 kN

M (1.48) = 27.67 kN.m ; T (1.48) = 12.26 kN

(0 ≤ x ≤ 3.29)

Moment fléchissant : $M(x) = 25.14x - 8.7 \times 1.48(x-1.48/2) - 11.77(x - 1.48)^2/2$

Effort tranchant: $\frac{\mathbf{dM(x)}}{\mathbf{dx}} = T(x=0) = 25.14 - 8.7 \times 1.48 - 11.77(x - 1.48)$

⇒ x = 2.52 m ; T (0) = 29.68 kN

M (3.29) = 30.59 kN.m ; T (3.29) = – 9 kN

M_0 (2.52) = 34.06 kN.m ; Mt = 0,8 M_0 = 27.25 kN.m ; Ma = 0.5 M_0 = 17.03 kN.m

Tableau III. 9. Sollicitation dans l'escalier.

Sollicitations	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
ELU	47.20	37.76	23.60	41.01
ELS	34.06	27.25	17.03	29.68

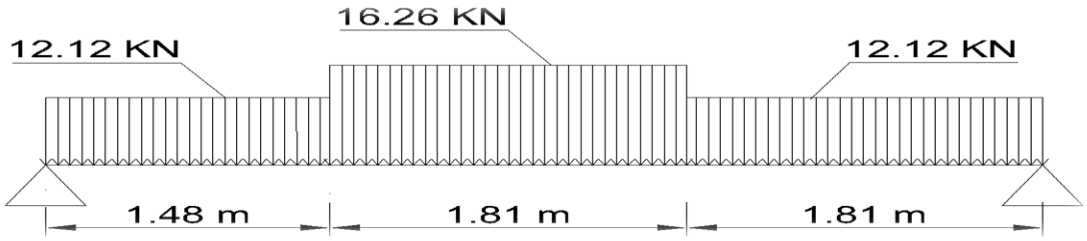


Figure III. 5 : Chargement dans l'escalier à l'ELU.

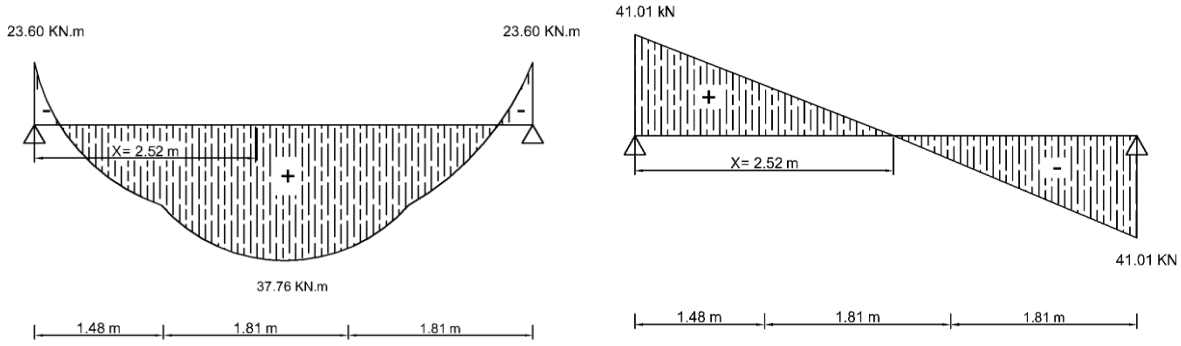


Figure III. 6 : Diagramme des moments et l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELU.

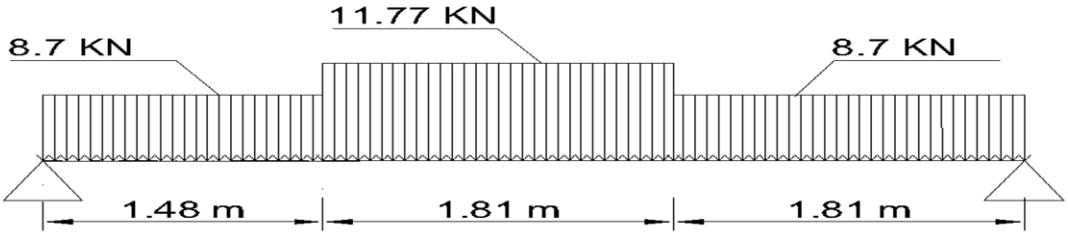


Figure III. 7 : Chargement dans l'escalier à l'ELS.

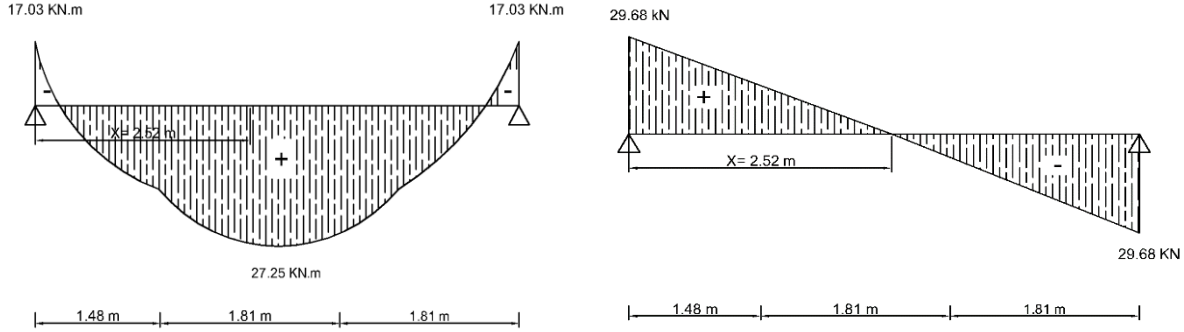


Figure. III 8 : Diagramme des moments et l'effort tranchant dans l'escalier à l'ELS.

III.3.4. Ferraillage des escaliers

III.3.4.1. Armatures longitudinales

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma b \times d^2} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \; ; \quad A_{cal} = \frac{M}{\sigma s \times \beta \times d}$$

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	d=15.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III. 10. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	37.76	0.111	0.940	7.44	0	7HA12= 7.92
En appuis	23.60	0.088	0.964	5.34	0	5HA12= 5.65

III.3.4.1.1. Condition de non fragilité

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{b \times h}{1000}$

Tableau III. 11. Condition de non fragilité.

	A (cm²)	A_{min} (cm²)	$A \geq A_{min}$
En travée	7.92	1.8	C.V
En appui	5.65	1.8	C.V

III.3.4.1.2. Vérification de l'espacement

- **En travée :**

  St = [b/nombre de barre] ≤ min [3h=54cm;33cm]= 33 cm

- **En appui :**

  St = [b/nombre de barre] ≤ min [4h=72cm;45cm]= 45 cm

- **Vérifie la 1ére barre à une distance de 5 cm de rive 5 cm ≥ 2,5 cm**

  St rive = [(b/nombre de barre)/2] ≥ 2.5 cm

Tableau III. 12. Vérification de l'espacement.

	Nombre de barre	b (cm)	h (cm)	St (cm)	St rive (cm)	St max (cm)	St min (cm)	st min ≤ st ≤ st max
Travée	7	100	18	15	7.14	33	2,5	C.V
Appui	5	100	18	20	10	45	2.5	C.V

III.3.4.2 Armatures de répartition

Tableau III. 13. Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A_{long}/4$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t rép (cm)	$\overline{St}$ (cm)	S_t rép ≤ S_t
En travée	1.98	4HA8=2.01	25	33	c.v
En appui	1.41	4HA8=2.01	25	45	c.v

III.3.4.3.Vérification à l'ELS « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

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

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$

$\sigma_{bcadm} = 0.6 * f_{c28} \Longrightarrow \sigma_{bcadm} = 15Mpa$

Tableau III. 14. Vérification des contraintes de l'escalier à l'ELS.

	En travée	**En appui**
A (cm^2)	7.92	5.65
M_{ser} (kN.m)	27.24	17.03
Y_1 (cm)	$100y^2+30A.y-30A.d=0 \Rightarrow y=4.995$	$100y^2+30A.y-30A.d=0 \Rightarrow y=4.347$
I_G (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=17264.35574$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=13280.09177$
σ_{bc}	$\sigma b=\frac{Mser}{IG}\times y1=7.88$	$\sigma b=\frac{Mser}{IG}\times y1=5.57$
σ_{bcadm}	15	
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$	**C.V**	**C.V**

III.3.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement « C.B.A Article A.5.1»

On vérfie: $\bar{\tau}=\frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}=Min\{0.2\times\frac{Fc_{28}}{\gamma b};5\,Mpa\}$

Tableau III. 15. Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier.

Section	**T (kN)**	τ **(Mpa)**	$\bar{\tau}$ **(Mpa)**	$\tau \leq \bar{\tau}$
(100X18)	40.01	0.265	3.33	c.v

III.3.4.5. Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 »

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

Tableau III. 16. Vérification 1ère condition de la flèche.

H (cm)	L (cm)	h/L (cm)	Mt_{ser} (Mpa)	M_0	$M_t/20M_0$	$h/L \leq M_t/20M_0$
18	510	0.035	27.248	34.06	0.04	c.v

Tableau III. 17. Vérification 2émé condition de la flèche.

A_t (cm²)	b_0 (cm)	d (cm)	$A_t / b_0 d$	f_e (Mpa)	$2 / f_e$	$\frac{At}{b0\ d} \leq 2 / f_e$
7.92	100	15.5	0.0051	400	0.005	c.n.v

Remarque :

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire. [Annexe A]

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Tableau III. 18. Condition de la flèche.

A (cm²)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
7.92	27.248	0.005	236,129	0.469	9.940	57908,398
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
21746,434	35954,299	10.132	18.385	8.252	10.2	Oui

Commentaire :

Après les calculs et les vérifications le dimensionnement final de l'Escaliere =18 cm.

III.3.4.6. Ferraillage (Escalier, volée)

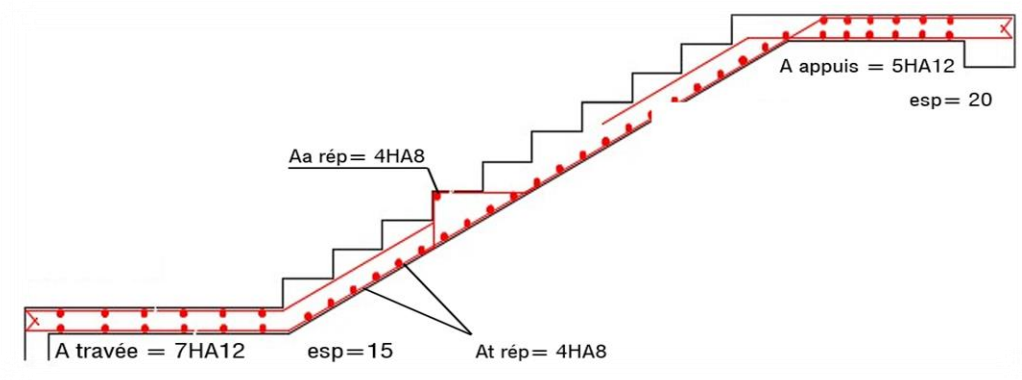


Figure III. 9 : Schéma Ferraillage (Escalier, volée).

III.4. Poutre palière et console

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

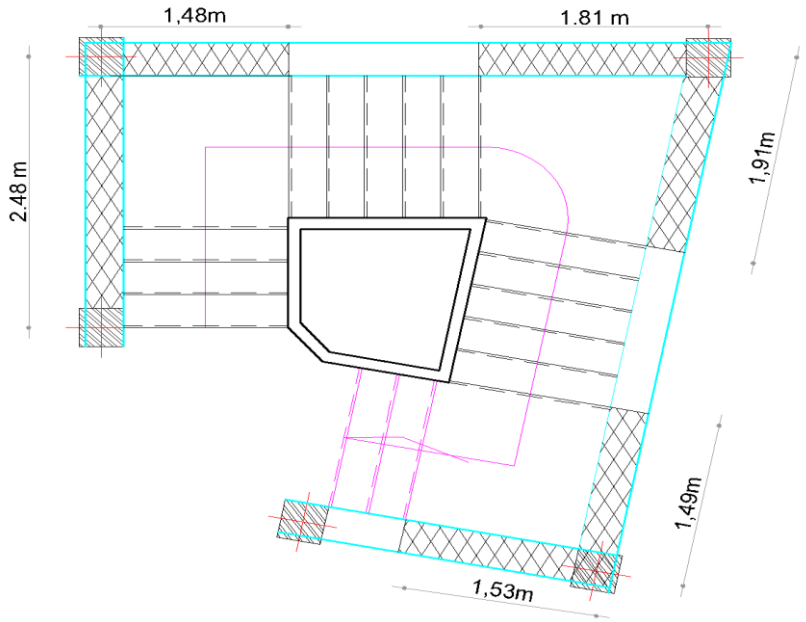


Figure III. 10 : Schéma position de poutre palière et le console.

III.4.1. Pré dimensionnement

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

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

H : la hauteur de la poutre.

B : la largeur de la poutre.

Tableau III.3.19 : Schémas statique de la poutre palière et le console.

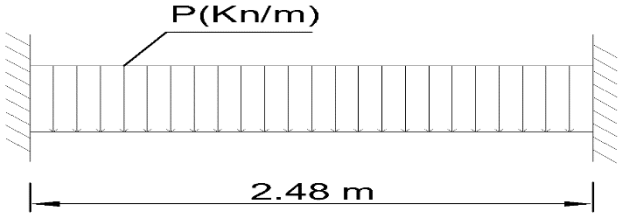
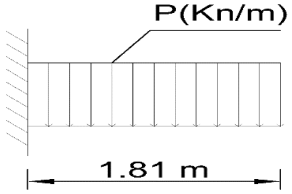
Poutres palière	
Console	

Tableau III. 20. Pré dimensionnement de la poutre palière et Console.

	Poutre Palière	**Console**
Conditions de résistance	L = 2.48 m $0.16cm \leq h \leq 24cm$ $On\ adopte$ h= $30cm$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $On\ adopte$ b = $30cm$	L = 1.81 m $0.16cm \leq h \leq 24cm$ $On\ adopte$ h= $30cm$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $On\ adopte$ b = $30cm$
Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003	b = 30 $cm \geq 20\ cm$ h= 30 $cm \geq 30\ cm$ $\frac{b}{h} = 1.00 \leq 4.0$ (c.v)	b = 30 $cm \geq 20\ cm$ h= 30 $cm \geq 30\ cm$ $\frac{b}{h} = 1.00 \leq 4.0$ (c.v)

Conclusion :

Pour la poutre palière et le consol, on adopte la section : (b×h) = (30×30) cm².

III.4.1.1. Charges revenant à la poutre

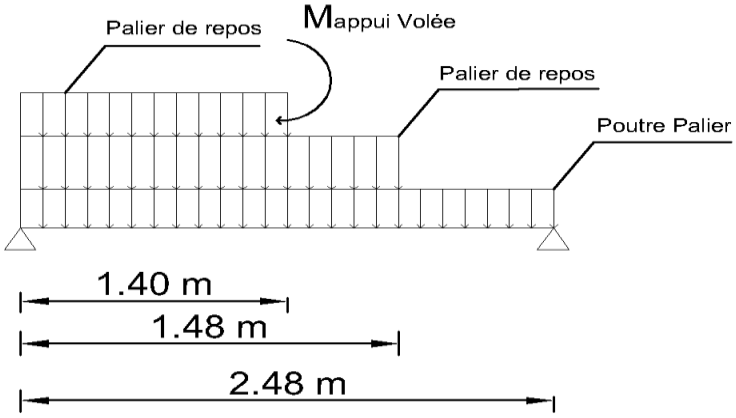


Figure III. 11 : Chargement dans la poutre palier.

III.4.1.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : Gp = 25 × 0,30 × 0,30 = 2,25 Kn/ml

Poids propre du mur simple cloison : G_{ms} = 1,62 Kn/ml

Réaction du palier à l'ELU : RU= 72,81 KN {Calculer dans la section Escaliere}

Réaction du palier à l'ELS : RS = 53 KN {Calculer dans la section Escaliere}

Pu = 1,35 × (Gp+G_{Ms}) + Ru_{tot} = 1,35 × (2,25+1,62) + 72,81 =78,04 Kn/ml

Ps = G + Rs = (2,25+1,62) + 53 = 56,87 Kn/ml

III.4.1.3. Calcul des efforts internes

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = PL/2 = 96,77kN$

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 96,77$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = $PL^2/24 = 20$ KN.m et

M_{max} (Appuis) = MA = MB = $PL^2/12 = 40$ kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = PL/2 = 70,52$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 70,52$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = $PL^2/24 = 14,57$ kN.m et

M_{max} (Appuis) = MA = MB = $PL^2/12 = 29,14$ kN.m

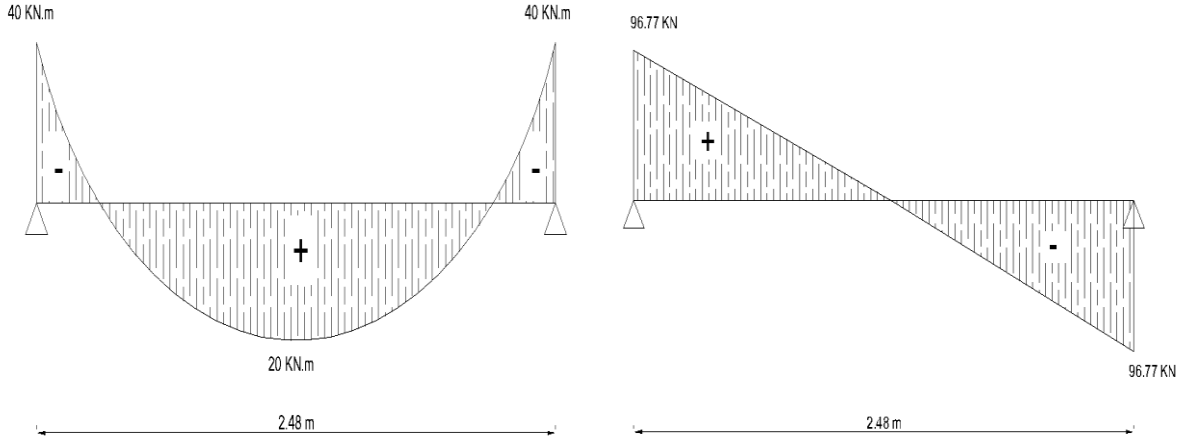


Figure. III 12 : Diagramme des moments et l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.

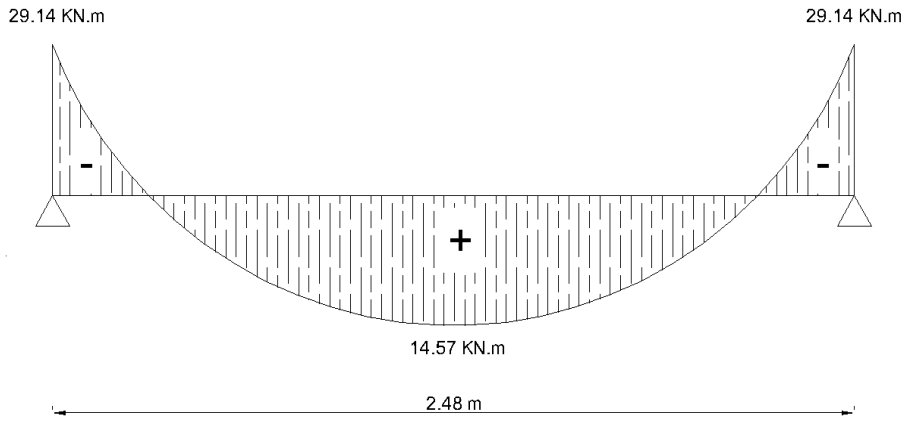


Figure. III 13 : Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.

III.4.1.4. Calcul de ferraillage

- **Armatures longitudinales :**

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

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

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

Tableau III.21. La section d'armature longitudinale de la poutre palière.

	M_{max} (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
En travée	20.00	2.20	0	3HA14=4.62	0
En appuis	40.00	4.57	0	3HA14=4.62	0

- **Armatures transversale :**

SELON : **RPA99 VERSION2003 : ART [7.5.2.2]**

$A_t = 0.003 S_t * b$

$S_t \leq Min\,[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\ cm]$ ..... *Dans la zone nodale*

$S_t \leq \frac{h}{2}$ ..... *Dans la zone courante*

Tableau III. 22. La section d'armature transversale de la poutre palière.

Espacements		Armatures	
Zone nodale (cm)	**Zone courante (cm)**	$\emptyset\ (cm)$	$A_t\ (cm^2)$
7.5	15	0.8	1.35 (4HA8=2.01)

III.4.1.5.Verification des contraint à L'ELS « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

Tableau III. 23. Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.

	A(cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$
En Travée	2.20	14.57	2.38	15	c.v
En Appuis	4.57	29.14	4.76	15	c.v

III.4.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement a L'ELU «C.B.A93 Article A.5.1.2.1.1»

On vérfié: $\bar{\tau} = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = Min\,\{0.2 \times \frac{Fc_{28}}{\gamma b}; 5\ Mpa\}$

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

Section	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	96.77	0.35	1.16	CV

III.4.1.7. Vérification des sections d'armature

SELON **: RPA99 VERSION2003 : ART [7.5.2.1]**

- $\boldsymbol{Amin = 0.5\%\, b * h} = 4.5Cm^2 \ldots\ldots$ Zone courant
- $\boldsymbol{Amax = 6\%\, b * h} = 36\ Cm^2 \ldots\ldots$ Zone de recouvrement

Tableau III. 25. Vérification des sections des armatures de la poutre palière.

	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	4.62	4.5	36	c.v
En appuis	4.62	4.5	36	c.v

III.4.1.8.Vérification de la flèche «C.B.A93 Article B.6.5.3 »

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.48} = 0.120 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (\mathbf{C.V})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.48} = 0.120 \geq \frac{1}{10} \times \frac{20}{60} = 0.033 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (\mathbf{C.V})$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27.5} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots \ (\mathbf{C.V})$$

III.4.1.2. Charges revenant à la console

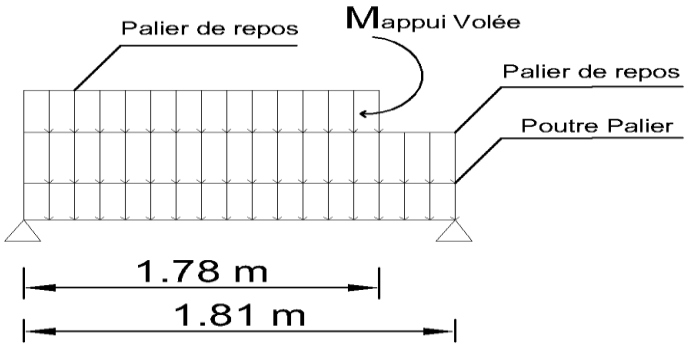


Figure III. 14 : Chargement dans la poutre palier.

III.4.1.2.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : Gp = 25 × 0,30 × 0,30 = 2,25 Kn/ml

Poids propre du mur simple cloison : G_{Ms} = 1,62 Kn/ml

Réaction du palier à l'ELU : RU= 64,88 KN {Calculer dans la section Escaliere}

Réaction du palier à l'ELS : RS = 47,57 KN {Calculer dans la section Escaliere}

Pu = 1,35 × (Gp+GMs) + Rutot = 1,35 × (2,25+1,62) + 64,88 =70,10 Kn/ml

Ps = G + Rs = (2,25+1,62) + 47,57 = 51,44 Kn/ml

III.4.1.2.3.Calcul des efforts internes

- **A .L'ELU :**

Réaction d'appuis : RA = RB = PL/2 = 86,92 kN

Effort tranchant : Tmax = RA = 86,92 kN

Moment fléchissant : Mmax (Travée) = PL²/24 = 17,96 KN.m et

Mmax (Appuis) = MA = MB = PL²/12 = 35,93 kN.m

- **B. L'ELS :**

Réaction d'appuis : RA = RB = PL/2 = 63,78 kN

Effort tranchant : Tmax = RA = 63,78 kN

Moment fléchissant : Mmax (Travée) = PL²/24 = 13,18 kN.m et

Mmax (Appuis) = MA = MB = PL²/12 = 26,36 kN.m

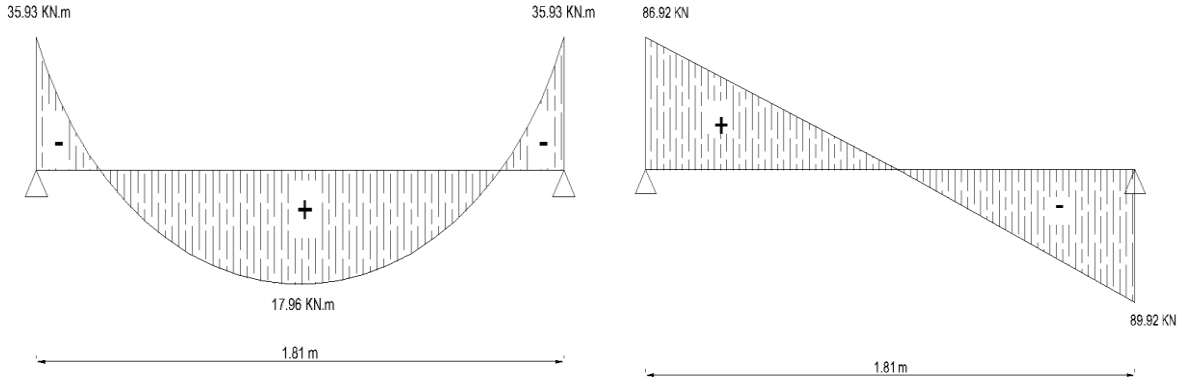


Figure. III 15 : Diagramme des moments et l'effort tranchant de console à l'ELU.

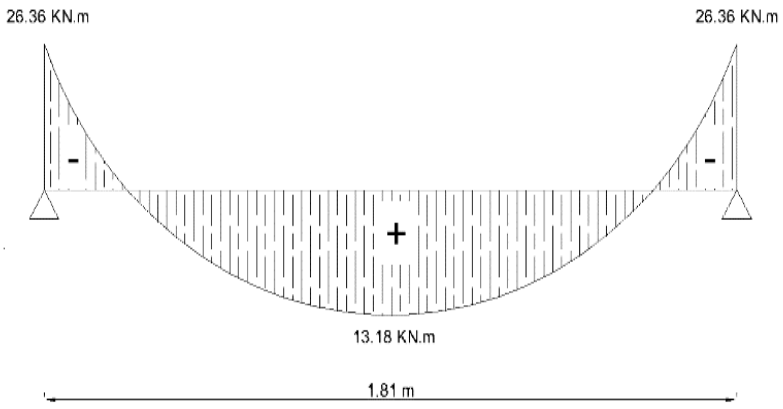


Figure III. 16 : Diagramme des moments de console à l'ELS.

III.4.1.2.4. Calcul de ferraillage

- **Armatures longitudinales :**

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

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

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

Tableau III. 26. La section d'armature longitudinale de la console.

	M_{max} (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
En travée	17.96	2.20	0	3HA14=4.62	0
En appuis	35.93	4.57	0	3HA14=4.62	0

- **Armatures longitudinales :**

SELON : **RPA99 VERSION2003 : ART [7.5.2.2]**

$A_t = 0.003 S_t * b$

$S_t \leq Min\,[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\ cm]$ ..... *Dans la zone nodale*

$S_t \leq \frac{h}{2}$ ..... *Dans la zone courante*

Tableau III. 27. La section d'armature transversale de console.

Espacements		Armatures	
Zone nodale (cm)	**Zone courante (cm)**	$\emptyset\ (cm)$	$A_t\ (cm^2)$
7.5	15	0.8	1.35 (4HA8=2.01)

III.4.1.2.5.Vérification des contraint à L'ELS « C.B.A93 Article A.4.5.3 »

Tableau III. 28. Vérification des contraintes de console à l'ELS.

	A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$
En travée	4.62	13.18	2.15	15	C.V
En appuis	4.62	26.36	4.31	15	C.V

III.4.1.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement a L'ELU «C.B.A93 Article A.5.1.2.1.1»

On vérfie: $\bar{\tau} = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = Min\,\{0.2 \times \frac{Fc_{28}}{\gamma b}; 5\ Mpa\}$

Tableau III. 29. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

Section	T (KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	63.44	0.23	1.16	c.v

III.4.1.2.7. Vérification des sections d'armature

SELON : **RPA99 VERSION2003 : ART [7.5.2.1]**

- $\boldsymbol{Amin = 0.5\%\, b * h} = 4.5 Cm^2$ ..... Zone courante
- $\boldsymbol{Amax = 6\%\, b * h} = 36\ Cm^2$ ..... Zone de recouvrement

Tableau III.30. Vérification des sections des armatures de console.

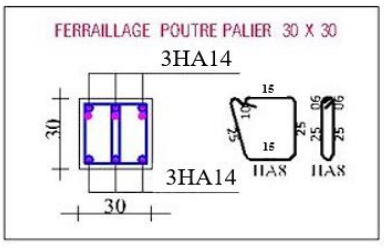
	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	4.62	4.5	36	c.v
En appuis	4.62	4.5	36	c.v

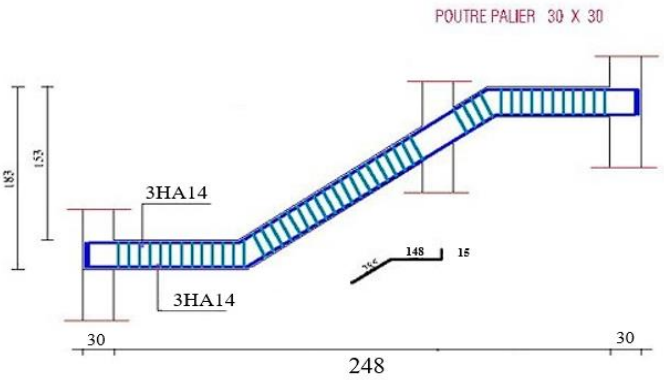
III.4.1.2.8. Vérification de la flèche «C.B.A93 Article B.6.5.3 »

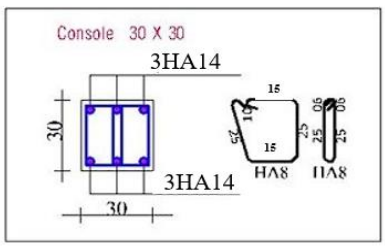
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{1.81} = 0.165 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (\mathbf{C.V})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.30}{1.81} = 0.165 \geq \frac{1}{10} \times \frac{17.96}{28.70} = 0.0625 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (\mathbf{C.V})$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27.5} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots\ldots (\mathbf{C.V})$$







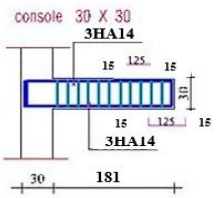


Figure III.3.17 : Ferraillage de poutre palier et console.

III.5. Calcul des planchers

III .5.1. Introduction

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont largeurs est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, poteaux.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III .5.2.Plancher à corps creux

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

III .5.3. La dalle de compression «CBA93 B.6.8.4.2.3 »

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 (Treillis soudé).

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 :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 60cm$$

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

Avec : L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
F_e : Nuance de l'acier FeE400 ($F_e = 400$).

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

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{400} = 0.60cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.30cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.
$A_{t2} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.

On adoptera un treillis soudé de : **(20x20) cm²**

III.5.3.1 Ferraillage de la table de compression

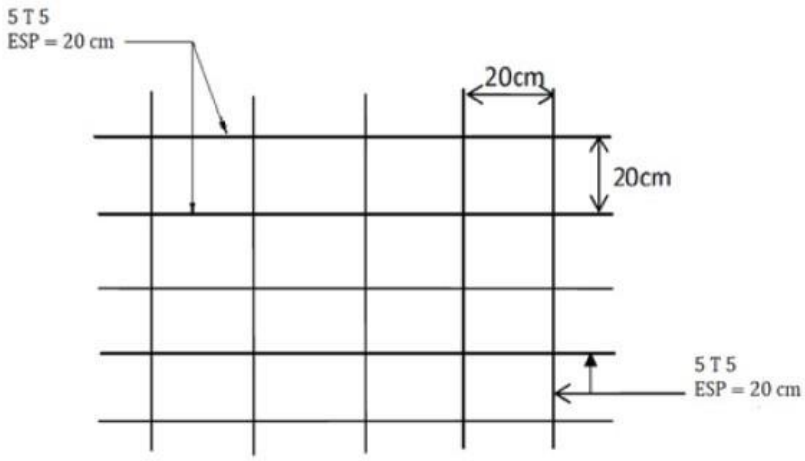


Figure III.18 : Disposition des armatures de la table de compression.

III .5.4. Les Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.
Elles sont calculées sous les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S= (0.60*L), on dispose des poutrelles dans le sens de la petite portée.

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III .5.4.1. Avant coulage

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entre vous).
- Une charge concentrée au milieu dont l'intensité est la plus grande de 1KN 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.
  Q = max [1(KN); 0.5L] = 1.9 KN **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

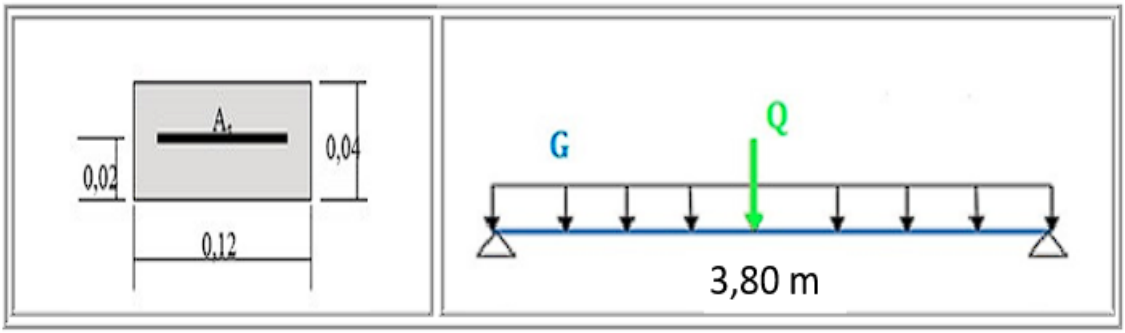


Figure III.19 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

III.5.4.1.1. Charge et surcharge

Poids propre de la poutrelle : 0.04*0.12*25 =0.12 KN/ml

Poids de corps creux : 0.60*1=0.60 KN /ml

Poids Propre Totale (Poutrelle + corps creux) : G= 0.60+0.12 = 0.72

Charge d'exploitation : Q= Max [1KN ; 0.5L]=1.9 KN /ml

Calcul de **μ** :

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_b}$ d'où : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$ .....(III.17)

M_G= 1.299 KN.m, M_Q= 1.8 KN.m, M_u =4.46 KN.m

Alors : $\mu = 2.92 \geq \mu_l = 0.392$ . . . . . (C.N.V)

III.5.4.1.2. Vérification de la flèche

$f < \bar{f}_{adm}$

Avec $\bar{f}_{adm} = \frac{L\,(cm)}{1000} + 0.5$ cm pour L ≥ 5 m

$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤ 5 m

On a: L= 3.80 m < 5m

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

$$f = \frac{5*0.72*3800^4}{384*32164.2*6.4*10^4} + \frac{1.9*3800^3}{48*32164.2*6.4*10^4} = 618.8\text{mm} < 7.6\text{ mm} \ldots. \text{(c.n.v)}$$

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

Tableau III. 31. Vérification de la flèche.

étaiement	G	Q	E (Mpa)	L (m)	I (mm^4)	F_{max} (mm)	F (mm)	$F < F_{adm}$
0	0.72	1.9	32164.195	3.80	640000	61341	7.6	CNV
1	0.72	1	32164.195	1.9	640000	3833.86	3.8	CNV
2	0.72	1	32164.195	0.95	640000	239.61	1.9	CV

III.5.4.2. Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer l'une deux types de poutre continue qui est :

- Poutrelle à 4 travées (Plancher à usage habitation).
- Poutrelle à 5 travées (Plancher à usage habitation).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode forfaitaire soit par la méthode Caquot.

Méthode de Calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Conditions d'application de la méthode Caquot :

1- $Q \leq \text{Min} \begin{cases} 2.G\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ (c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées. (C.V)

3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C.N.V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

III .5.4.2.1. Calcul des charges et surcharges

- **ELU:** $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- **ELS:** $P_{ser} = G + Q$

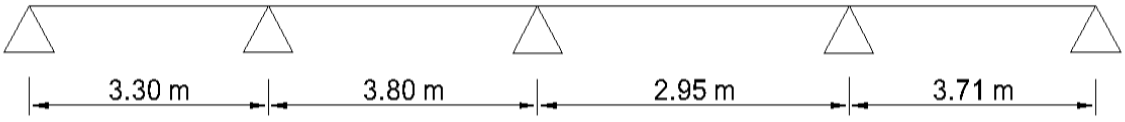
Tableau III. 32. Charges et surcharges.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	Pu (kN/m)	P ser (kN/m)
Plancher terrasse	6.76*0.60=4.056	1*0.60=0.60	6.3756	4.656
Plancher courant et RDC	6.16*0.60=3.696	1.5*0.60=0.90	6.3396	4.596

III .5.4.2.2. Sollicitation de calcul

On a choisi le type le plus défavorable :

❖ **1^{ér} Type : Poutrelles à Quatre travées**



➢ **La méthode Caquot :**

- $M_0 = \frac{Pu \times l^2}{8}$; $\begin{cases} Mw = 0.8\ M0 \\ Me = \frac{Pu \times (l'w)^3 + Pu \times (l'e)^3}{8.5(l'w + l'é)} \end{cases}$; $M_t = M_0 - \frac{Me + Mw}{2}$
- $T_w = T_e = \frac{Pu \times L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$

- A L'E.L.U :

Tableau III. 33. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle à 4 Travée.

- Etage terrasse :

Travées	Pu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
AB	6,3756	3,3	3,3	8,6788	1,7358	7,5754	4,0232	8,7501	-12,289
BC	6,3756	3,8	3,04	11,508	7,5754	5,7281	4,8562	12,6	-11,628
CD	6,3756	2,95	2,36	6,9355	5,7281	7,9343	0,1042	8,6562	-10,152
DE	6,3756	3,71	3,71	10,969	7,9343	2,1939	5,9052	13,374	-10,279

- Etage Courant :

Travées	Pu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
AB	6,3396	3,3	3,3	8,6298	1,726	7,5326	4,0005	8,7007	-12,22
BC	6,3396	3,8	3,04	11,443	7,5326	5,6958	4,8288	12,529	-11,562
CD	6,3396	2,95	2,36	6,8963	5,6958	7,8895	0,1036	8,6073	-10,095
DE	6,3396	3,71	3,71	10,907	7,8895	2,1815	5,8719	13,299	-10,221

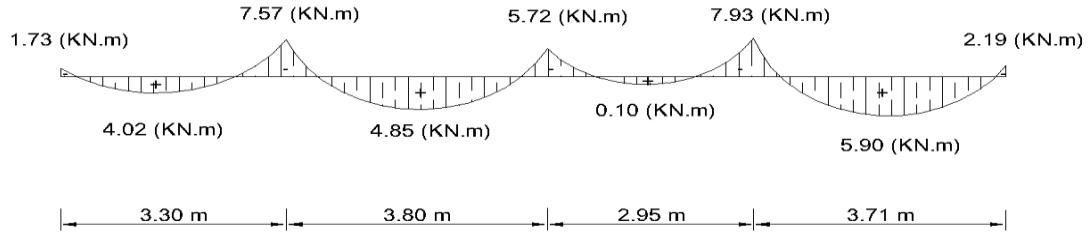


Figure. III. 20 : Diagramme des moments maximaux l'ELU de la poutrelle.

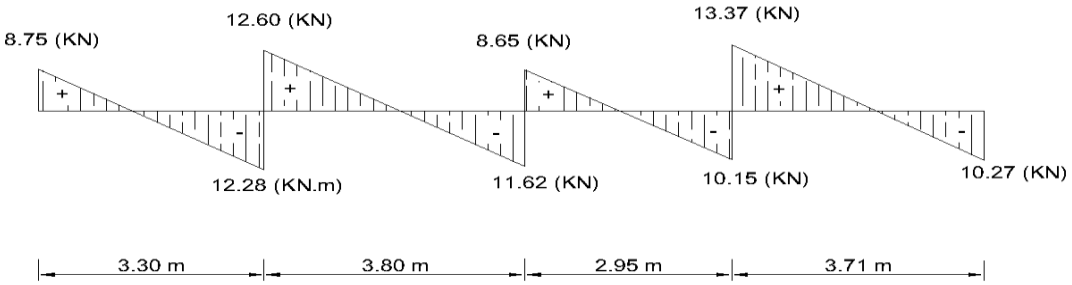


Figure III. 21 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU de la poutrelle.

- A L'E.L.S :

Tableau III. 34. Sollicitation a l'ELS de la poutrelle à 4 Travée.

- Etage terrasse :

Travées	Pser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	4,656	3,3	3,3	6,338	1,2676	5,5322	2,9381
BC	4,656	3,8	3,04	8,4041	5,5322	4,1832	3,5464
CD	4,656	2,95	2,36	5,0649	4,1832	5,7943	0,0761
DE	4,656	3,71	3,71	8,0107	5,7943	1,6021	4,3125

- Etage courant :

Travées	Pser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	4,596	3,3	3,3	6,2563	1,2513	5,4609	2,9002
BC	4,596	3,8	3,04	8,2958	5,4609	4,1293	3,5007
CD	4,596	2,95	2,36	4,9996	4,1293	5,7196	0,0751
DE	4,596	3,71	3,71	7,9075	5,7196	1,5815	4,2569

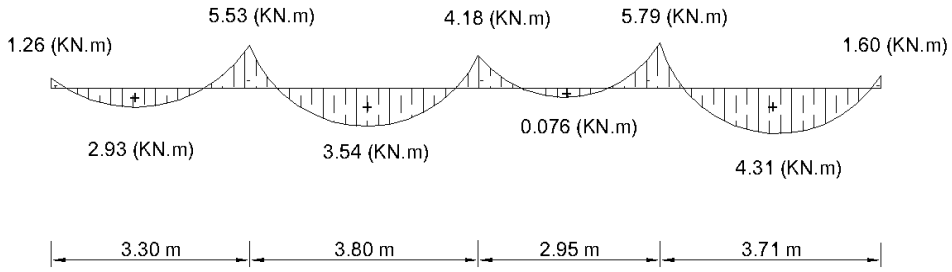
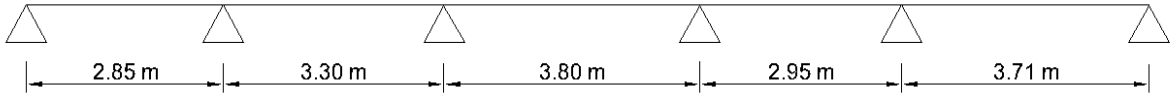


Figure III. 22 : Diagramme des moments maximaux à l'ELS de la poutrelle.

❖ 2éme Type : Poutrelles à Cinq travées :



➢ **La méthode Caquot :**

➢ $M_0 = \frac{Pu \times l^2}{8}$; $\begin{cases} Mw = 0.8\ M0 \\ Me = \frac{Pu \times (l'w)^3 + Pu \times (l'e)^3}{8.5(l'w + l'é)} \end{cases}$; $M_t = M_0 - \frac{Me + Mw}{2}$

➢ $T_w = T_e = \frac{Pu \times l}{2} + \frac{Mw - Me}{l}$

- A L'E.L.U :

Tableau III. 35. Les sollicitations à l'ELU de la poutrelle à 5 Travée.

- Etage terrasse :

Travées	Pu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
AB	6,3756	2,85	2,85	6,4732	1,2946	5,6766	2,9876	7,5477	-10,623
BC	6,3756	3,3	2,64	8,6788	5,6766	6,1398	2,7706	10,379	-10,66
CD	6,3756	3,8	3,04	11,508	6,1398	5,7281	5,574	12,222	-12,005
DE	6,3756	2,95	2,36	6,9355	5,7281	7,9343	0,1042	8,6562	-10,152
EF	6,3756	3,71	3,71	10,969	7,9343	2,1939	5,9052	13,374	-10,279

- Etage courant :

Travées	Pu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
AB	6,3396	2,85	2,85	6,4367	1,2873	5,6446	2,9707	7,5051	-10,563
BC	6,3396	3,3	2,64	8,6298	5,6446	6,1051	2,7549	10,321	-10,6
CD	6,3396	3,8	3,04	11,443	6,1051	5,6958	5,5425	12,153	-11,938
DE	6,3396	2,95	2,36	6,8963	5,6958	7,8895	0,1036	8,6073	-10,095
EF	6,3396	3,71	3,71	10,907	7,8895	2,1815	5,8719	13,299	-10,221

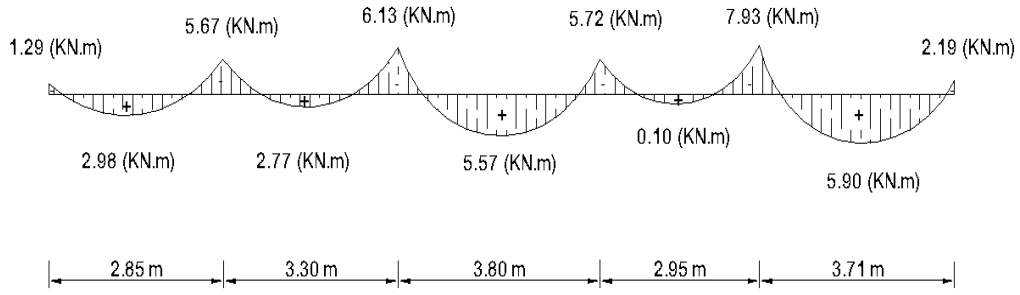


Figure. III. 23 : Diagramme des moments maximaux à l'ELU de la poutrelle.

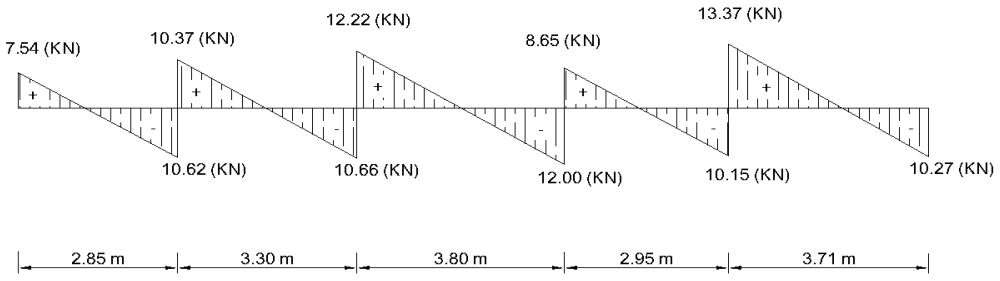


Figure III. 24 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU de la poutrelle.

- A L'E.L.S :

Tableau III. 36. Sollicitation a l'ELS de la poutrelle à 5 Travée.

- Etage terrasse :

Travées	Pser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	4,656	2,85	2,85	4,7273	0,9455	4,1455	2,1818
BC	4,656	3,3	2,64	6,338	4,1455	4,4838	2,0233
CD	4,656	3,8	3,04	8,4041	4,4838	4,1832	4,0706
DE	4,656	2,95	2,36	5,0649	4,1832	5,7943	0,0761
EF	4,656	3,71	3,71	8,0107	5,7943	1,6021	4,3125

- Etage courant :

Travées	Pser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	4,596	2,85	2,85	4,6664	0,9333	4,0921	2,1537
BC	4,596	3,3	2,64	6,2563	4,0921	4,426	1,9972
CD	4,596	3,8	3,04	8,2958	4,426	4,1293	4,0181
DE	4,596	2,95	2,36	4,9996	4,1293	5,7196	0,0751
EF	4,596	3,71	3,71	7,9075	5,7196	1,5815	4,2569

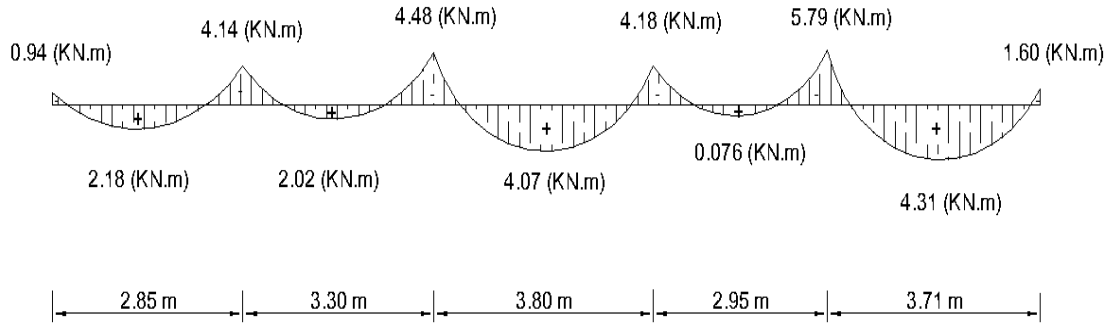


Figure III. 25 : Diagramme des moments maximaux à l'ELS de la poutrelle.

III.5.4.2.3. Calcule du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

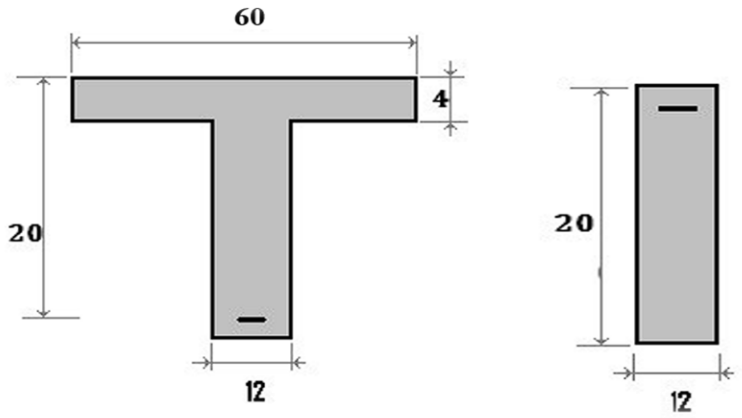


Figure III.26 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche) ; En appui(à droite).

III.5.4.2.3.1. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

b (cm)	**b_0 (cm)**	**h (cm)**	**h_0 (cm)**	**σ_s (Mpa)**	**σ_b (Mpa)**
60	12	20	4	435	14.2
d (cm)	***f_e***	**γ_s**	**E_s (Mpa)**	**ξs**	**ξl**
18	400	1.15	210000	2	3.5

On a : $M_t \leq M_0$ ……. $Mt_{max} = 5.95$ (Kn.m) $\leq$ $M0_{max} = 11.508$ (Kn.m) …. (C.V)

$$\mu = \frac{M}{\sigma b \times d^2} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \; ; \quad A_{cal} = \frac{M}{\sigma s \times \beta \times d}$$

Tableau III. 37. La section d'armature calculées et choisies à l'ELU.

	M_0 max (kN.m)	**M max (kN.m)**	**μ**	**β**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**A_{adopt} (cm^2)**
En travée	11.508	5.9	0.021	0.989	0.762	0	3HA12= 3.39
En appuis	11.508	7.93	0.029	0.985	1.028	0	2HA10= 1.57

III.5.4.2.3.2. Condition de non fragilité (CBA 93)

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{b \times h}{1000}$

Tableau III. 38. Condition de non fragilité.

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$
En travée	3.39	1.8	C.V
En appui	1.57	0.24	C.V

- **Armatures Transversales :**

III.5.4.2.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement « CBA93Article 5.1.2.1»

On vérifié: $\tau = \frac{Tmax}{b.d} \leq \bar{\tau} = \text{Min}\{0.2 \times \frac{Fc_{28}}{\gamma b}; 5\ \text{Mpa}\}$

Tableau III. 39. Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier.

B_0 (mm)	D (mm)	F_{c28} (Mpa)	σ_b (Mpa)
120	180	25	1.5
T_{max}	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
13.37	0.619	3.33	(C.V)

III.5.4.2.3.4 Vérification de l'espacement

Tableau III. 40. Vérification de l'espacement.

S_t = Min (0.9d ; 40)	S_t Choi	$\bar{S}_t$	$S_t \leq \bar{S}_t$
16.2	15	40	**(c.v)**

Diamètre des armatures transversales ϕ_t «RPA v2003 Article 7.5.2.2»

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7; 16; 12\}\ (\text{mm})$$

[Annexe E]

H (mm)	B_0 (mm)	$Ø_1$ (mm)	$Ø_t$ (mm)	$Ø_{t\ choi}$ (mm)	A_t (cm^2)	η_t	$A_t = \eta_t \times a_t$
200	120	12	5.71	6	0.2226	2	0.5652 = 2HA6

Vérification nécessaire :

$$\frac{At * fe}{b0 * St} \geq 0.4\ \text{Mpa} \Rightarrow \frac{56.52 * 400}{120 * 150} = 1.27\ \text{Mpa}$$

$$\frac{At}{b0 * St} \geq \gamma s\left(\frac{\tau u - 0.3k * fc28}{0.9 fe[cos\alpha + sin\alpha]} \Rightarrow \frac{At}{b0 * St} = 0.003 > 0.001\right)$$

A_t (mm²)	F_e	B_0 (mm)		$\overline{S}_t$ (mm)	$(A_t * f_e / b_{0*} S_{t\,choi}) \geq 0.4$
56.52	400	120		150	(c.v)
γ_s	τ	k	$F_{tj\,28}$	α	$A_t / (b_0 * S_{t\,choi}) \geq$
1.15	0.6189	1	2.1	90	(c.v)

III.5.4.2.3.5 Vérification des contraint à l'ELS

III.3.41. Vérification des contraint à l'ELS

	M_{ser} (kn.m)	B (cm)	H_0 (cm)	D (cm)	$A_{travée}$ (cm²)	B_0 (cm)	F_{c28} (Mpa)	S_{xx} (cm³)	$S_{xx} \leq 0$
En Travée	4.310	60	4	18	2.35	12	25	-13.5	(c.v)
En Appui	9.657	60	4	18	1.57	20	25	150.3	(c.n.v)

- **En Travée :**

➢ **Y^2+DY-E Avec : $0 \leq Y_1 \leq d$**

D	E	Δ	Y_1 (cm)	Y_2(cm)	Y(cm)	I (cm)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma \leq \overline{\sigma}_b$
37.87	169.75	2113.51	-41.92	4.048	4.048	8188.338	2.13	15	(c.v)

- **Aux Appui :**

➢ **Y^2+DY-E Avec : $0 \leq Y_1 \leq d$**

D	E	Δ	Y_1	Y_2	Y	I	K	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma \leq \overline{\sigma}_b$
18.35	74.39	634.46	-21.77	3.41	3.41	7401.74	130.469	4.457	15	(c.v)

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Poutrelles	Sollicitation à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible	Vérification
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma}_b$	(c.v)
Type	4.31	9.657	2.13	4.457	15	

Etat limite de déformation :

H (cm)	L (cm)	B (cm)	D (cm)	H_0 (cm)	B_0 (cm)	$M_{t\,ser}$ (kn.m)	$M_{0\,ser}$ (kn.m)	Fe (Mpa)	F_{c28} (Mpa)	F_{tj28} (Mpa)	$A_{t\,final}$ (cm²)
20	380	60	18	4	12	4.31	8.40	400	25	2.1	3.92

III.5.4.2.3.6 Vérification préliminaire de la flèche

Tableau III. 42. Vérification de la flèche de la poutrelle. [Annexe B]

1^{ér} condition		**2^{éme} condition**	
h/l > Mt/ (15*M_a)		**A/ (b0.d) < 3.6/fe**	
h/l	0.053	**A/ (b_0.d)**	0,0818
M_t/ (15*M_a)	0,034	**3.6/fe**	0,009
(c.v)		**(c.n.v)**	

Évaluation détaillée de la flèche :

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = f$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6$ **mm**

$M_{t\ ser}$ (kn.m)	A (cm²)	y (cm)	ƒ	β_1	σ_s	μ	λ_i	λ_v
4.31	3.92	7.83	0.018	0.828	47.5	0.338	2.23	1.17
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}**	**$\Delta f_t \leq f_{adm}$**
21993.6235	13.809.88	18599.34	3.8	1.40114	3.12101	1.71987	7.6	**(c.v)**

Remarque :

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (e=16+4) du plancher à corps creux.

III.5.4.2.4 Détail de ferraillage

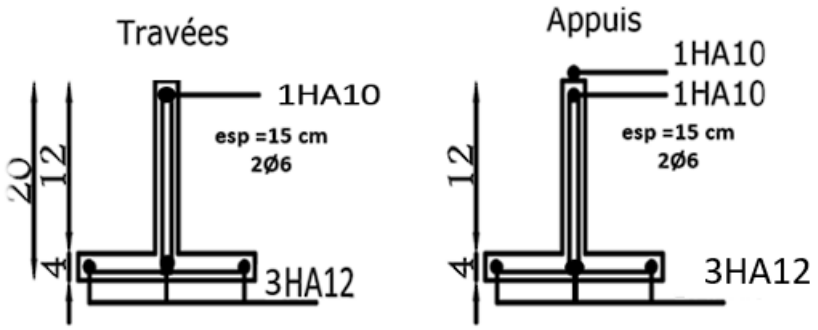


Figure III.27 : Détail de ferraillage de poutrelle.

III.6.Dalle pleine

III.6.1 Définition

La dalle pleine set un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat, le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte, ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

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

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

- **Critère de résistance**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx / 35) \leq ép \leq (Lx /30)$

- ép : épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.55 m.

$$355/35 \leq ép \leq 355/30$$

$$10{,}14 \text{ cm} \leq ép \leq 11{,}83 \text{ cm}$$

- **Sécurité contre l'incendie**
- **Résistance au feu**

Résistance au feu. Pour assurer une sécurité vis-à-vis des incendies, on admet les valeurs suivantes :

- e = 7cm → pour une heure de coupe-feu.
- e = 11cm → pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5cm → pour un coupe-feu de quatre heures.

❖ **Condition d'isolation acoustique :** ép = 15 cm.

III .6.2. Méthode de calcul

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

La méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.

III .6.3. Principe de calcul

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

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer L'équilibre statique du point de vue travail.

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation θ.

Travail externe :

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

Text = P. f (cas d'une charge concentrée).

$Text=\iint q.\ Y\ .ds= q.\ S.f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

P : Charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

Travail interne :

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

$Tint=M.L.\theta$

Avec:

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Conclusion

On adopte la dimension de la dalle conformément aux critères émanant des règlements et les conditions d'acoustiques et cela pour toutes raisons de sécurité

A cet effet on adoptera pour la dalle pleine : **ép = 15cm « CBA ART A.5.2.3 »**

III.6.4 Evaluation des charges

III.6.4.1. Les charges permanentes

Tableau III.43. Charge permanente du plancher courant à dalle pleine « DTR B.C 2.2 »

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Mur simple	0,10	16,2	1,62
TOTALE				**7.07**

III.6.4.2.les charges d'exploitations

Plancher à dalle pleine : $Q = 1,5\ KN/m^2$ « D.T.R B.C.2.2 »

Balcon : $Q = 3,5\ KN/m^2$ « D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »

III.6.4.3. Plancher dalle pleine (Balcons)

Il ya un Balcons rectangulaire encastrée sur 3 cotée :

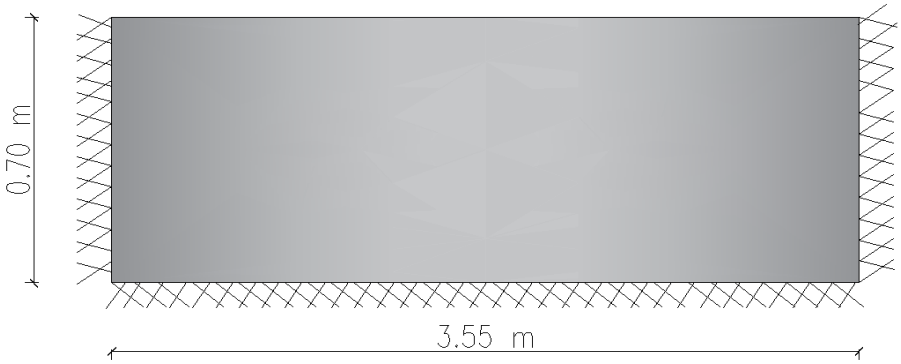


Figure III.28 : Schéma de Balcons.

III .6.4.3.1 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Pu =1.35G +1.5Q

Pser = G +Q

Tableau III.44. Les actions sur la dalle pleine.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	7.07	3.5	14.79
ELS	7.07	3.5	10.57

III .6.4.3.2 Calcul du ferraillage

Tableau III.45. Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

L	b	h	d	σb	σ s
0,7	100	15	12,8	14,2	348

	Mu	μ	A'	β	A	A_{choi}	A_{min}
Travée	0.72	0.004	0	0.998	0.18	7HA8=3.51	1.5
Appui	0.45	0.002	0	0.999	0.11	7HA8=3.51	1.5

III .6.4.3.3 Vérification à l'ELS

Tableau III.46. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}	$S_{xx''}$	Y_1(cm)	I_G (cm⁴)	K(N/mm^3)	$\sigma_{b(N/mm^2)}$	$\sigma_{b\ ber}$	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ ber}$
Travée	0.512	11361.55	2.46	2852.62	0.018	0.442	15	Vérifie
Appui	0.32	11361.55	2.46	2852.62	0.011	0.276	15	Vérifié

III .6.4.3.4 Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$T = \frac{p \times lx}{2} \qquad \tau = \frac{T}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

T (KN)	τ (Mpa)	τ_{ber} (Mpa)	$\tau \leq \tau_{ber}$
5.16	0.05	1.17	Vérifié

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

III.6.4.3.5 Conditions d'espacements

St (cm)	St adm = min (3h ; 33 cm)	St ≤ St adm
25	33	Vérifié

III.6.4.3.6 Armature de répartitions

Fi (mm)	A_{prin} (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	Choix (cm²)
8	3.51	0.877	2HA8 = 1.00

III.6.4.3.7 Condition de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{0.70} = 0.0214 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad [\text{Annexe B}]$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{0.70} = 0.0214 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0.72}{0.90} = 0.04 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ 1^{\acute{e}r}\ Condition$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 12.8} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ 2^{\acute{e}me}\ Condition$$

Remarque :

Donc l'Etat d'ouverture des fissures de bloc est vérifié pour le cas de plancher la dalle pleine.

III .6.4.4 planché de la dalle pleine

Il ya un Plancher de la dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés :

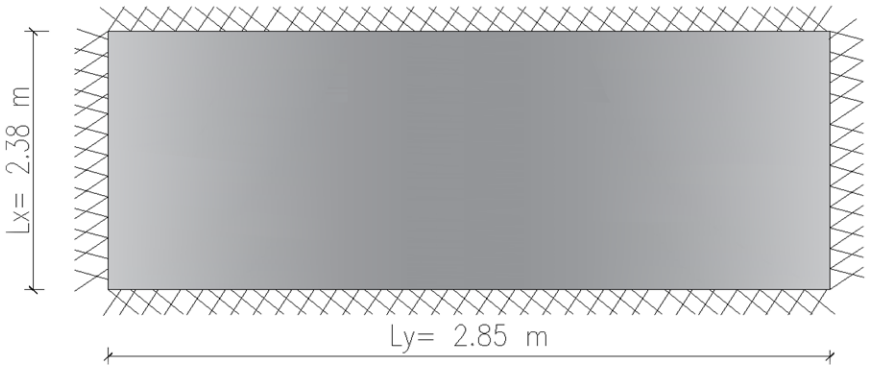


Figure III.29 : Schéma planché de la dalle pleine.

III .6.4.4.1Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Pu =1.35G +1.5Q

Pser = G +Q

Tableau III.47. Les actions sur plancher de la dalle pleine.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	7.07	1.5	13.29
ELS	7.07	1.5	9.57

III .6.4.4.2 Calcul du ferraillage

	L	B	H	D	σb	σs
Sens X	2.38	100	15	12.8	14.2	348
Sens Y	2.85	100	15	11.3	14.2	348

Tableau III.48. Les résultats du ferraillage de plancher de la dalle pleine.

	Mu	μ	A'	β	A	A_{choi}	A_{min}
Travée Sens X	2.97	0.0163	0	0.992	0.761	7HA8=3.51	1.5
Travée Sens Y	10.11	0.056	0	0.971	2.65	7HA8=3.51	1.5
Appui Sens X	1.98	0.0109	0	0.994	0.507	7HA8=3.51	1.5
Appui Sens Y	1.98	0.011	0	0.994	0.52	7HA8=3.51	1.5

III .6.4.4.3 Vérification à l'ELS

Tableau III.49. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}	S_{xx}	Y_1	I_G	K(n/mm²)	σb(n/mm)	σ_{ber}(n/mm²)	$\sigma_b \leq \sigma_{ber}$
Travée Sens X	2.42	11361.55	2.46	2852.321	0.0848	2.087	15	Vérifié
Travée Sens Y	7.28	11361.55	2.46	2858.321	0.255	6.279	15	Vérifié
Appui Sens X	1.62	11361.55	2.46	2852.321	0.0567	1.397	15	Vérifié
Appui Sens Y	1.62	11316.55	2.46	2858.321	0.057	1.397	15	Vérifié

III .6.4.4.4 Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

$$T = \frac{p \times lx}{2} \qquad \tau = \frac{T}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

	T (KN)	T (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	15.82	0.14	1.17	Vérifié
Sens Y	18.94	0.17	1.17	Vérifié

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

III.6.4.4.5 Conditions d'espacements

St (cm)	St adm = min (3h ; 33 cm)	St ≤ St adm
25	33	Vérifié

III.6.4.4.6 Armature de répartitions

Fi (mm)	A_{princ} (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	Choix (cm²)
8	3.51	0.877	2HA8 = 1.00

III .6.4.4.7 Condition de la flèche

Au Sens X :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{2.38} = 0.063 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{2.38} = 0.063 \geq \frac{1}{20} \times \frac{2.97}{9.40} = 0.0158 \quad \ldots\ldots\ldots 1^{ér}\ Condition$$

$$\frac{A}{b0 . d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 12.8} = 0.0027 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots 2^{éme} Condition$$

Au Sens Y :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{2.85} = 0.0526 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{2.85} = 0.0526 \geq \frac{1}{20} \times \frac{10.11}{13.49} = 0.0375 \ldots\ldots\ldots 1^{ér}\ Condition$$

$$\frac{A}{b0 . d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 11.3} = 0.0031 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots.. 2^{éme}\ Condition$$

Remarque :

Donc l'Etat d'ouverture des fissures de bloc est vérifié pour le cas de plancher de la dalle pleine.[Annexe B]

III.6.4. Ferraillage des dalles pleines

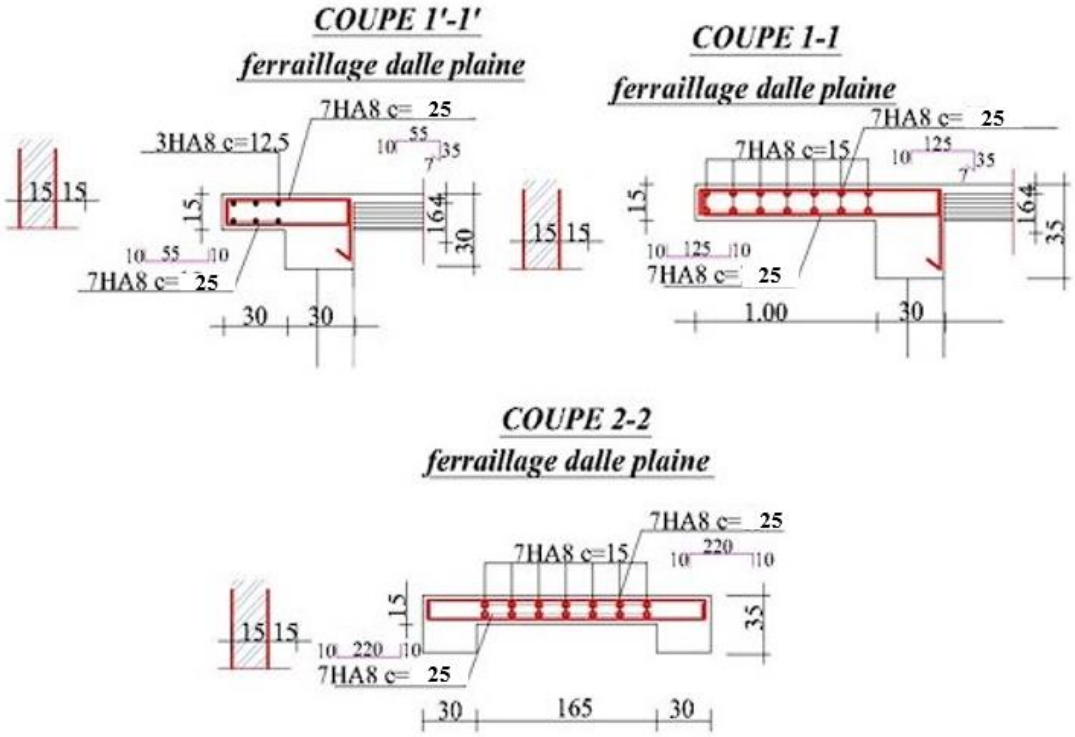


Figure III.30 : Ferraillage des dalles pleines.

Chapitre IV :

Etude dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

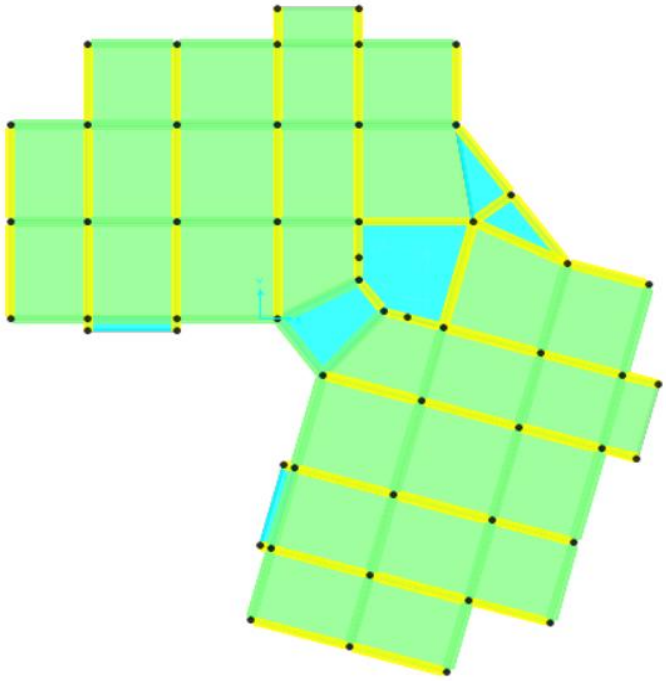


Figure IV.1 : Vue en 2D de la structure.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

Avant les caractéristiques procéder aux calculs dynamiques il faut d'équilibré la structure la réduction du bras de levier en centre de masse et le centre de torsion cela a fin d'évité la rotation de la structure lorsqu'elle cera soumise aux chargements horizontaux
Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

$$XG = \frac{\Sigma Wi * Xi}{\Sigma Wi} \text{ et } YG = \frac{\Sigma Wi * Yi}{\Sigma Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- X_i et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher (élément portés) et donc de l'ensemble des éléments porteurs de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\Sigma Iyi * Xi}{\Sigma Iyi} \text{ et } Y_T = \frac{\Sigma Ixi * Yi}{\Sigma Ixi}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- **Pour 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 $I_i = \frac{e*L^3}{12}$
- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- X_T et Y_T : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

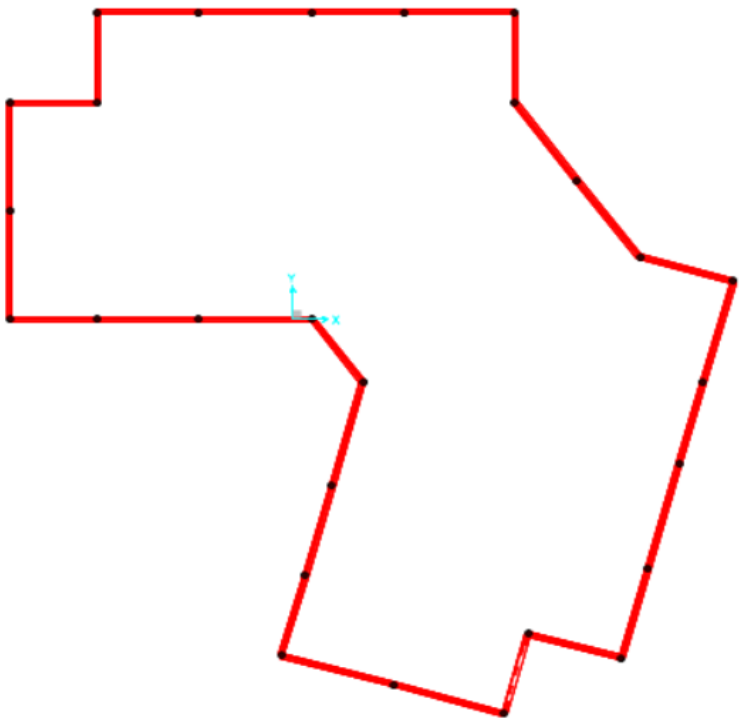
IV.3. Disposition des voiles

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un voile. Notre structure à un dépôt au niveau du sous-sol. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser le bras de levier entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Connaitre avec précision les ouvertures des voiles ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1. Voile périphérique (niveau sous-sol)

Notre structure comporte un sous-sol par conséquence le voile périphérique (considérais comme mur de soutènement)



FigureIV.2 : La disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol).

IV.3.2. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement

On a opté pour les meilleures dispositions dont les plans et tableaux serons ce qui suive :

On T

- **La meilleure disposition (voile de contreventement)**

Modes	Mode 1 / T1 = 0.650 s	Mode 2 / T2 = 0.551 s	Mode 3 / T3 = 0.442 s
Suivant X	23.20%	40.33%	0.23%
Suivant Y	40.49%	23.09%	0.40%
Autour de Z	0.80%	0%	61.68%
	Translation suivant l'axe Y	**Translation suivant l'axe X**	**Rotation autour de l'axe Z**

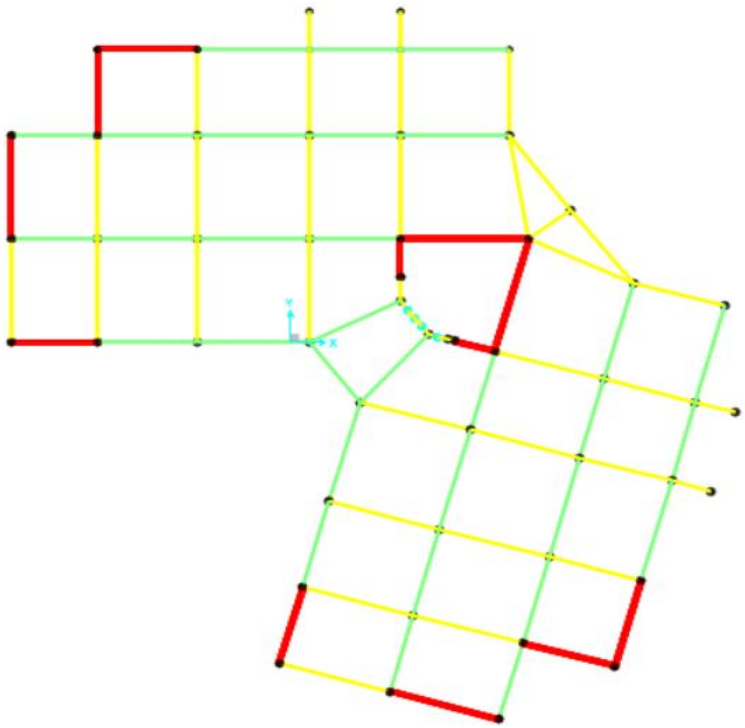


Figure IV. 3 : La disposition des voiles.

IV.4. Calcul d'excentricité

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

IV.4.1. Dimension de bâtiment

- Longueur du bâtiment L_X = 26.12 m.
- Largeur du bâtiment L_Y = 26.82 m.
- Hauteur de RDC h =3.23 m
- Hauteur d'étage h =3.23 m

IV.4.2. Centre de masse et centre de rigidité

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

Niveau	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
3.23	6121,5381	5.465	3.082	4.317	2.023
6.46	5602,785	5.432	3.047	4.223	2.011
9.69	5524,305	5.421	2.986	4.187	1.989
12.92	52850,45	5.281	2.945	3.993	1.985
16.15	5389,516	5.256	2.936	3.976	1.982
19.38	5302,894	5.141	2.885	3.959	1.975
22.61	5302,894	5.114	2.874	3.855	1.973
25.84	5301,444	5.056	2.862	3.824	1.973
29.07	4704,091	4.967	2.755	3.749	1.968

IV.4.3. 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 directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 15\% * L_x \quad , \quad E_{Y\,add} = 15\% * L_y$$

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

Tableau IV.2. Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex (m)	Ey (m)	Vérification
Sous-sol	3.23	1.148	1.059	vérifier
RDC	6.46	1.209	1.036	vérifier
1er étage	9.69	1.234	0.997	vérifier
2eme étage	12.92	1.288	0.960	vérifier
3eme étage	16.15	1.280	0.954	vérifier
4eme étage	19.38	1.182	0.912	vérifier
5eme étage	22.61	1.259	0.901	vérifier
6eme étage	25.84	1.232	0.889	vérifier
7eme étage	29.07	1.218	0.787	vérifier

IV.4.4. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.918 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 4.023 m

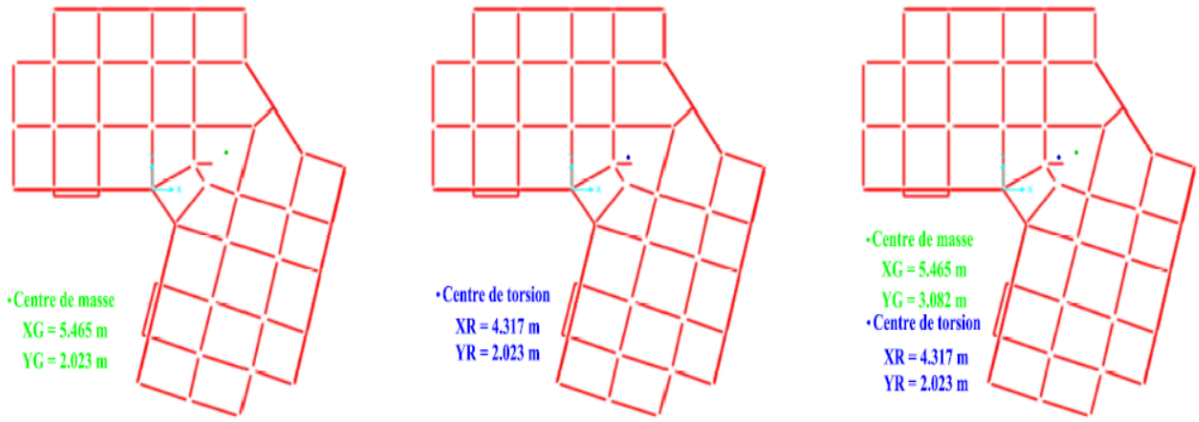


Figure IV.4 : Position du Centre de masse et centre de rigidité.

IV.5. Choix de la méthode de calcul « RPA99V2003 Article 4.1.2 »

IV5.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser

Ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

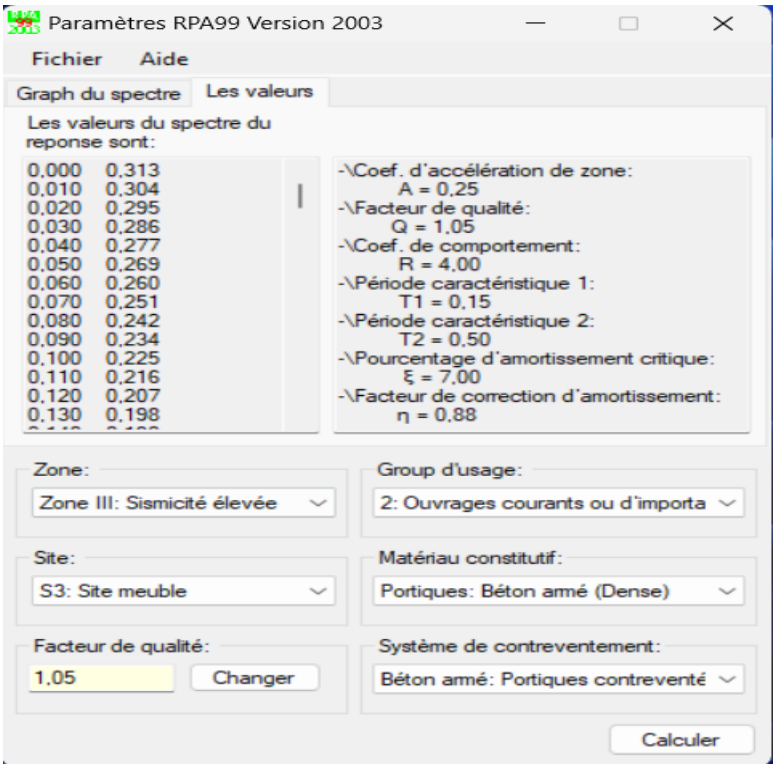
Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme régulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 23m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse **« SAP2000.v21.2.0 ».**

IV.5.2. Modélisation «RPA99V2003 Article 4.3.2.B»

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **"SAP2000.v21.2.0 "** est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.5.3. Le spectre de réponse de calcul « RPA99V2003 Article 4.3.3 »



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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\ A\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\ \eta\frac{Q}{R}-1)\right) & \text{pour } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\ (1.25A)\ (\frac{Q}{R}) & \text{pour } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\ (1.25A)\ (\frac{Q}{R})\ (\frac{T_2}{T})^{2/3} & \text{pour } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta\ (1.25A)\ (\frac{Q}{R})\ (\frac{T_2}{T})^{2/3}\ (\frac{3}{T})^{2/3} & \text{pour } T > 3\text{ sec} \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A «RPA Version2003 Tab 4.1 »

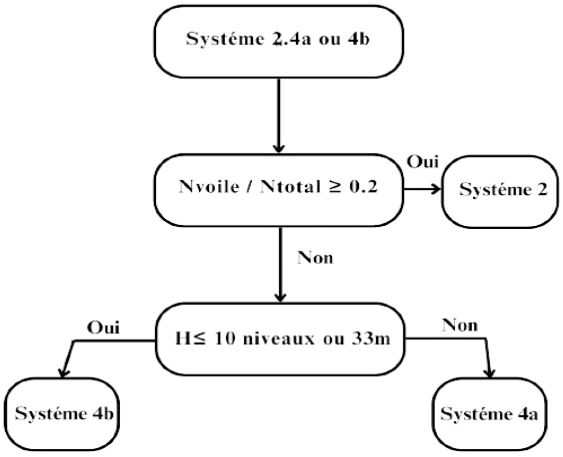
A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :
(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η «RPA99Version 2003 Tableau 4.2»

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad ; \xi = 7\ \% \quad ; \eta = 0.88$$

c) Justification du coefficient de comportement R « RPA99 Version 2003 Tableau 4.3.A.2»

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :
Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.
Donc :
R = 3,5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).



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

$\frac{\sum N_{VOILE}}{\sum N_{TOTAL}} = \frac{27106,152}{57477,282} = 0.47 \geq 0.2$ Donc système 2 (voiles porteurs) R=3.5

d) Facteur de qualité Q «RPA99Version 2003 Tableau 4.4»

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".

TableauIV.3. Facteur de qualité.

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

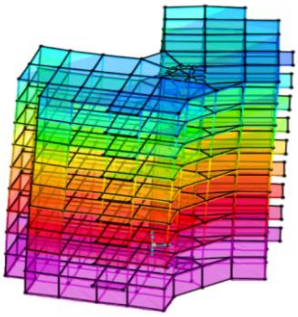
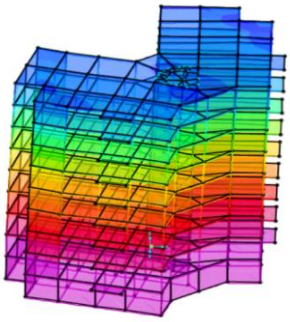
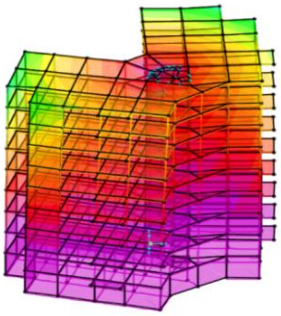
IV.5.4. Résultats de l'analyse dynamique

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

IV.5.4.1 Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.5.4.1.1 Comportement modal

Tableau. IV.4. Comportement des trois premiers modes.

Mode	1	2	3
Période (s)	0.650	0.551	0.442
Participation massique suivant X	23.20%	40.33%	0.23%
Participation massique suivant Y	40.49%	23.09%	0.40%
Participation massique suivant Z	0.80%	0.00%	61.68 %
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z

IV.5.4.1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)

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

TableauIV.5. Comportement jusqu'à mode retenu.

Les modes	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,650	$\sum_{79}^{1} Tpéroide = 5{,}614$	23	40	1
2	0,551		64	64	1
3	0,442		64	64	62
4	0,156		70	74	63
-	-		-	-	-
41	0,136		89	90	88
-	-		-	-	-
44	0,109		90	90	88
-	-		-	-	-
79	0,031		92	93	90

La structure a dissipé de 90 % de l'énergie stockée au mode 79 avec un temps retenu est égal à « T= 5,614 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.5.4.2 Analyse statique et dynamique

IV.5.4.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul « RPA99v2003 Art 4.3.6 »

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

$$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$$

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 imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3» :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D} = \begin{cases} \mathbf{2.5\eta} & \mathbf{0 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}} & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ \mathbf{2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}}} & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique. (Site 3) ⇒ T_2 = 0.5 sec

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad ; \xi = 7\ \% \ ; \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09\, h_n}{\sqrt{D}} \Longrightarrow T_X = 0.576\ ; T_Y = 0.576 \Longrightarrow D_x = 2.00;\ D_y = 2.00$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.05$

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W$, $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$, $\beta = 0.2$ «**RPA99v2003 Tableau 4.5 »**

⇒ W = 52551.322 kN

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

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0.25	2.00	2.00	1.05	1.05	3.5	52551.322	7882.698	7882.698

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.21.2.0 » sont :

V_{tx} = 6306.158 KN ; V_{ty} = 6312.133 KN

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

	V(KN)	V_t (KN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	7882.698	6306.158	0.800	CV
Sens Y	7882.698	6312.133	0.801	CV

IV.5.4.3 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx}=\sum_{i=1}^{n} h_i f_{ix} \quad ; M_{Ry}=\sum_{i=1}^{n} h_i f_{iy}$$

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 :

$$M_{Sx} = W_i \cdot X_G \quad ; M_{Sy}= W_i \cdot Y_G$$

Avec :

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

W_i : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.8. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de stabilité		**Moment de renversement**		**Vérification**		
M_{sx} kN.m	M_{sy} kN.m	M_{rx} kN.m	M_{ry} kN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	**Vérifiée**
192074.74	170315,73	109133.38	108816.01	1.76	1,56	

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

IV.5.4.4 Vérification du déplacement en tête « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

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

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

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3.5

δ = déplacement théorique.

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.9. Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ (cm)	R	$R \times \delta$	H (m)	$\frac{H}{250}$	$R \times \delta \leq \frac{H}{250}$
X	2,00	3.5	7	29,07	11,604	Condition vérifiée
Y	1,92	3.5	6,72		11.604	Condition vérifiée

IV.5.4.5 Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

$$\delta_K = R\ \delta_{ek}$$

Avec :

δ_K = Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

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

$\Delta_{adm} = 0.01\ h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV.10. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	vérification
29,07	3,23	2,002984	8,01194	1,05788	3,23	vérifier
25,84	3,23	1,738514	6,95406	1,10894	3,23	vérifier
22,61	3,23	1,461279	5,84512	1,143312	3,23	vérifier
19,38	3,23	1,175451	4,7018	1,14384	3,23	vérifier
16,15	3,23	0,889491	3,55796	1,088828	3,23	vérifier
12,92	3,23	0,617284	2,46914	0,992136	3,23	vérifier
9,69	3,23	0,36925	1,477	0,82614	3,23	vérifier
6,46	3,23	0,162715	0,65086	0,580772	3,23	vérifier
3,23	3,23	0,017522	0,07009	0,070088	3,23	vérifier
0	3,23	0	0	0	0	vérifier

TableauIV.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	vérification
29,07	3,23	1,927413	7,70965	1,06226	3,23	vérifier
25,84	3,23	1,661848	6,64739	1,10218	3,23	vérifier
22,61	3,23	1,386303	5,54521	1,12568	3,23	vérifier
19,38	3,23	1,104883	4,41953	1,113644	3,23	vérifier
16,15	3,23	0,826472	3,30589	1,049384	3,23	vérifier
12,92	3,23	0,564126	2,2565	0,93314	3,23	vérifier
9,69	3,23	0,330841	1,32336	0,7497	3,23	vérifier
6,46	3,23	0,143416	0,57366	0,485384	3,23	vérifier
3,23	3,23	0,02207	0,08828	0,08828	3,23	vérifier
0	3,23	0	0	0	0	vérifier

• Commentaire :

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

IV.5.4.6 Vérification du cisaillement des éléments secondaires

IV.5.4.6.1 Poutres « C.B.A93 Article A.5.1 »

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

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.12. Vérification du cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (KN)	Combinaison	Ƴb	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	**35× 45**	179,94	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	1,269	4,35	Condition vérifiée
Poutre secondaire	**30 × 40**	167,31	G+Q+Edx	Fissuration peu nuisible	1,549	4,35	Condition vérifiée
Poutre palière	**30 × 30**	26,03	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,321	4,35	Condition vérifiée
Longrines	**30 × 40**	27,25	1,35.G+1,5.Q	Fissuration préjudiciable	0,252	2.50	Condition vérifiée

- **Commentaire**

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

IV.5.4.6.2 Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

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

$$\bar{\tau} = \square \times fc28 \; ; \quad ro = \begin{cases} 0.075 \; si \; \lambda \geq 5 \\ 0.40 \; si \; \lambda \leq 5 \end{cases} \; ; \; \lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0{,}7 \times h}{i}$$

Tableau IV.13. Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (X).

Section (cm^2)	H (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau55× 55	3,23	73.218	1,35.G+1,5.Q	0.268	1,875	Conditionvérifiée
Poteau 50× 50	3,23	52.789	1,35.G+1,5.Q	0.234	1,875	Condition vérifiée
Poteau 45× 45	3,23	35,563	1,35.G+1,5.Q	0,195	1,875	Condition vérifiée
Poteau40× 40	3,23	30,956	1,35.G+1,5.Q	0,214	1,875	Conditionvérifiée
Poteau 35× 35	3,23	22,594	1,35.G+1,5.Q	0.204	1,875	Condition vérifiée

Tableau IV.14. Vérification du cisaillement des poteaux suivant l'axe (Y).

Section (cm^2)	H (m)	V_u (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau55× 55	3,23	4,766	1,35.G+1,5.Q	0,017	1,875	Conditionvérifiée
Poteau50× 50	3,23	7,369	1,35.G+1,5.Q	0,032	1,875	Conditionvérifiée
Poteau45× 45	3,23	12,369	1,35.G+1,5.Q	0.067	1,875	Conditionvérifiée
Poteau40× 40	3,23	16,992	1,35.G+1,5.Q	0.118	1,875	Conditionvérifiée
Poteau35× 35	3,23	21,021	1,35.G+1,5.Q	0,190	1,875	Conditionvérifiée

- **Commentaire**

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

IV.5.4.6.3 Voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

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

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

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

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

a) Suivant l'axe (X) :

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

Direction	Voile	b (cm)	L (cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_1	20	315	4.882	G+Q+Edx	0.0095	5	Condition vérifiée
	V_2	20	355	4.295	G+Q+Edx	0.0084	5	Condition vérifiée
	V_3	20	479	2.538	G+Q+Edx	0.0049	5	Condition vérifiée

b) Suivant l'axe (Y) :

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

Direction	Voile	b (cm)	L (cm)	$\|v_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens Y	V_A	20	410	1.517	G+Q+Edy	0.0030	5	Condition vérifiée
	V_B	20	345	0.0897	G+Q+Edy	0.00017	5	Condition vérifiée
	V_C	20	248	0.967	G+Q+Edy	0.0019	5	Condition vérifiée

IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit « RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3}$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

TableauIV.17. Vérification de l'effort normal réduit.

	section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (Mpa)	γ (Mpa)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$
SOUS,S	55X55	55	55	1886,988	280900	1.35G+1.5Q	25	0,269	vérifier
RDC	50X50	50	50	1534,541	230400	1.35G+1.5Q	25	0,266	vérifier
1 ER	45X45	45	45	1317,829	184900	1.35G+1.5Q	25	0,285	vérifier
2+3	45X45	45	45	1116,896	184900	1.35G+1.5Q	25	0,242	vérifier
4+5	40X40	40	40	726,209	101736	1.35G+1.5Q	25	0,286	vérifier
6+7	35X35	35	35	530,374	75438,5	1.35G+1.5Q	25	0,281	vérifier

- **Commentaire :**

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

IV.5.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ « RPA99v2003 Article 5.9 »

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

$$\boldsymbol{\Theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10}$$

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

TableauIV.18. Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions (X) et (Y).

Niveau (m)	Pk (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	Δkx (cm)	Δky (cm)	θx	θy	θ ≤ 0,1
3,23	6121,5381	866,596642	866,596642	323	2,002984	1,927413	0,0438	0,0422	Vérifié
6,46	5602,785	1586,31853	1586,31853	323	1,738514	1,661848	0,0190	0,0182	Vérifié
9,69	5524,305	2346,14769	2346,14769	323	1,461279	1,386303	0,0107	0,0101	Vérifié
12,92	52850,45	29927,1338	29927,1338	323	1,175451	1,104883	0,0064	0,0060	Vérifié
16,15	5389,516	3814,83901	3814,83901	323	0,889491	0,826472	0,0039	0,0036	Vérifié
19,38	5302,894	4504,23086	4504,23086	323	0,617284	0,564126	0,0022	0,0021	Vérifié
22,61	5302,894	5254,936	5254,936	323	0,36925	0,330841	0,0012	0,0010	Vérifié
25,84	5301,444	6003,99899	6003,99899	323	0,162715	0,143416	0,0004	0,0004	Vérifié
29,07	4704,091	5993,4194	5993,4194	323	0,017522	0,02207	0,0000	0,0001	Vérifié

- **Commentaire :**

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

IV.6 Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV.19. Dimensionnement finales des éléments.

Eléments		Section initiale (cm^2)	Section choisie
Poutres Principales		30× 40	35× 45
Poutre secondaire		30× 35	30× 40
Poutre palière		30× 30	30× 30
Poutre Chainage		30× 30	30× 30
longrines		30× 30	30× 40
Poteaux	$6^{éme}$,$7^{éme}$ étage	30× 30	35× 35
	$4^{éme}$; $5^{éme}$ étage	35× 35	40× 40
	$1^{iér}$; $2^{éme}$; $3^{éme}$ étage	40× 40	45× 45
	RDC	45× 45	50× 50
	Sous-Sol	45× 45	55× 55

Conclusion Finale :

D'après les vérifications suivantes :

- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification du déplacement en tête.
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification du cisaillement des éléments secondaires (poutre, poteau, voile).
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

* La structure est stable.

* Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Chapitre V :

Etude :des éléments résistants

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**

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

  E.L.S : G + Q.

- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003] :**

  G +Q ± E.

  0,8 G ± 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, chainage), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes et 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)	Mt (kN. m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(KN.m)	Combinaison	A_{s2}(cm^2)
Poutres principales	35x45	212.05	G+Q+Edx	13.5	-163.44	G+Q+Edy	10.1
Poutres secondaires	30x40	108.41	G+Q+Edx	7.6	-169.79	G+Q+Edy	12.6

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)**
	13.5	10.1	5HA14+4ChHA14=13.85	5HA14+2ChHA14=10.77
Poutres secondaires	**A_{s1} (cm^2)**	**A_{s2} (cm^2)**	**A_{s1} (cm^2)**	**A_{s2} (cm^2)**
	7.6	12.6	3HA14+2ChHA14=7.69	4AH14+3ChHA14=12.66

V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifié
	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs′ (MPa)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs′ (MPa)	σb (MPa)	σs (MPa)	
Poutres principales	94.94	-62.21	8.7	199.5	0.0	6.6	196.2	0.0	15	201.63	**CV**
Poutres secondaires	29.89	-55.92	5.4	200.5	0.0	8.1	200.6	0.0	15	201.63	**CV**

Section minimale :

A= 0.5% b*h (cm) RPA2003 (Art. 7.5.2.1).

Section: A= 0.1% b*h (cm) CBA93 (Art. B. 6.4).

Tableau V.4 Vérification de section d'armatures.

Elément	A_t(cm^2)	A_a(cm^2)	AminRPA (cm2)	AtminCBA (cm^2)	Vérification
Poutres principales	13.85	10.77	7.88	1.58	CV
Poutres secondaires	7.69	12.66	6	1.2	CV

V.2.1.2Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	T(***kN***)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau u}$
Poutres principales	35x45	567.345	G + Q+ Edy	4.00	4.34	CV
Poutres secondaires	30x40	132.905	G + Q + Edy	1.230	4.34	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

Tableau V.6 : La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u (Mpa	Sadopté (cm)		At choisie (cm^2)
		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	
Poutres principales	4.00	10	15	**4 Ø 8 = 2.01**
Poutres secondaires	1.230	10	15	**4 Ø 8 = 2.01**

V.2.3. Vérification de la flèche a L'ELS :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant ***:***

Condition 1: $\frac{h}{L} = \frac{45}{4.15} = 10.84 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ *CV*

Condition 2: $\frac{h}{L} = 10.84 \geq \frac{1}{10} * \frac{Mt}{M0} = 0.075$ *CV*

Condition 3: $\frac{A}{b.d} = \frac{13.85}{35.0.9*45} = 0.009 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$ *CV*

Avec :

Condition 1: $\frac{h}{L} = \frac{40}{4.10} = 9.75 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ CV

Condition 2: $\frac{h}{L} = 9.75 \geq \frac{1}{10} * \frac{Mt}{M0} = 0.075$ *CV*

Condition 3: $\frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{30.0.9*40} = 0.007 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$ *CV*

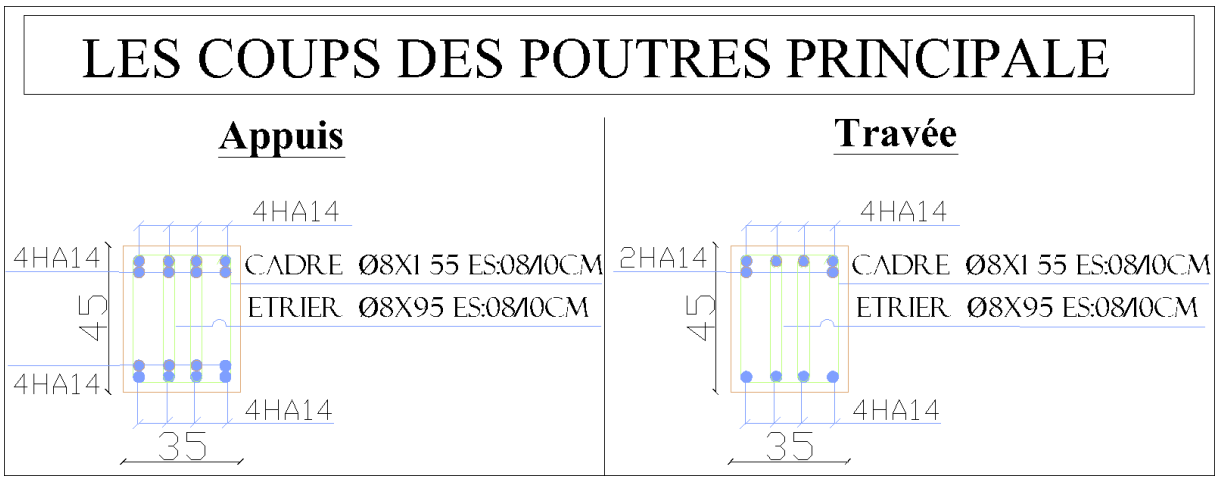
Avec :

$M_t = k * M_0$

K : Est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$), on prend : k=0,75

Coupe de ferraillage des poutres :

Les poutres principales :



Les poutres secondaires :

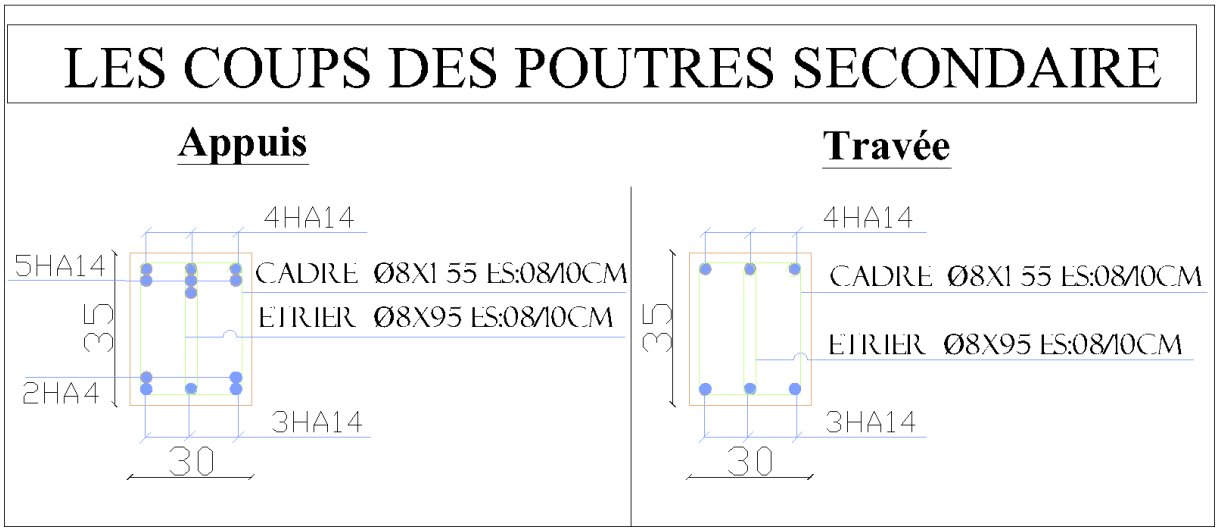


Figure V.1 : Ferraillage des poutres.

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 :

$$A = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$$0.9\% \leq \frac{A}{b*h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

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

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

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

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 :

- ✓ $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- ✓ $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- ✓ $M_{max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

Tableau V. 7 : La section d'armatures des poteaux

Section	Niveaux	Cas	combinaison	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm²)
							As 1	As 2			
(55x55)	Sous-Sol	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	-622.83	21.46	33.53	4.7	4.7	18.8	27.22	**10HA16+6HA14= 29.33cm²**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	40.48	138.06	40.52					
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	2361.67	-7.90	-46.80					
(50x50)	RDC	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	-820.34	18.44	35.19	6.1	6.1	24.4	22.5	**16HA14= 24.62 cm²**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1586.18	-106.16	-17.52					
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	1771.84	-41.73	-58.24					
(45x45)	1+2+3eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	-1095.8	14.69	20.27	2.3	1.3	7.2	18.22	**12HA14= 18.46 cm²**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	857.88	-98.33	-42.96					
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	4366.61	-15.02	-14.96					
(40x40)	4+5eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	-377.29	5.28	1.92	2.4	2.4	9.6	14.40	**4HA14+8HA12=15.20 cm²**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	747.59	-72.77	-52.98					
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1109.00	-2.51	-16.62					
(35x35)	6+7eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edx	-92.92	39.93	28.66	2.1	2.7	9.6	11.02	**8HA14= 12.31 cm²**
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	158.14	-69.82	-26.03					
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	803.77	-4.30	-0.61					

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

V.3.2 Armatures transversales :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Niveaux	Cas	Comb	N	M_x	M_y	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Obs
(55x55)	Sous-Sol	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	382.13	0.16	1.73	1.3	15	19.0	201.63	Vérif
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	1174.44	50.63	-8.40	5.7		80.5		Vérif
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	1373.89	-1.13	-1.43	4.4		66.1		Vérif
(50x50)	RDC	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	461.37	0.95	-1.21	1.8	15	**27.5**	201.63	Vérif
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	839.61	-40.96	10.16	**5.5**		**76.0**		Vérif
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	1206.83	-0.44	-0.93	4.6		**69.5**		Vérif
(45x45)	1+2+3 eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	-10.96	-9.49	-13.12	4.6	15	47.5	201.63	Vérif
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	1836.85	-29.79	-20.35	11.6		166.2		Vérif
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	1845.29	26.97	17.98	11.5		162.9		Vérif
(40x40)	4+5 eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	159.79	0.59	4.77	1.4	15	19.5	201.63	Vérif
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	223.24	-17.48	-9.27	3.8		49.5		Vérif
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	812.49	-1.80	-12.03	5.9		86.6		Vérif
(35x35)	6+7 eme	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	12.22	0.14	-0.58	0.2	15	2.5	201.63	Vérif
		$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	93.83	18.86	0.41	4.9		45.2		Vérif
		$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	585.89	-3.13	-0.41	4.9		71.5		Vérif

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

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

Tu : Effort tranchant.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à : 2.50 si : $\lambda_g \geq 5$; 3.75 si : $\lambda_g < 5$; $\lambda g = \frac{L_f}{i}$

t : est l'espacement des armatures transversales $= \begin{cases} 10\ cm\ e \\ \min\ [\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales. $h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\%$ $si :$ $\lambda_g > 5$

$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\%$ $si :$ $5 \geq \ _g > 3$

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\%$ $si :$ $\lambda_g \leq 3$

Tableau V.9 : Vérification de cisaillement.

Section	**b (cm)**	**h(cm)**	**L(cm)**	**T**	**τ**	**τ_{adm}**	**Obs**
PT	55	55	3.23	61.133	0.224	4.34	**Vérifier**
PT	50	50	3.23	58.292	0.259	4.34	**Vérifier**
PT	45	45	3.23	102.695	0.563	4.34	**Vérifier**
PT	40	40	3.23	51.564	0.358	4.34	**Vérifier**
PT	35	35	3.23	49.144	0.445	4.34	**Vérifier**

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

Section	Etage	$Vu(KN)$	$Zone$	S_TCm	$A_{choi} cm^2$
(55x55)	**Sous-sol**	61.133	courant	15	**$4HA8 = 2.01$**
			$Nodale$	10	
(50x50)	**RGC**	58.292	$courant$	15	**$4HA8 = 2.01$**
			$Nodale$	10	
(45x45)	**1+2+3 er**	102.695	courant	15	**$4HA8 = 2.01$**
			$Nodale$	10	
(40x40)	**4+5 er**	51.564	courant	15	**$4HA8 = 2.01$**
			$Nodale$	10	
(35x35)	**6+7 er**	49.144	courant	15	**$4HA8 = 2.01$**
			$Nodale$	10	

V.3.3 Coupe de ferraillage des poteaux :

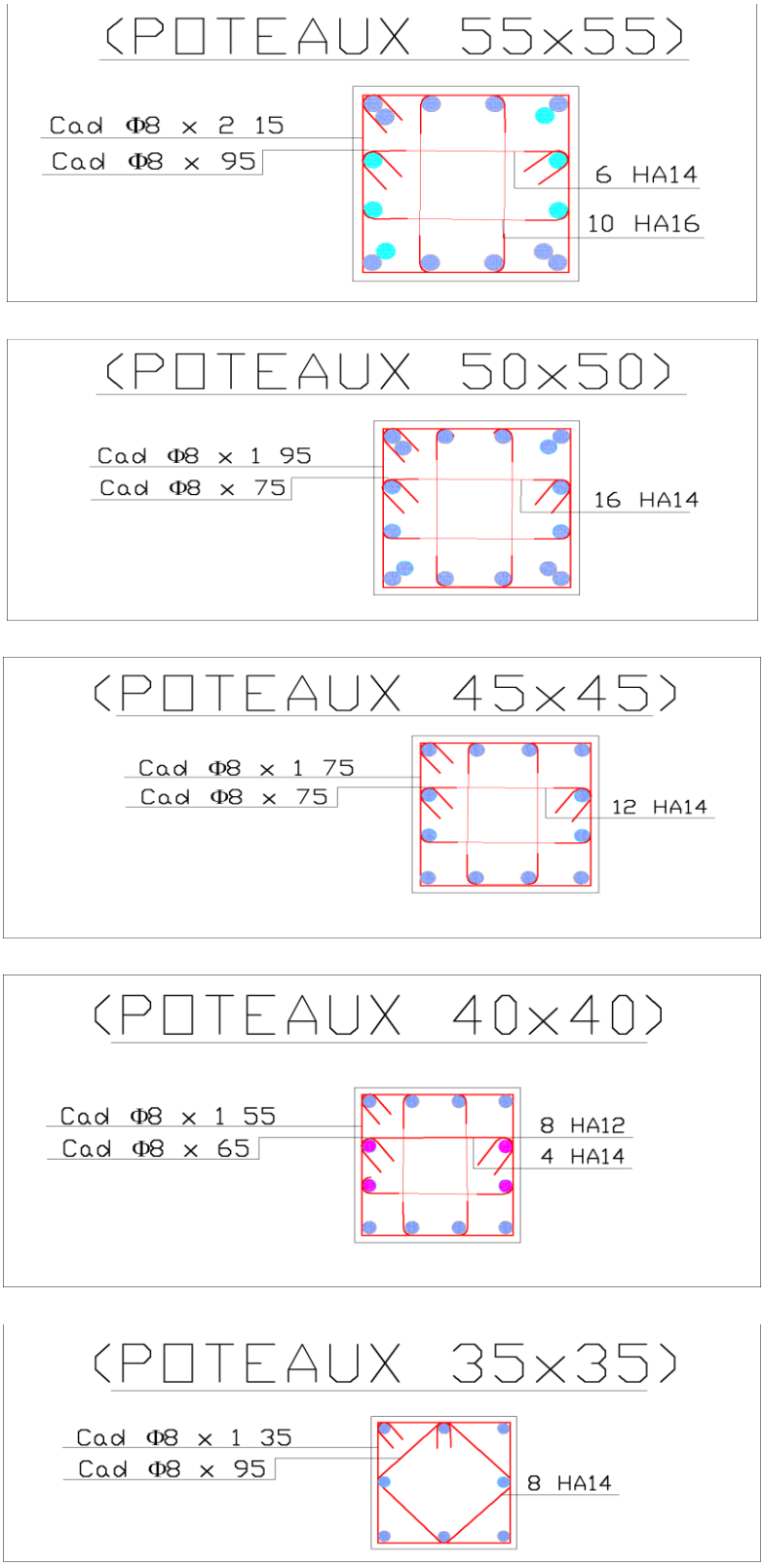


Figure V.2 : Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

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

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

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

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt Bt: La section horizontale tendue de voile. Av = 0,15%B B: La section globale de voile.

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

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2\times Av}{a\times Bt} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow Av \geq 0{,}1\%Bt$$

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

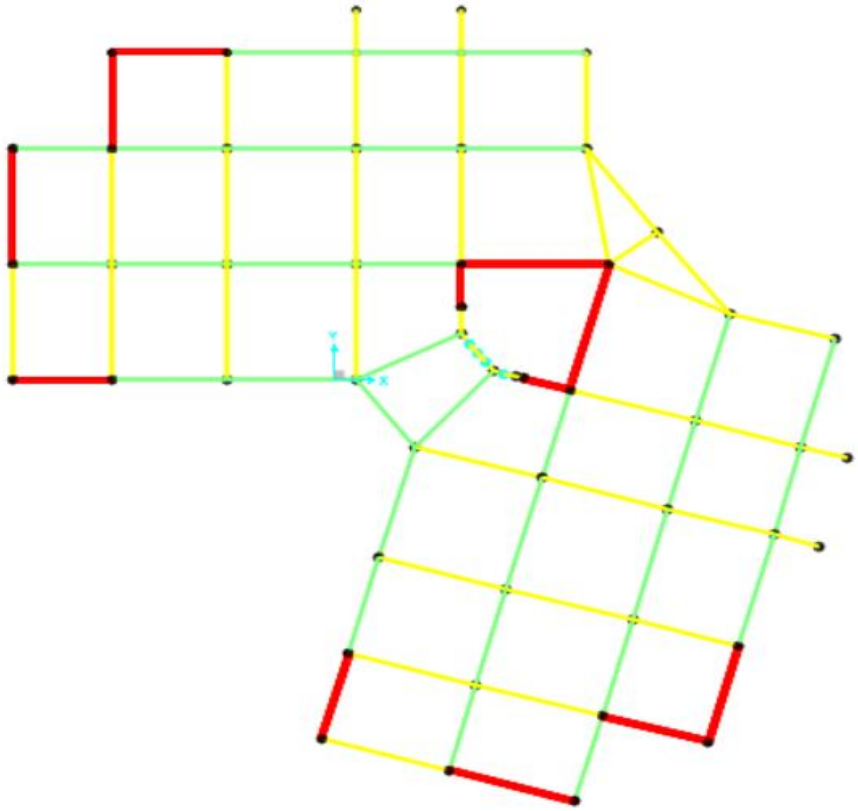


Figure V.3 : Disposition des voiles (vue en plan).

Tableau V.11 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V_A	315	20	31.5	2551.34	4.828	S.P.C	6.30	0,00
V_B	355	20	35.5	4557.98	1.849	S.P.C	7.10	0,00
V_C	479	20	47.9	5764.57	23.715	S.P.C	9.58	0,00
V_1	410	20	41.0	5264.15	7.097	S.P.C	8.20	0,00
V_2	345	20	34.5	3444.10	5.878	S.P.C	6.90	0,00
V_3	248	20	24.8	2978.15	1.731	S.P.C	4.96	0,00

S.P.C : Section partiellement comprimée

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

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (m)	A courante choisie(cm^2)	St (m)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_A	6.30	0,00	2x (4HA12) =9,04	7	2x(17HA12) = 38.42	14	56.50
V_B	7.10	0,00	2x (4HA12) =9,04	8.5	2x (15HA12) = 33,9	17	51.98
V_C	9.58	0,00	2x (5HA12) =11.3	9	2x(19HA12) = 42.96	18	65.56
V_1	8.20	0,00	2x (4HA12) =9,04	10.5	2x (14HA12) = 31,64	21	49.72
V_2	6.90	0,00	2x (4HA12) =9,04	8	2x (15HA12) =33,9	16	51.98
V_3	4.96	0,00	2x (4HA12) =9,04	5	2x(19HA12) = 42.96	10	61.04

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

Tableau V.13 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	N (KN)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
V_A	749.385	3.852	1,3	15	18,8	201,63	Condition vérifiée
V_B	1310.837	0.315	2.2	15	32.7	201,63	Condition vérifiée
V_C	1822.547	1.772	3	15	45.5	201,63	Condition vérifiée
V_1	1079.120	0.401	1,8	15	27.4	201,63	Condition vérifiée
V_2	1273.912	0.037	2.2	15	32.3	201,63	Condition vérifiée
V_3	925.362	1.909	1.6	15	23.6	201,63	Condition vérifiée

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

$$\tau = \frac{Vu}{b * d} \quad ; \quad \text{Vu=1,4× T}$$

Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_A	315	20	4.882	0.0095	5	Condition vérifiée
V_B	355	20	4.295	0.0084	5	Condition vérifiée
V_C	479	20	2.538	0.0049	5	Condition vérifiée
V_1	410	20	1.517	0.0030	5	Condition vérifiée
V_2	345	20	0.0897	0.00017	5	Condition vérifiée
V_3	248	20	0.967	0.0019	5	Condition vérifiée

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

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

Ah = Max {$\underline{2} \times A_{vch}$; 0,15%. a. h_e}

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

Tableau V. 15 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}(cm^2)$
V_A	56.50	37.66	14	**2x (19HA12) = 42.96**
V_B	51.98	34.65	14	**2x (19HA12) = 42.96**
V_C	65.56	43.70	14	**2x (19HA12) = 42.96**
V_1	49.72	33.14	14	**2x (19HA12) = 42.96**
V_2	51.98	34.65	14	**2x (19HA12) = 42.96**
V_3	61.04	40.69	14	**2x (19HA12) = 42.96**

Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures, $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ 3, ∅v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile « RPA2003v99 Article 7.7.4.3 ».

V.4.2. Coupe de ferraillage des voiles

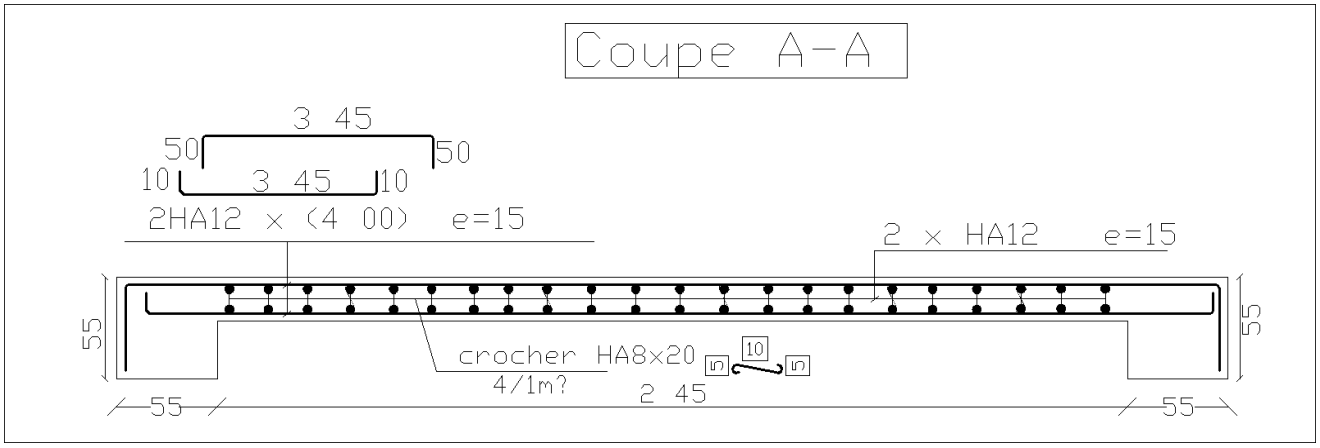


Figure V.4 : Ferraillage des voiles.

V.5. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poutres, les poteaux et les voiles, mais cette tâche a été délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important.

Chapitre VI :

Etude d’infrastructure

CHAPITRE VI : CALCULE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σs ainsi que les caractéristiques du sol selon l'étude géotechnique (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

Pour ne pas perdre la laitance du béton et le ferraillage la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure afin d'assurer l'enrobage des aciers pour cela on propose une couche de béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, ou repose les semelles de fondation). La couche de béton de propreté se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondation superficielle :
  - Des semelles isolées sous poteaux isolés ;
  - Des semelles filantes sous murs (voiles) ;
  - Des semelles filantes sous plusieurs poteaux ;
  - Des radiers.
- Fondation semi profonde (puit).
- Fondation profonde (pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- la contrainte admissible du sol est 2 bars ;
- le tassement admissible est nul ;
- l'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- l'angle de frottement est environ 23° ;

- L'ancrage D= 1,5m.
- le site est considéré comme site meuble (S3).

VI.2. Fondation

Le choix du type de fondation résulte des calculs et dépend de :

- type d'ouvrage à construire.
- l'exigence sécuritaire et économique.
- la facilité de réalisation.
- la distance entre axes et les files les éléments résistants (voiles et poteaux).

Et de l'étude géotechnique qui dépend aussi de :

- la nature et l'homogénéité du bon sol :
- la capacité portante du terrain de fondation.

Pour des raisons de sécurité, stabilité et économiques on vérifie dans l'ordre suivant :
Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure ces dernières de la structure.

VI.2.1. Semelle isolé

VI.2.1.1. Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS)

- **Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS)**

$$A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

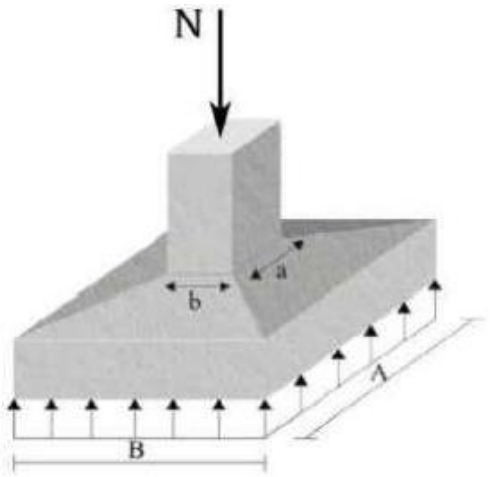


Figure VI.1 : Semelle isolée

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées

Section	a (cm)	b (cm)	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Diagramme
S-i-1	55	55	1163,097	1,88	1,46	Trapézoïdale
S-i-2	55	55	1292,477	2,189	1,942	Trapézoïdale
S-i-3	55	55	1260,925	3,897	-1,953	Trapézoïdale
S-i-4	55	55	1081,788	-0,438	2,423	Trapézoïdale
S-i-5	55	55	1393,731	-1,434	0,165	Trapézoïdale
S-i-6	55	55	1333,111	1,548	5,34	Trapézoïdale
Section	**Acalculé (m)**	**Bcalculé (m)**	**Achoisie (m)**	**Bchoisie (m)**	**Hcalculé (cm)**	**Hchoisie (cm)**
S-i-1	2,41	2,41	2,60	2,60	54	55
S-i-2	2,54	2,54	2,70	2,70	56	60
S-i-3	2,51	2,51	2,70	2,70	56	60
S-i-4	2,33	2,33	2,5	2,5	51	55
S-i-5	2,64	2,64	2,80	2,80	59	60
S-i-6	2,58	2,58	2,80	2,80	59	60

VI.2.1.2. Vérification de l'interférence entre les semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations qui peut créer des interférences aux fondations. Alors la vérification au chevauchement est impérative.

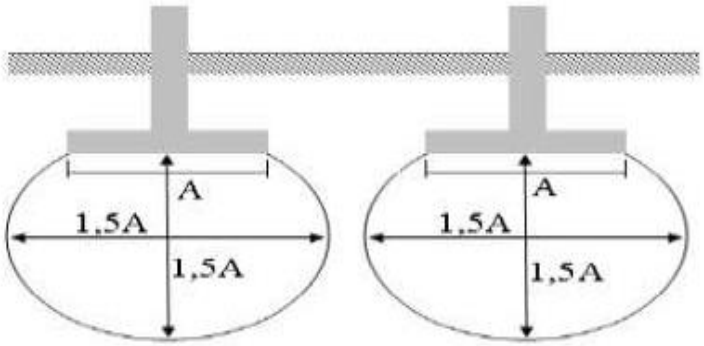


Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle

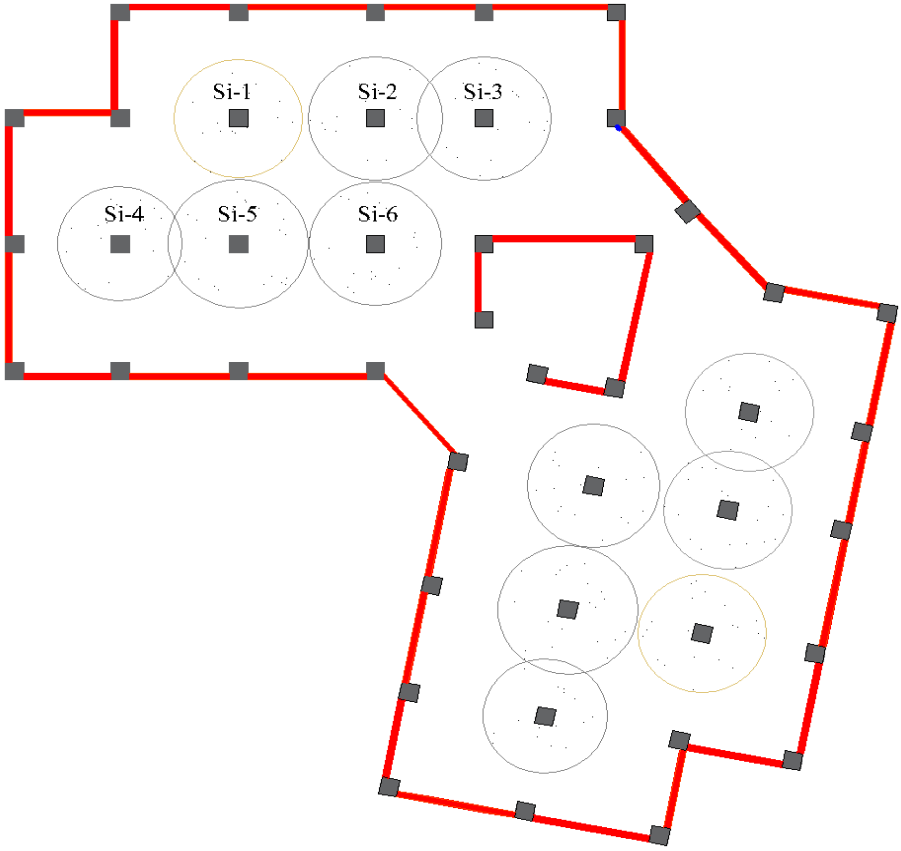


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle isolée

Remarque : On doit passer aux semelles filantes car il y a présence de chevauchement par des bulles de pression entre les semelles isolées.

VI.2.2. Semelle Filante

VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)

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

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

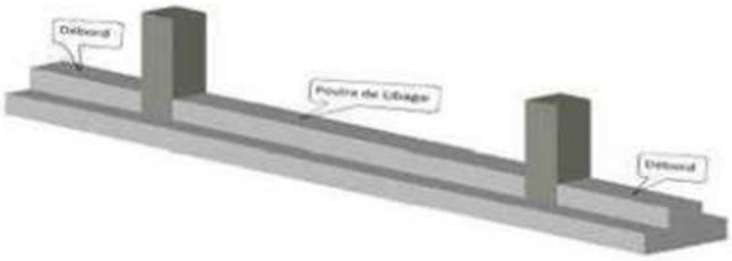


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux



Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles

$$B \geq \frac{\sum Nser}{L.\overline{\sigma_{sol}}} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c \quad ; \quad D \geq H - Hl - Hch$$

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous (Poteau ; Voile)

Semelle	ΣN [KN]	L [m]	B(min) [m]	B(choi) [m]	h(min) [cm]	h(choi) [cm]	d [cm]	σs [barrs]
S-F$_P$-1	3716,50	8,90	2,09	2,50	51,25	55	55	1,91
S-F$_P$-2	3808,63	9,20	2,07	2,40	48,75	50	60	1,96
S-F$_V$-3	4610,58	6,35	3,16	3,70	83,75	85	25	1,96

VI.2.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5\ x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5\ x\ (\frac{B+B'}{2})$
S-F$_P$-1	**S-F$_P$-2**	4,10	2,50	2,40	3,675	CNV
S-F$_P$-2	**S-F$_V$-3**	4,10	2,50	3,70	4,65	CNV

Remarque : D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes et la condition des semelles filantes n'est pas vérifiée, on passe alors à l'étude des semelles filantes croisées.

VI.3 Semelles Filantes croisées :

VI.3.1.1. Vérification des semelles filantes croisées

Tableau VI.4 : Dimensionnement des semelles filantes croisées sous (Poteau ; Voile)

Semelle	ΣN [KN]	L [m]	B(min) [m]	B(choi) [m]	h(min) [cm]	h(choi) [cm]	d [cm]	σs [barrs]
S-F$_P$-1	2556,83	5,15	2,48	2.90	61,25	65	45	1,96
S-F$_P$-2	2625,59	5,15	2,55	3,00	63,75	65	45	1,94
S-F$_V$-3	3468,03	4,05	4,13	4,80	111,25	110	0	1,99

VI.3.1.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes croisees

Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5 \times (\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5 \times (\frac{B+B'}{2})$
S-FP-1	**S-FP-2**	4,10	2,90	3,00	4,425	CNV
S-FP-2	**S-FV-3**	0	0	0	0	

Remarque : D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes et la condition des semelles filantes croisées n'est pas vérifiée, on passe alors à l'étude de troisième lieu pour un Radier général.

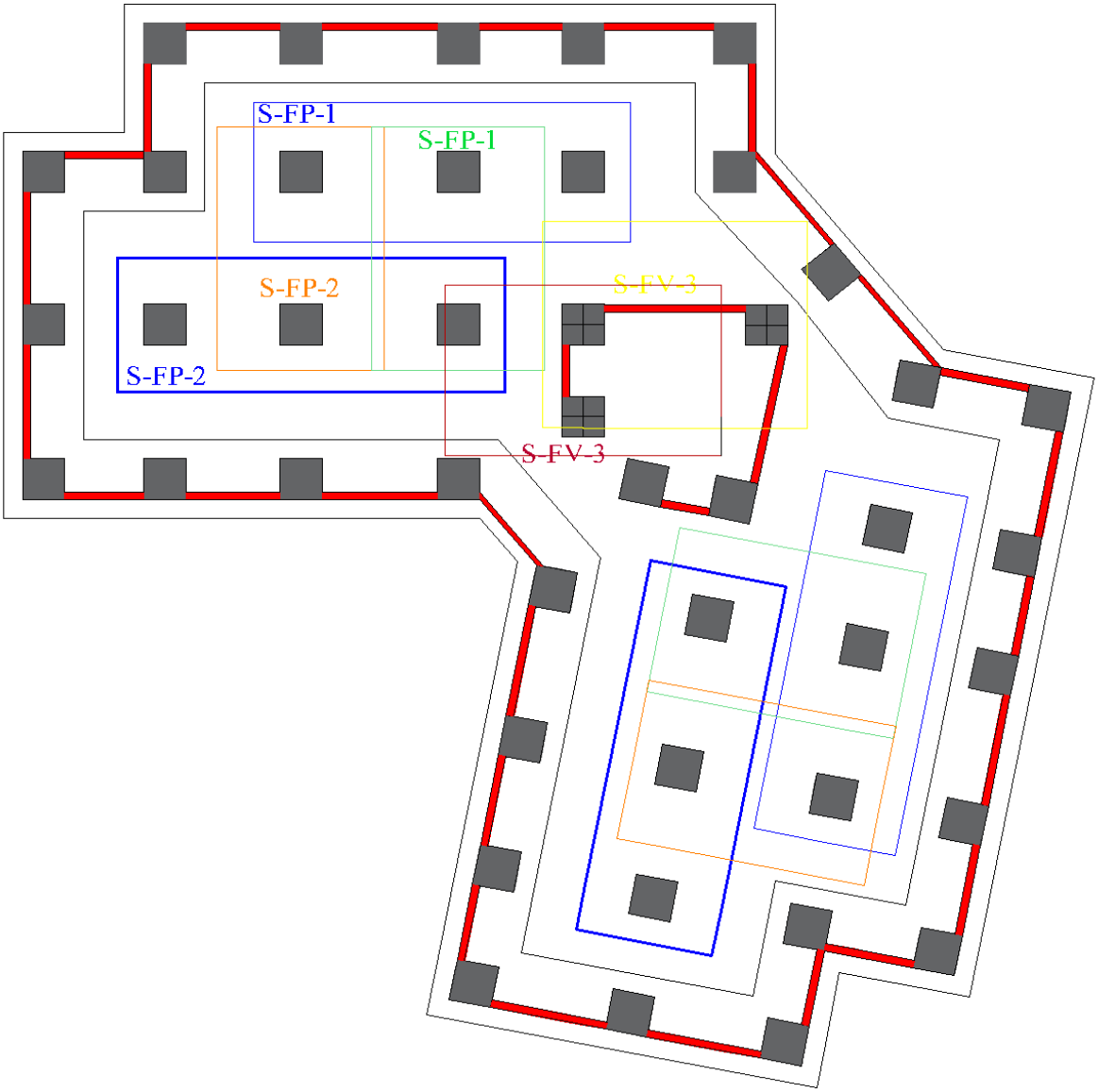


Figure VI.6 : Risque de chevauchement des semelles filantes sous (Poteau, Voile).

VI.4 Etude du radier général

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal Supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui Les supportent :

$$\Sigma N_{ser} = 56827{,}121 \text{ (kN)}$$

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

a) Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Pour $\begin{cases} N_{ser} = 56827.121\ kN \\ \sigma_{sol} = 2\ bar \end{cases}$

On trouve : S=284.13 m^2

La surface du bâtiment S_b=444.724 m^2

On remarque que ($S_{str} > S_{rad}$), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier, tel que

$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$; $51.87\ cm \leq h_r \leq 83\ cm \quad h_r = 80\ cm$

On prend un débord de 100 cm d'où la surface du radier devient :

$S_{rad}=S_{str}+S_d$=444.724+96.4=541.124 m^2

Donc la surface totale du radier est 541.124 m^2

b) Vérification des contraintes du sol :

IL faut vérifier que :

$W/S < \sigma_{sol}$

Tel que :

W : poids total de la structure →W=52551.322 KN

S : surface du radier→S=541.124 m^2

Avec:

W/S=52551.322 /541.124 m^2=97.11 KN/m^2 < σ_{sol}=200 KN/m^2

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage

VI.4.1.1. Pré dimensionnement de radier :

a) Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{20}$ Avec :

L_{max} = la longueur maximale entre les axes des poteaux.

L_{max} = 4,15 m $\Longrightarrow$ 16,60cm $\leq h_r \leq$ 20,75cm $\rightarrow h_r$ =20cm

- **Vérification au poinçonnement**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérification la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Il faut vérifier également que : $N_u \leq 0{,}045.\mu_c.h.f_{C28}/\gamma_b$

Tel que :

N_u : Effort normal maximum dans les poteaux. $\Longmapsto$ N_u =2556,757 KN

μ_c : Périmètre du contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de fouillé moyen.

h : épaisseur de la dalle. μ_c =2(a+b+4h)

Donc: 2556,757 KN $\leq 0{,}045\mu_c$ .h.25/1,5 $\rightarrow$ 2556,757 KN $\leq$ 2625.00 kN

On prend : h_r = 20cm

- **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA (article. A.5.1)

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0{,}07.\ f_j/\gamma_b$

Avec :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b=1,5 ; b=1m d=0,9h Avec :

$V_u = \frac{q_u\, x\, L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}}\, x\, \frac{L_{max}}{2}$

L_{max} = la plus grande portée de la dalle = 4,15 m

$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}}\, x\, \frac{L_{max}}{2}\, x\, \frac{1}{bx0{,}9f_{cj}} \leq \frac{0{,}07 f_{cj}}{\gamma_b}$

$h \geq \frac{N_u.L_{max}.\gamma_b}{S_{rad}.b.0{,}9.2x0{,}07f_{cj}}$

Pour :

$$\begin{cases} N_u = 54674.26\ \text{kN} \\ S_{rad} = 541.124\ \text{m2} \\ L_{max} = 4{,}15\ m \quad \Rightarrow h \geq 20\text{cm} \\ \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{cj} = 25\ MPa \end{cases}$$

Les résultats donnée par les trois conditions on prend l'épaisseur maximale donc :

hr =30cm

VI.4.1.2. Dimensionnement de nervure

- **Condition de coffrage : (largeur de la nervure)**

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{415}{10} = 41.5$ cm

On adopte : b = 45 cm

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} = 415 cm $\Longrightarrow$ 27.66 cm $\leq h_t \leq$ 41,50 cm $\rightarrow h_t$ =70 cm

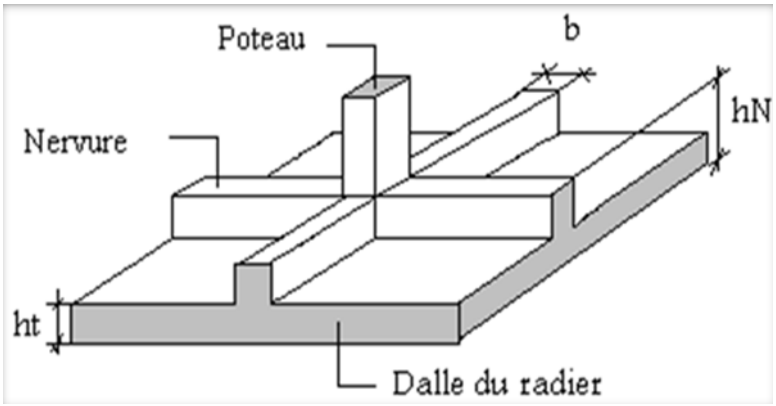


Figure VI.7 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

- **Condition de rigidité**

On ne pourra pas apprécier si la répartition uniforme des contraintes peut être adoptée que grâce au calcul de la longueur élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.K.I}{Kb}}$$

I : inertie du radier on prenant une bande de 1 m.

b : largeur (1m).

K : coefficient de raideur du sol.

0,5 ≤ K≤12(Kg cm²)

K=4Kg/cm2 → Pour un sol de densité moyenne

E=2,1 x10^{5}MPA

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K.(2L)^4}{E.(\pi)^2}} = \rightarrow h \geq 30{,}02 \text{ cm}$$

On adopter :h_{n2} = 50cm

La dimension des nervures est : b x h = 45x50 cm^2

4-Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par N_{SER} = 56827,121 (kN)

Sollicitation du premier genre :

À l'ELS $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{56827.121}{541.124}$ = 105.01 kN/m^2

σ_{ser}= 105.01 kN/m^2 < σ_{sol}= 200 kN/m^2 Vérifiée

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ;σ_2)

Avec :

$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$

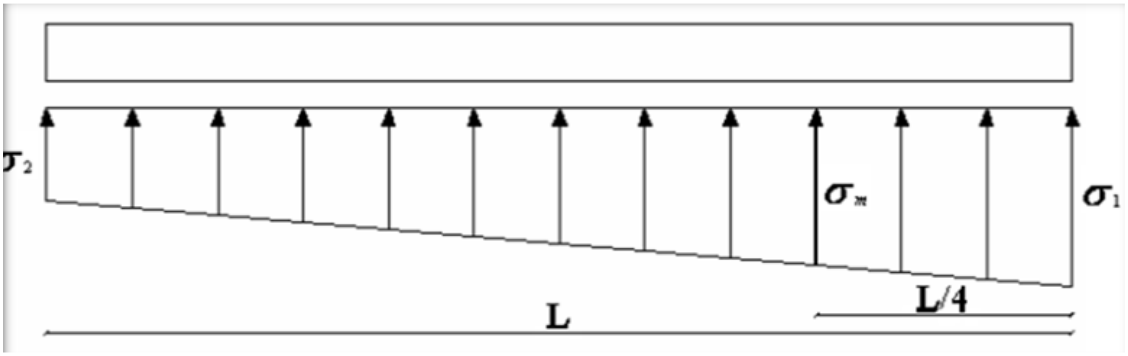


Figure VI.8 : Contraintes sous le radier

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

ELS :

N_{SER} = 56827.121kN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Max entre2directions	193.45	78.06	164.60
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=266

ELU :

N_u =54674.26 kN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.07 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1(kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)
Max entre2directions	231.57	69.45	191.04
Vérification	$\sigma_1 < 1{,}5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$=266

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

- ELU : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ = 191.04kN/m^2
- ELS : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ = 164.60kN/m^2

VI.4.1.3. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cote est sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérer comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatique en travées et sur appuis.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée très préjudiciable.

a) Ferraillage de la dalle du radier

- **Détermination des efforts**

Tableau VI.8 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux

	E.L.U	**E.L.S**
M_{tx}(KN.m)	65,06	49,31
M_{ty}(KN.m)	70.41	47,81
M_{ax}(KN.m)	120.06	85.75
M_{ay1}(KN.m)	133.6	94.42

- **Calcul du ferraillage**

Tableau VI.9 : Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	**M_u(KN.m)**	**A_{sca}(cm^2)**	**choix**	**$A_s$adp(cm^2)**	**S_t (cm)**
Travée	**x-x**	65,06	6.20	8HA12	9.05	14
	y-y	70.41	8.10	9HA12	10.18	12
Appuis	**x-x**	120.06	14.5	11HA14	16.93	10
	y-y1	133.6	13.65	11HA14	16.93	10

- **Vérifications nécessaires**

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes :

	Sens	**M_{ser}(KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**σ_{bc} (MPA)**	**$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)**	**σ_s (MPA)**	**$\overline{\sigma_s}$ (MPA)**	**Vérification**
Travée	**x-x**	49,31	9.05	4.20	15	195.42	201,63	CV
	y-y	47,81	10.18	4.65	15	196.23	201,63	CV
Appuis	**x-x**	85.75	16.93	4.70	15	180.40	201,63	CV
	y-y1	94.42	16.93	5.60	15	184.65	201,63	CV

VI.4.1.4 Ferraillage des nervures

a) Calcul des armatures

Tableau VI.11 : Ferraillage des nervures

	M_u(KN.m)	A_{sca} (cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
Travée	495.36	21.45	8HA14+8HA16	28.39
Appuis	650.77	29.75	10HA14+10HA16	35.50

b) Vérifications nécessaires

VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser}(KN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Travée	x-x	380.56	28.39	6.7	15,00	190.85	201,63	CV
Appuis	x-x	480.26	35.50	8.18	15,00	197.63	201,63	CV

Tableau VI.13 : Espacement des armatures transversales

	Section (cm^2)	Zone	S_t RPA99 (cm)	S_t BAEL91 (cm)	S_t choisit (cm)
Nervures	45x50	Courante	27,50	40	15
		Nodale	13,75		10

Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales

	Section (cm^2)	Zone	S_t (cm)	$\emptyset_t$	A_t calculée (cm^2)	A_t choisit (cm^2)	Choix des barres
Nervures	45x50	Courante	15	8	1,80	2,01	4HA8
		Nodale	10		1,20	2,01	4HA8

VI.4.1.5 Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 1.00m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

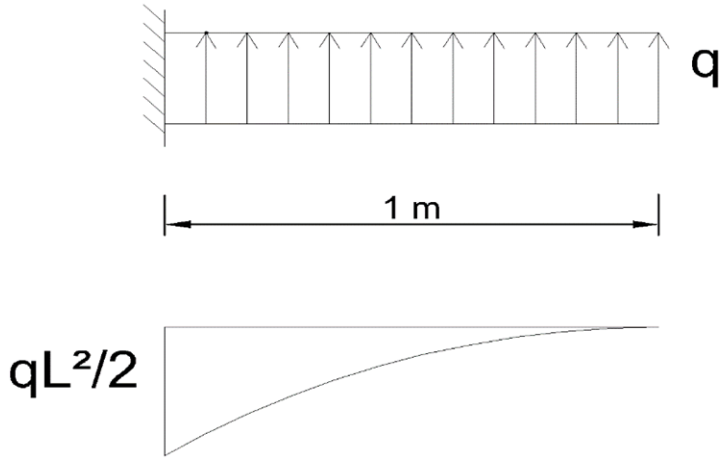


Figure VI.9 : Diagramme de moment fléchissant

Tableau VI.15 : Ferraillage des débords

M_u(KN.m)	A_{sca} (cm^2)	choix	$A_s$adp (cm^2)
21.63	2.03	7HA10	5,49

Le ferraillage de débord sera la continuité du ferraillage du radier.

Conclusion

Conclusion

Pour conclure, la réalisation de ce projet nous a permis de nous interroger sur l'étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+7 avec sous-sol. Mais également de nous faire réaliser un travail de recherche et d'étude appliquée sur un sujet qui fut très intéressant.

Ce projet s'est révélé être très enrichissant car il nous a permis de comprendre d'avantage les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, de même que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Aussi, nous avons détaillée l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP 2000 V21, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour le ferraillage des éléments structuraux : on a remarqué que les résultats obtenus par SAP 2000 V21 sont très proche aux résultats du BAEL.

Le calcul de l'ouvrage en béton armé a été élaboré par les méthodes manuelles (méthodes classiques) aussi par les méthodes de calcul programmées (méthode automatique) dont nous avons appliqué pour cette dernière des logiciels qui nous ont offert Plusieurs avantages parmi lesquels

- La capacité de calcul.
- La vitesse de conception et d'exécution.
- La précision.
- L'analyse statique et dynamique.

Pour finir, on conclure que lorsque on change le site du notre bâtiment il va affecter sur le déplacement inter étage et plus important le ferraillage de la structure.

Bibliographie

Bibliographie

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2
- Et d'autre mémoire master 2
- « Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs ctc –contre »

Logiciels :

- SAP 2000 V21
- Robot EXPERT 2010
- Autocad Architecteur 2020
- WPS Office 2013

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \; et \; \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux

à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissuresau niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

-Un encastrement par un double hachuré.

Le calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes,il sera appelé travailexterne, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travailinterne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties :

$T_{ext}=q.s.f_{cdg}$

q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

T_{int}=M.L.ɵ

M: moment de flexion,

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

Θ: l'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

Calcul des moments :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   a) Elle est encastrée sur un seul côté :$M = -\frac{qL2}{2}$
   b) Elle repose simplement sur deux côtés : $M = \frac{qL2}{8}$
   C) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :M_t=0,8M_0

   M_a=-0,5M_0

   Avec : M_0= $\frac{qLx2}{8}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :
   a) Dalle articulée sur leur contour :

   $M_x = \mu_x . q . L_x^2$

   $M_y = \mu_y . M_x$
   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :
      - Panneau de dalle de rive :

        M_{tx}=0,85M_x

        M_{ty}=0,85M_y

M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x (appui de rive)

M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x (Appui intermédiare)

- Panneau de dalle intermédiaire :

  M_{tx}=0,75M_x

  M_{ty}=0,75M_y

  M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   $T_x = \frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$

   $T_x = \frac{Plx}{3}$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0.d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ferraillage :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (chargesuniformémentréparties)$

$a \leq [2h\ et\ 22cm]\ (chargesconcentrées)$

- Armatures de répartitions :

$A\text{rép} \geq \frac{A}{4}$

$\emptyset\text{rép} \leq \emptyset$

$a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesconcentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$M_x \rightarrow A_x$

$M_y \rightarrow A_y$

$\emptyset_x et \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$

$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$

$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty};\ \emptyset_{ax} et \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm](chargesuniformémentréparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm](chargesconcentrées)$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1)$$

Avec :

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

$A_t = n_t \times a_t$

Est n_t : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq Min\ [0{,}9d; 40cm]$ et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4MPa$ et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times k)}$

Dans le cas de la flexion composée : $k = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c2}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend :$F_e = 400MPa.$

Pour les poutres :

Selon le RPA2003 :
$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003Xb} \\ S_t \leq min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

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

$2{,}50\ Si: \lambda \geq 5$

$3{,}75\ Si:\ \lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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