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

Etude d'une structure en béton armé d'un bâtiment en RDC + 7 Etages implanté dans une zone de forte sismicité

Présenté par

HERBANE Yahia Khalil

DERBALI Abdelkrim

Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion_Juin_2024

REMERCIEMENTS

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur, Mr. SAFIDDINE Salim, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة هيكل خرساني مسلح لمبنى سكني مكون من طابق أرضي + 7 طوابق، يقع في ولاية الجزائر، التي تصنف كمنطقة ذات زلزالية عالية (المنطقة الثالثة). يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية بواسطة نظام إطارات مدعومة بجدران.

تم تحديد أبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقًا للأنظمة الجزائرية السارية: القواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99) نسخة 2003 وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93).

تم إجراء الدراسة الزلزالية باستخدام الطريقة العددية القائمة على طريقة العناصر المحدودة بواسطة برنامج ."ROBOT-2020" وأخيرًا، قمنا بدراسة البنية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet vise à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment résidentiel en RDC + 7 étages, situé dans la wilaya d'Alger, une zone classée à forte sismicité (Zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de portiques contreventés par des voiles.

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

L'étude sismique a été effectuée en utilisant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis, via le logiciel « ROBOT-2020 ». Enfin, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure of a residential building with a ground floor and 7 floors, located in the province of Algiers, classified as a high seismicity zone (Zone III). The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frames braced by walls.

The design and calculation of the reinforcement for all resistant elements were carried out in accordance with the current Algerian regulations: the Algerian seismic rules (RPA99) version 2003 and the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93).

The seismic study was conducted using the numerical method based on the finite element method, via the software "ROBOT-2020". Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

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

.

Table des matières

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2

I.2. Destination et situation 2

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2

I.3.1. Dimensions en plan 2

I.3.2. Dimensions en élévation 3

I.4. Conception de la structure 3

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3

I.4.2. Planchers 3

I.4.3. Maçonnerie 3

I.4.4. L'acrotère 3

I.4.5. Escalier 3

I.4.6. Ascenseur 4

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux 4

I.5.1. Béton 4

I.5.2. Ciment 4

I.5.3. Granulats 4

I.5.4. Béton armé 4

I.5.4.1. Résistance du béton 4

I.5.4.1.a. Résistance caractéristique à la compression 5

I.5.4.1.b. Résistance caractéristique à la traction 5

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

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 9
II.2. Les plancher 9
II.2.a- Plancher à corps creux 9
II.2.b- Dalle pleine 10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation……...10
II.3.1. Plancher corps creux 10
II.3.1.a. Plancher terrasse 10
II.3.1.b. Plancher courant 11
II.3.2. Dalle pleine 11
II.3.2.a. Terrasse 11
II.3.2.b. Etage courant 12
II.3.3. Maçonnerie 12
II.3.3a Murs intérieurs (simple cloison) 12
II.3.3.b Murs extérieurs (double-cloison) 12
II.3.3c Surcharges d'exploitation 13
II.4. Les poutres 13
II.4.1. Prédimensionnement 13
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 13

II.4.3. Poutres principales 13
II.4.4-Poutres secondaires 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. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 15
II .5.2.2. Détermination des charges d'exploitation 15
II .5.2.3. Calcul de la capacité portante $\boldsymbol{N}$ 16
II .5.2.4. Vérification de la capacité portante 17
II .5.2.5. Vérification vis-à-vis du RPA 99 18
II.6. LES VOILES 18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 20
III.2. Plancher à corps creux 21
III.2.1. Les poutrelles 21
III.2.1.1. Avant coulage 21
III.2.1.2. Après coulage 21
III.2.1.2.a. Plancher terrasse 22
III.2.1.2.b. Plancher étage courant 24
III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales 26
III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale 27
III.2.1.2.3 Vérification de la flèche 29
III.2.2. Dalle de compression 29

III.3. Dalle pleine 30
III.3.1. Méthode du calcul 30
III.3.1.1. Définition 30
III.3.1.2 Principe de calcul 31
III.3.1.2.a. Travail externe 31
III.3.1.2.b. Travail interne 31
III.3.2. Dalle encastré à quatre coté 32
III.3.2.1. Déterminations des sollicitations 32
III.3.2.2. Calcul de ferraillage 32
III.3.2.2.1. Armature longitudinales 32
III.3.2.2.2. Vérification à l'ELS 33
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU 33
III.3.3.4. Vérification de la flèche 33
III.4. Escaliers 33
III.4.1. Prédimensionnement 34
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 34
III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 36
III.4.4. Vérification à l'ELS 37
III.4.5. Vérification de la flèche 37
III.4.6. Calcul de la poutre palière 38

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 41
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 41
IV.2.1. Centre de masse 41

IV.2.2. Centre de rigidité 41
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 42
IV.2.3.1. Les poteaux 42
IV.2.3.2. Les voiles 42
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 44
IV.3. Modélisation de la structure 44
IV.3.1. Introduction 44
IV.3.2. Analyse de notre structure 45
IV.3.2.1. Structure auto-stable 45
IV.3.2.2. Dispositions des voiles 46
IV.3.2.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion 46
IV.3.2.2.3. Excentricité 47
IV.4. Choix de la méthode de calcul 48
IV.4.1. Introduction 48
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 48
IV.4.2.1. Principe de la méthode 48
IV.4.2.2. Modélisation 48
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 48
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 ») 48
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η » 49
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R » 49
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q » 49
IV.4.3. Analyse modale 49
IV.4.3.1. Comportement modal 49
IV.4.3.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4) 50

IV.4.3.3. Analyse statique et dynamique 51
IV.4.3.3.1. Stabilité de la structure 51
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6)…….51
b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1) 53
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 55
d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).....56
IV.4.3.3.2. Résistance des éléments 56
a) Vérification de cisaillement des éléments 56
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 58

Chapitre V: Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. Introduction..... 60
V.2. Ferraillage des poutres 60
V.2.1. Recommandation des règlements..... 60
V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres 60
V.2.2.1. Poutres porteuses..... 60
V.2.2.2. Poutre non porteuse..... …..61
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS 61
V.2.3.1. Poutres porteuses..... 62
V.2.3.2. Poutres non porteuse 61
V.2.4. Vérification de la flèche..... 62
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU..... 62
V.2.6. Ferraillage transversal des poutres 63
V.3. Ferraillage des poteaux 65

V.3.1. Armatures longitudinales 65
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 65
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 65
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 66
V.3.2. Armatures transversales 67
V.4. Ferraillage des voiles 69
V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein) 69
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 69
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 72
V.4.1.1. Armatures horizontales 73
V.4.1.2. Armatures transversales 73
V.4.2. Ferraillage des linteaux 73
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 74
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 75

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3.1. Caractéristiques du sol 77
VI.3.2. Choix du type de fondations 78
VI.4. Méthode de calcul 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux 78
VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les semelles 79
VI.4.2. Semelle filante (continue) 80
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.....81
VI.4.2.3. Vérification des semelles filantes croisées 81
VI.4.3. Etude du Radier général..... 81
VI.4.3.1. Pré dimensionnement de radier 82
VI.4.3.2. Dimensionnement de nervure.....84
VI.4.3.3. Ferraillage du radier 86
a) Détermination des efforts..... 87
b) Calcul du ferraillage 87
c) Vérifications nécessaires 87
VI.4.3.4 Ferraillage des nervures..... 87
a) Calcul des armatures 87
b) Vérifications nécessaires..... 88
VI.4.3.5 Ferraillage des débords 88
Conclusion générale..... 89
Références bibliographiques
Annexes

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : les dimensions en plan 2

Figure I.2 : Vue en plan du RDC et de l'étage courant 7

Figure I.3 : Coupe A-A de la vue en plan..... 8

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux 9

Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux 11

Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).....12

Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre 13

Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité 16

Figure II.6 : Coupe de voile en élévation 19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

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

Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées.....22

Figure III.4 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travées 22

Figure III.5 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 3 travées.....23

Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher terrasse 3 travées 23

Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travée.....24

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 2 travée.....24

Figure III.9 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 3 travée 25
Figure III.10 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 3 travée.....25
Figure III.11 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 26
Figure III.12 : Ferraillage des poutrelles pour la terrasse 29
Figure III.13 : Disposition constructive des armatures de la dalle compression……...30
Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 32
Figure III.15 : Dimensions de l'escalier.....34
Figure III.16 Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.LU et b) à l'E..S 36
Figure III.17 : Schéma équivalent de la poutre palière.....38
Figure III.18 : Tracés de a) M(x) et T(x) à l'ELU et M(x) l'ELS de la poutre palière 39

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux 42
Figure. IV.2. Disposition finale des voiles. 46
Figure. IV.3. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....53

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres principales (PP).....63
Figure V.2: Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires porteuses. 64
Figure V.3: Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires non porteuses (PS).....64
Figure V.4: Disposition du ferraillage des poteaux en fonction de leurs dimensions.....68
Figure V.5: Ferraillage des voiles de contreventement. 76

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figures VI.1: Les bulles de pression sous la semelle.....79

Figures VI.2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux 84

Figures VI.3: Contraintes sous le radier.....85

Liste des Tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

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

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux) 10

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).....11

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine).....11

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).....12

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.....12

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison 12

Tableau II.7 : Prédimensionnement 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**.** 17

Tableau. II.11 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.....18

Tableau II.12 : Vérification du coffrage des poteaux.....18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

Tab.III.2: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU...22

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS……22
Tab.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse.....23
Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELS 23
Tab.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant 24
Tableau.III.7: Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS 24
Tab.III8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant 25
Tableau.III.9 : Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELS 25
Tableau III.10: Les moments maximums aux appuis et en travées.....26
Tableau III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 27
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 27
Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 28
Tableau III.14 : Combinaisons des charges de la dalle pleine 32
Tableau III.15 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine.....32
Tableau III.16 : Vérification contrainte à ELS 33
Tableau III.17 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 33
Tableau III.18 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine.....33
Tableau III.19 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.....35
Tableau III.20 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 35
Tableau III.21: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 35
Tableau III.22: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 36
Tableau III.23: Calcul des sections d'acier de l'escalier 36
Tableau III.24: Vérification de la contrainte tangentielle 37
Tableau III.25 : Vérification à l'E.L.S 37
Tableau III.26 : Vérification de la flèche de l'escalier.....37

Tableau III.27 : Prédimensionnement de la poutre palière. 38
Tableau III.28 : Ferraillage de la poutre palière 39
Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.....40
Tableau III.30 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 40
Tableau III.31 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive 40

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1: calcul de center de masse et le center de rigidité.....45
Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable 45
Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion.....46
Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions 47
Tableau IV.5: Surface revenant aux voiles.....49
Tableau IV.6: détermination du facteur de qualité Q de la structure.....49
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes.....50
Tableau IV.8: Participation des masses modale.....50
Tableau IV.9: Les valeurs de la force sismique 52
Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 52
Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....54
Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement 54
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 55
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 55
Tableau IV.15: Vérification de l’effet P-Δ. 56

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des poutres 57

Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des Poteau 57

Tableau IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 58

Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 58

Tableau IV.20: Vérification de l'effort normal réduit suivant x.....59

Tableau IV.21: Dimensions finales des éléments structuraux. 59

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse 61

Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres porteuse..... 61

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse 61

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres secondaires non porteuses 61

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS..... 62

Tableau V.6: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 62

Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures. 62

Tableau V.8 : La section d'armatures transversales. 63

Tableau V.9 : La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA. 66

Tableau V.10 La section d'armatures du poteaux change à l'ELU et l'ELA. 66

Tableau V.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....66

Tableau V.12: La section d'armatures transversales des poteaux. 68

TabV.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages RDC 1er …70

Tab V.14: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages RDC 1er. …71

TabV.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 2^{éme} à 7^{éme}…71

TabV.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 2^{éme} à7^{éme} …72

Tableau V.17: Vérification des contraintes des voiles pour les étages RDC 1er ……. 72

Tableau V.18: Vérification des contraintes des voiles pour les étages 2éme à 7éme ……72

Tableau V.19: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages RDC 1er …… 73

Tableau V.20: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 2éme à 7éme……73

Tableau V.21: Choix de la méthode de calcul 75

Tableau V.22: Calcule des armatures 75

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 79

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS 80

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 81

Tableau VI.4 : Vérification de la contrainte entre les semelles filantes croisées 81

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS……85

Tableau VI.6 : Contraintes sous le radier à l'ELU 86

Tableau VI.7 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux ……..87

Tableau VI.8 : Ferraillage des panneaux du radier 87

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes 87

Tableau VI.10 : Ferraillage des nervures 87

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS 88

Tableau VI.12 : Espacement des armatures transversales 88

Tableau VI.13 : Choix des armatures transversales 88

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

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 moyenne.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations :

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

HA : Haut adhérence

FeE : Nuance de l'acier

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le but d'une étude d'un bâtiment est de concevoir et de dimensionner une structure en béton armé, en charpente métallique ou mixte, qui respecte les normes et les règles de l'art, ainsi que les exigences de sécurité, de l'économie, de confort et de performance énergétique.

Une étude du bâtiment comprend généralement les étapes suivantes:

- La définition du projet, qui précise la localisation, la fonction, le programme, le budget et le calendrier du bâtiment.
- L'analyse du site, qui prend en compte les caractéristiques géotechniques, topographiques, climatiques et réglementaires du terrain.
- La conception architecturale, qui élabore les plans, les coupes, les façades et les perspectives du bâtiment, en respectant les contraintes techniques et esthétiques.
- La conception structurelle, qui calcule les charges, les efforts, les déformations et les déplacements des éléments porteurs du bâtiment, en tenant compte des sollicitations permanentes, variables et accidentelles, notamment le séisme.
- Le dimensionnement des éléments, qui vérifie la résistance, la stabilité et la durabilité des éléments de la structure, en appliquant les règles de calcul et de ferraillage appropriées.
- Le choix des matériaux, qui sélectionne les matériaux les plus adaptés aux exigences du projet, en termes de qualité, de coût et de disponibilité.
- L'étude des assemblages, qui détermine les modes de liaison entre les éléments de la structure, en assurant la continuité et la rigidité de l'ensemble.
- L'étude des fondations, qui propose le type et la profondeur des fondations, en fonction de la nature du sol et des charges du bâtiment.
- L'établissement des plans d'exécution, qui détaille les dimensions, les formes, les positions et les quantités des éléments de la structure, ainsi que les indications nécessaires à la réalisation du chantier.

On va faire tout ça dans ce projet à l'aide du Robot 2020, Socotec et Auto CAD en respectant les règlements algériens en vigueur.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, on présente les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés lors de la réalisation de cet ouvrage.

I.2. Destination et situation

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un Rez-de-chaussée (RDC) + Sept (07) Etages. Il sera implanté dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 (RPA2003). Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : **σ=2,0 bars**.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions sont données par la Figure I.1 :

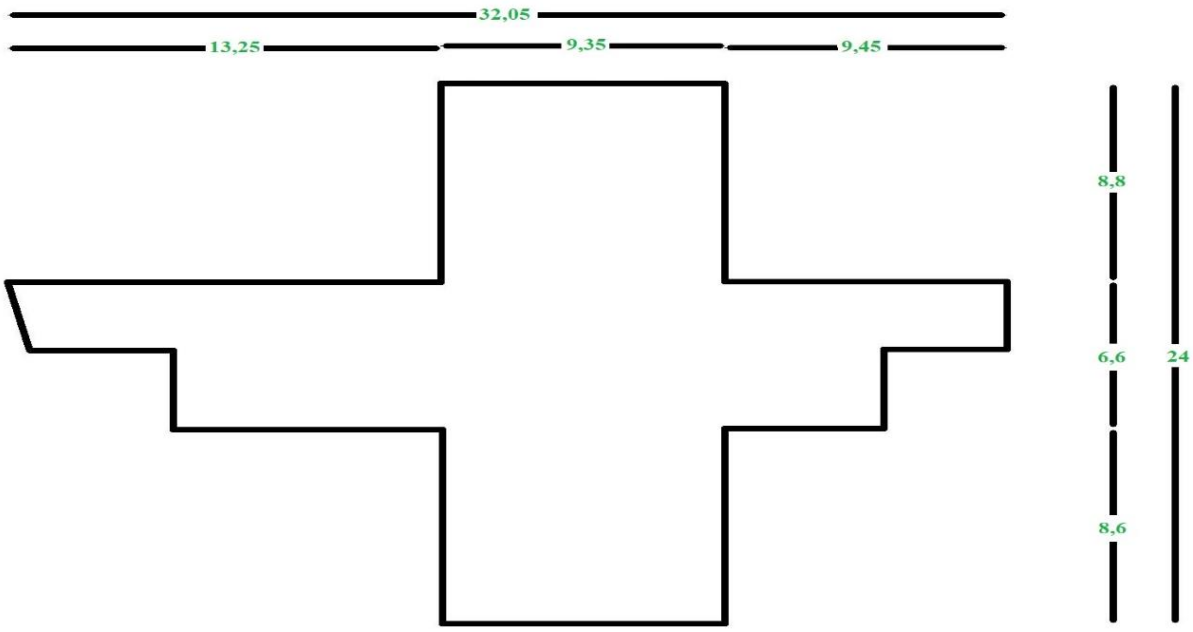


Figure I .1 : Les dimensions en plan

I.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage étudié est régulier en élévation sans décrochement. Ses dimensions en élévation sont les suivantes :

- Hauteur du RDC et des étages courants : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **24,48 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11m, alors leRPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

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

I.4.3. Maçonnerie

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

I.4.4. L'acrotère

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

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.4.6. Ascenseur

L'arrêté ministériel du 24 janvier 2015 fixant les spécificités techniques du logement promotionnel public, publié dans le Journal officiel № 61, prévoit prévoir un ascenseur au minimum d.une contenance de 8 places (630 Kg), pour les immeubles moyens en R+6 à R+9.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

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

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité. La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse.

I.5.2. Ciment

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

I.5.3. Granulats

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

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

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

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

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

b) Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93, sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

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

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

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

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3}$$

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

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

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

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

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.

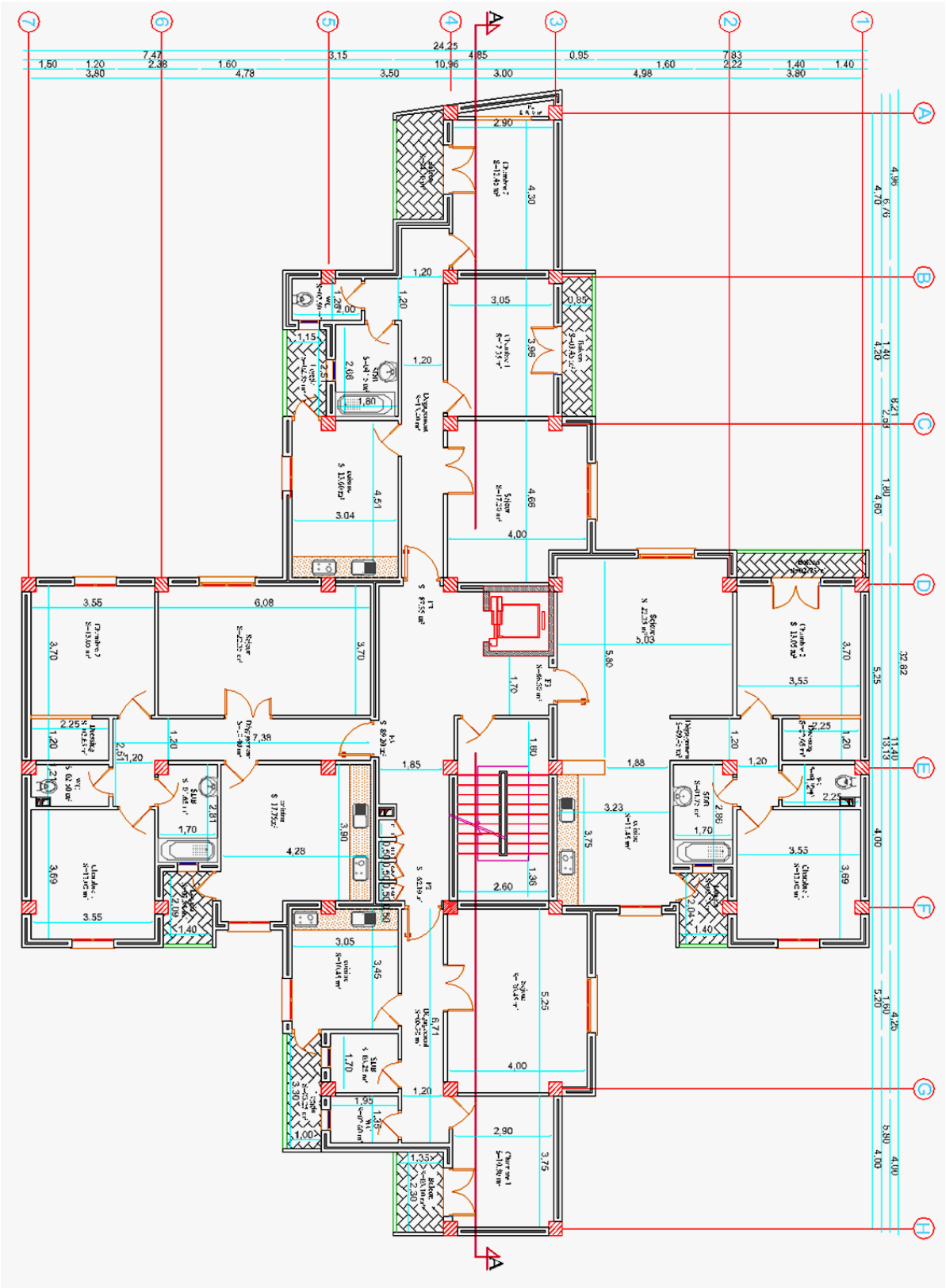


Figure I.2 : Vue en plan du RDC et de l'étage courant

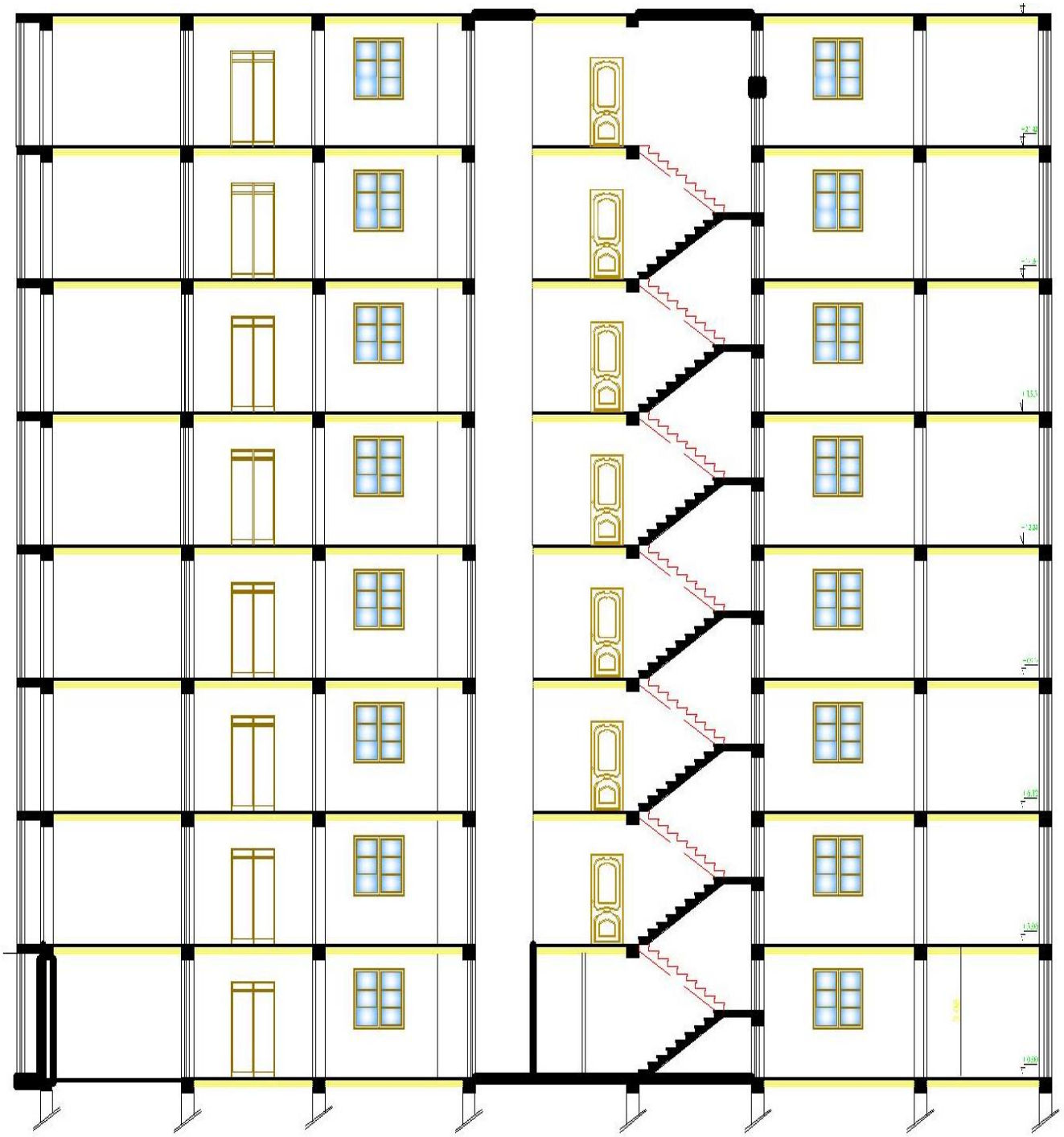


Figure I .3 : Coupe A-A de la vue en plan.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II . 1. Introduction

Le prédimensionnement 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. 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 à corps creux

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

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

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

L = 5 m d'où alors $20cm \leq h_t \leq 25$ cm

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

d= 16 cm (hauteur de corps creux).

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

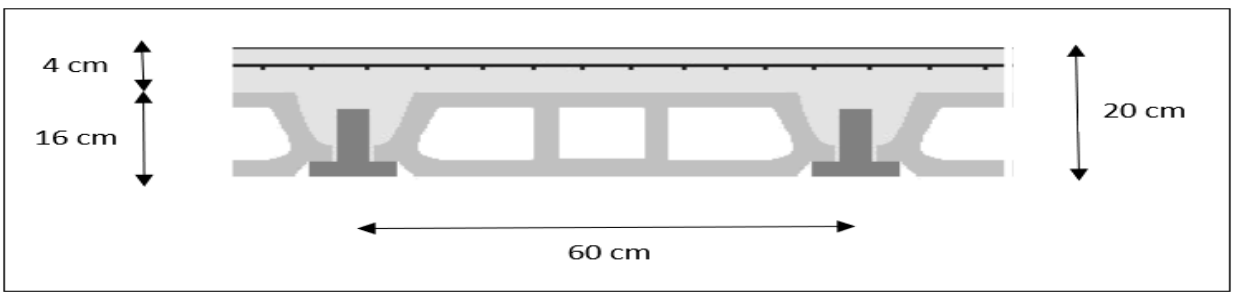


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux

II.2.b. Dalle pleine

1) Critère de résistance

- Dalle reposant sur 2 appuis : (Lx/35) ≤ep. ≤ (L x /30)

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

2) Sécurité contre l'incendie

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

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

3) Condition d'isolation acoustique

ep ≥ 15cm.

Dans notre cas, on a : L = 3,1m d'où alors 8.86cm $\leq h_t \leq$10.33 cm

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

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

II.3.1. Plancher à corps creux

A) Plancher terrasse

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse

№	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher à corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente "G"			**6.76**

B) **Plancher courant**

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant à corps creux

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

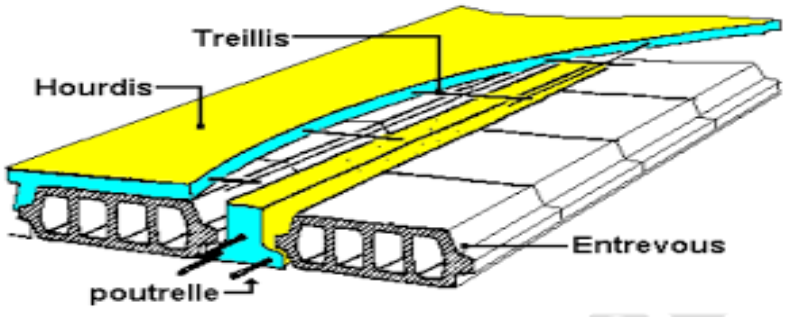


Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux

II.3.2. Dalle pleine

A) Terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse en dalle pleine

№	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente "G"			**7.71**

B) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant

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

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

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)

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**

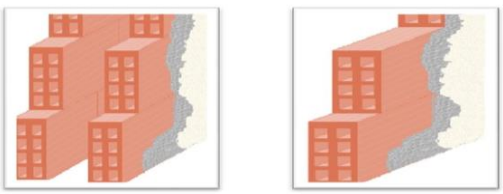


Figure II .3 : Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite).

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible $Q = 1.0\ kN/m^2$

Le plancher courant à usage d'habitation $Q = 1.5\ kN/m^2$

II.4. 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.Prédimensionnement

Les poutres sont prédimensionnées 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

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

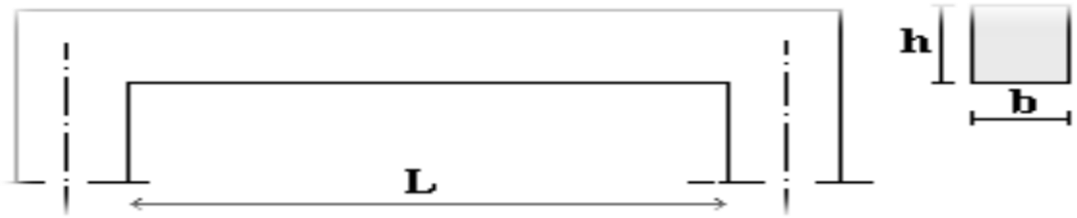


Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre.

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

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

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

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

II.4.3. Poutres principales

On a : $L_{max}= 4{,}95$ m

Alors : $33 \le h \le 49{,}5$ On prend $h = 40$ cm

Et $12 \le b \le 28$ 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≤ 4,0 (C.V)

Toutes les vérifications de RPA99sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** L_{max} = 4,70 m

Alors : 31,3 cm ≤ h ≤ 47 cm On prend : h = 35 cm

Et 10,5 ≤ b ≤ 24,5 On prend : b = 25 cm

- Vérification selon le RPA99

b = 25 > 20 cm (C.V)

h = 35> 30 cm (C.V)

h/b = 1,33≤ 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes.

II.5. 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

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

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

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en 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:

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

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

Tableau II.7 : Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	$7^{éme}$;$6^{éme}$	$5^{éme}$;$4^{éme}$	$3^{éme}$; $2^{éme}$	1^{er}; RDC
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

Le potau plus sollicité (2-E)

- Surface des plancher : S_p = 18,16 m^2

- Surface totale : S_t = 20.57 m^2

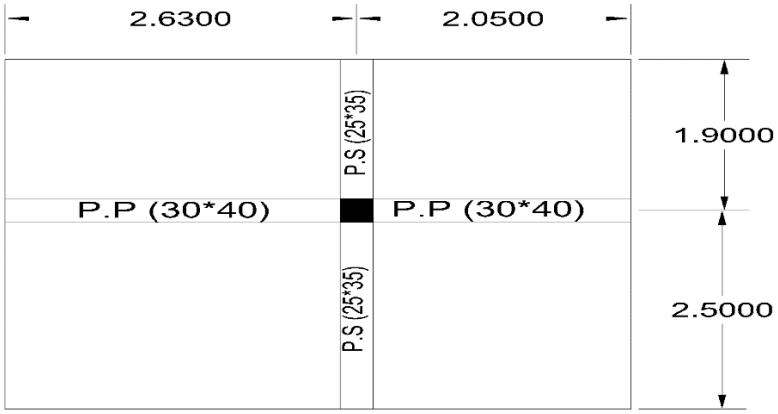


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité

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 (M)	POTEAU	Gpoteau	Gp.p	Gp.s	$G_{plancher}$	G niveau	$G_{cumulé}$
7	3.06	30*30	6.885	14.025	9.625	122.6433	153.1783	153.1783
6	3.06	30*30	6.885	14.025	9.625	111.7578	142.2928	295.4711
5	3.06	35*35	9.37125	14.025	9.625	111.7578	144.7791	440.2502
4	3.06	35*35	9.37125	14.025	9.625	111.7578	144.7791	585.0292
3	3.06	40*40	12.24	14.025	9.625	111.7578	147.6478	732.677
2	3.06	40*40	12.24	14.025	9.625	111.7578	147.6478	880.3248
1	3.06	45*45	15.49125	14.025	9.625	111.7578	150.8991	1031.224
RDC	3.06	45*45	15.49125	14.025	9.625	111.7578	150.8991	1182.123

II.5.2.2.Détermination des charges d'exploitation

Pour déterminer les charge d'exploitation on utilise la loi dégression (DTR.B.C.2.2 charges permanentes et d'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 : $Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Avec Q niv =Q x St

Pour la terrasse **Q** niv = 1 x 20,57

Pour l'étage courent **Q** niv = 1,5 x 20,57

Tableau II .9 : Détermination des charges d'exploitation

Niveau	Q niveau		Coefficient de dégression	Q cumule
7	Q0	20.57	/	20.570
6	Q1	30.855	1.00	51.425
5	Q2	30.855	0.95	79.194
4	Q3	30.855	0.90	103.878
3	Q4	30.855	0.85	125.477
2	Q5	30.855	0.80	143.990
1	Q6	30.855	0.75	159.417
RDC	Q7	30.855	0.70	173.9194

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

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

NIV	B (mm^2)	A (mm^2)	I (mm^2)	i (mm^2)	LF(mm)	λ	α	Br (mm)	$\bar{N}$ (kN)
7	90000	90	6.75E+8	86.6	2142	24.73	0.77	78400	1146.20
6	90000	90	6.75E+8	86.6	2142	24.73	0.77	78400	1146.20
5	122500	122.5	1.25E+9	101.04	2142	21.2	0.79	108900	1630.73
4	122500	122.5	1.25E+9	101.04	2142	21.2	0.79	108900	1630.73
3	160000	160	2.13E+9	115.47	2142	18.55	0.80	144400	2196.85
2	160000	160	2.13E+9	115.47	2142	18.55	0.80	144400	2196.85
1	202500	202.5	3.42E+9	129.9	2142	16.49	0.81	184900	2844.08
RDC	202500	202.5	3.42E+9	129.9	2142	16.49	0.81	184900	2844.08

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	$\overline{N}$	$N_U \leq \overline{N}$
7	153.1783	20.57	237.6457	261.4103	1146.2	CV
6	295.4711	51.425	476.0235	523.6258	1146.2	CV
5	440.2502	79.1945	713.1295	784.4424	1630.73	CV
4	585.0292	103.8785	945.6072	1040.168	1630.73	CV
3	732.677	125.477	1177.329	1295.062	2196.85	CV
2	880.3248	143.99	1404.423	1544.866	2196.85	CV
1	1031.224	159.4175	1631.278	1794.406	2844.08	CV
RDC	1182.123	173.9194	1856.745	2042.419	2844.08	CV

II.5.2.5. Vérification vis-à-vis du RPA 99

Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux

Niveau	b1*h1	he/20	min(b1,h1)≥he/20	min(b1,h1)≥30CM	(1/4)≤ (B1/H1)≤ 4
7ème & 6ème	30*30	14.3	C.V		
5ème & 4ème	35*35	14.3			
3ème & 2ème	40*40	14.3			
1er & RDC	45*45	14.3			

II.6. 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 $L \geq 4a$
- L'épaisseur (a) minimale est 15 cm

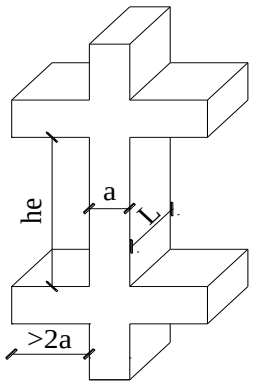


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

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

$a \geq \text{MAX}$ (he / 22 ; 15 cm). avec : he = 3,06-0.35 = 2,71 m

⇨ $a \geq \text{MAX}$ (12,32 ; 15 cm). ; on prendra = 15 cm

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

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

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

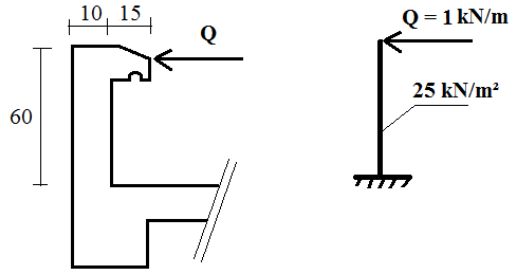


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

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

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	2.36	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	4 HA 8 = 2.01 cm²	30 *cm*	40 *cm*

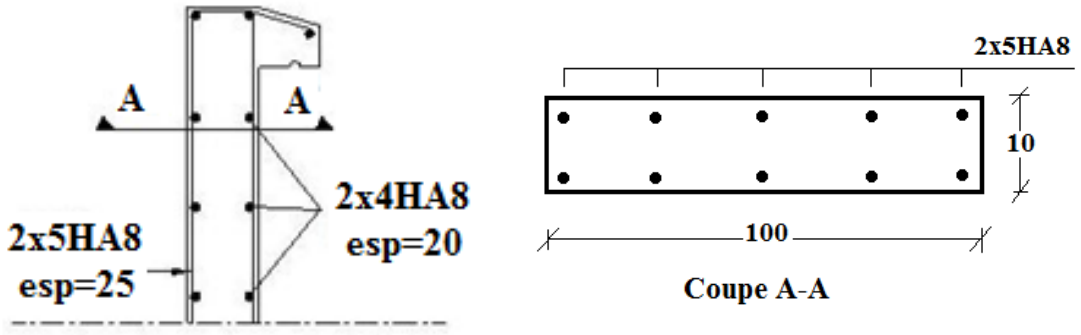


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression.

III.2.1. Poutrelles

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

III.2.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe A), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

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

- Poutrelle à 2 travées
- Poutrelle à 3 travées

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe B), Si les conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse .Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe C).

a) Plancher terrasse

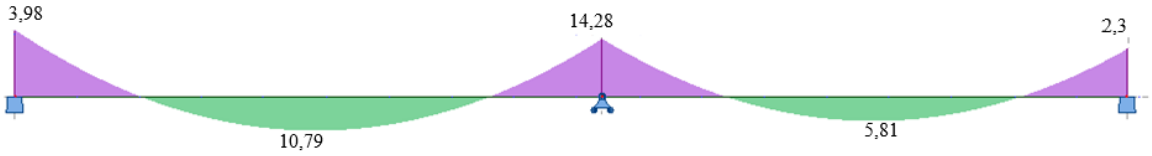
➢ **Poutrelle à 2 travées**

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU

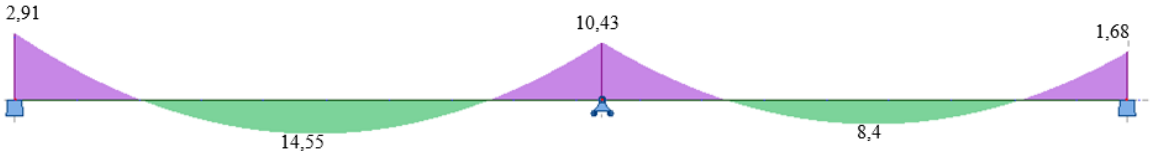
Travées	Pu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
I	6,38	5	19,92	-3,98	-14,28	10,79	13,88	-18
II	6,38	3,8	11,51	-9,1	-2,3	5,81	13,9	-10,33

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	Pser (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
I	4,66	5	14,55	-2,91	-10,43	7,88
II	4,66	3,8	8,4	-6,64	-1,68	4,24



a)



b)

Figure III.3 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées a) l'ELU et b) l'ELS

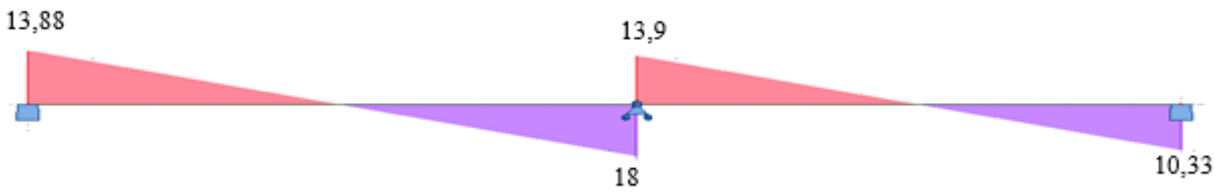


Figure III.4 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travées

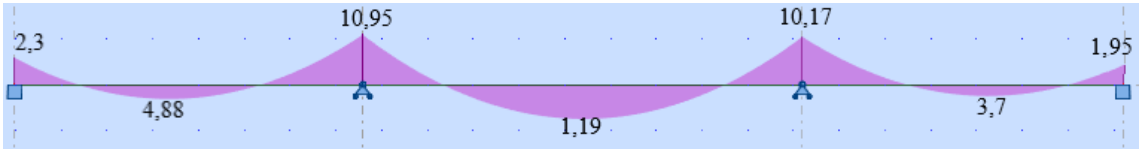
- **Poutrelle à 3 travées**

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELU

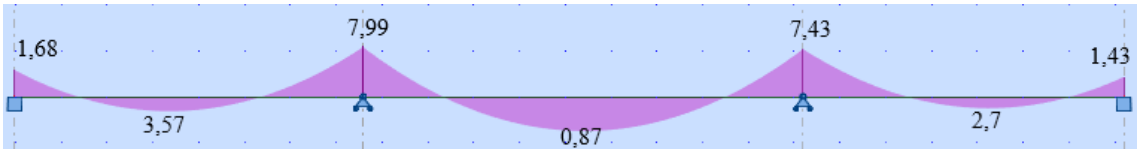
Travées	Pu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
I	6,38	3,8	11,51	-2,3	-10,95	4,88	9,84	-14,39
II	6,38	4,8	11,75	-10,95	-10,17	1,19	15,46	-15,14
III	6,38	3,5	9,76	-10,17	-1,95	3,7	13,5	-8,81

Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	Pser (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
I	4,66	3,8	8,4	-1,68	-7,99	3,57
II	4,66	4,8	8,58	-7,99	-7,43	0,87
III	4,66	3,5	7,13	-7,43	-1,43	2,7



a)



b)

Figure III.5 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 3 travées a) l'ELU et b) l'ELS

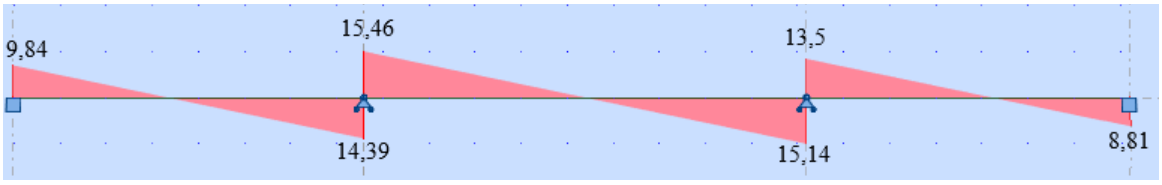


Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 3 travées

b) Plancher étage courant

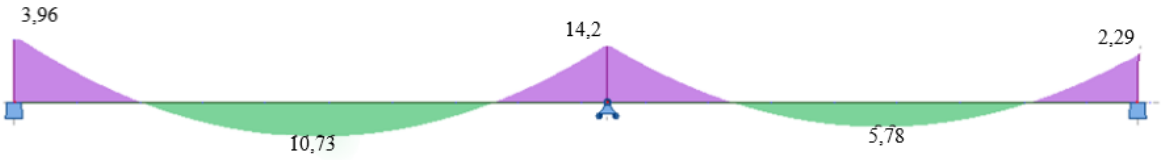
- **Poutrelle à 2 travées**

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

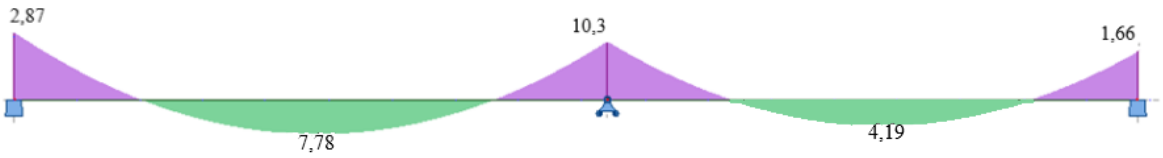
Travées	qu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
I	6,34	5	19,81	-3,96	-14,2	10,73	13,8	-17,9
II	6,34	3,8	11,44	-9,05	-2,29	5,78	13,82	-10,27

Tableau.III.7 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qser (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
I	4,6	5	14,36	-2,87	-10,3	7,78
II	4,6	3,8	8,3	-6,56	-1,66	4,19



a)



b)

Figure III.7 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travées a) à l'ELU et b) à l'ELS

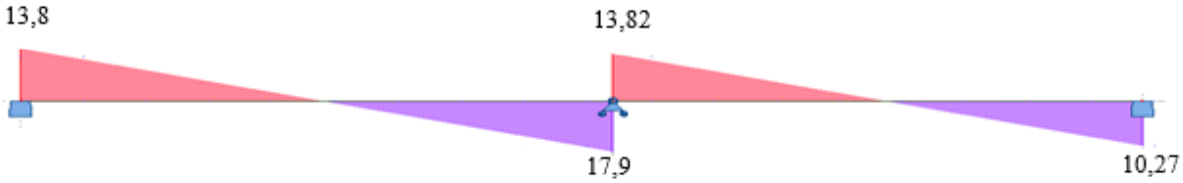


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travées

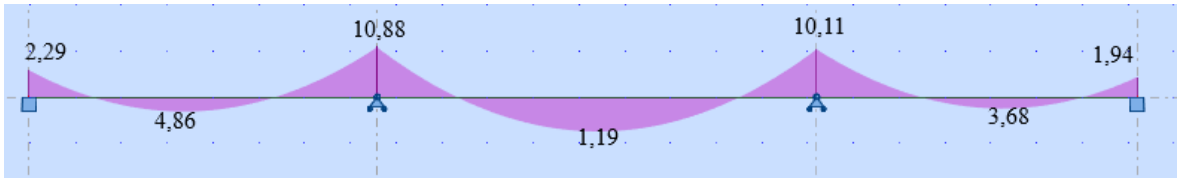
Poutrelle à 3 travées

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELU

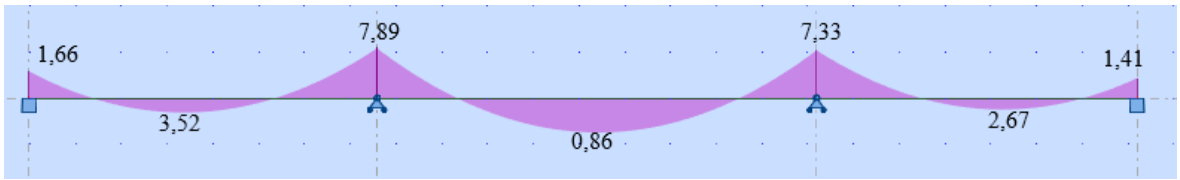
Travées	Pu (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
I	6,34	3,8	11,44	-2,29	-10,88	4,86	9,78	-14,31
II	6,34	4,8	11,69	-10,88	-10,11	1,19	15,38	-15,05
III	6,34	3,5	9,71	-10,11	-1,94	3,68	13,43	-8,76

Tableau.III.9 : Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	Pser (KN)	L(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
I	4,6	3,8	8,3	-1,66	-7,89	3,52
II	4,6	4,8	8,47	-7,89	-7,33	0,86
III	4,6	3,5	7,04	-7,33	-1,41	2,67



a)



b)

Figure III.9 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 3 travées a) l'ELU et b) l'ELS

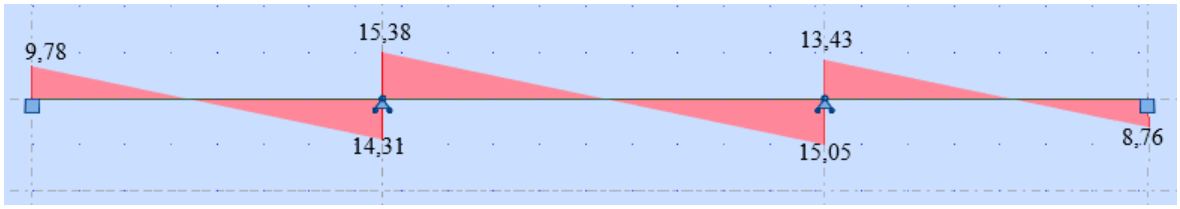


Figure III.10 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 3 travées

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III.10.

Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max
	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	
Terrasse	14,28	10,43	10,79	7,88	18
Etage courant	14,2	10,3	10,73	7,78	17,9

Donc La poutrelle plus défavorable c'est la poutrelle de plancher de la terrasse car les moments max se trouve au dernier plancher

III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul ROBOT 2020 pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont représentées sur la figure III.10.
- la figure III.11 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

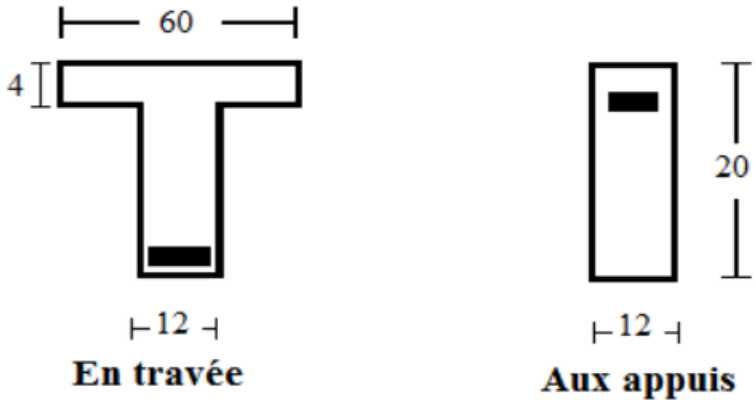


Figure III.11 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	14,28	2,71	1HA16+1HA10=2,79cm²
En travée	Terrasse	10,79	1,76	2HA8+1HA10=1,78 cm²
Aux appuis	Etage courant	14,2	2,67	1HA16+1HA10=2,79cm²
En travée	Etage courant	10,73	1,74	2HA8+1HA10=1,78 cm²

- **Vérification à ELS**

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS (kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	3,57	10,43	0,32	13 ,82	15	CV
Etage courant	3 ,52	10,3	0,32	13,65	15	CV

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

On a:$\phi_t \leq$ Min= [h /35 ; b0/10 ; ϕ_l] = [5,71 ; 12 ; 12] mm

ϕ_t = 6mm.

$a_t=\frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28{,}27\ mm^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 56{,}55\ mm^2$

$A_t = 0.57cm^2$

- **Espacement S_t**

$S_t \leq$ min [0,9.d;40 cm]=16,2 cm donc: S_t=15 cm;

On adopte un espacement de 15cm.

- **Vérification des contraintes de cisaillement à ELU**

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

$V_{u\,max}$=18 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18\ x10^3}{120\times180} = 0.833\ (\text{MPa})$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc : τ_u =0.833 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	18	0,833	3,33	CV

- **Section d'armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{57\,.\,235}{120\,.\,150} = 0{,}74\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \qquad \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0032 > 0.0011 \quad \text{(C.V)}$$

- **Au voisinage de l'appui de rive**

Vu=18KN≤b*a*0.4* $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =200 kN ; a = [(C-e)-2] =25 cm

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

- **Au voisinage de l'appui intermédiaire**

$V_u+(M_u/0.9d)=18+[-14.28/(0.9x0.18)]= -70.15< 0$

Donc, la section d'armature longitudinale est suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

III.2.1.2.3 Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A),est vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15.M0} = 0{,}04 \geq 0{,}036$$

$$\frac{A}{b.d} \geq \frac{3.6}{Fe} = 0{,}008 \leq 0{,}009$$

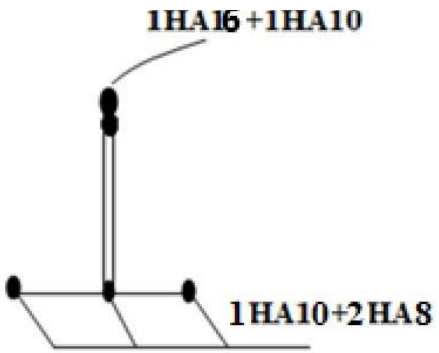


Fig. III.12 : Ferraillage des poutrelles pour la terrasse

III.2.2. Dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit être effectué en utilisant par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures estinférieur ou égale à 50cm.

$$A_{\perp} > \frac{200}{f_e} \qquad A > \frac{A_{\perp}}{2}$$

Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures est compris entre 50 et 80cm

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \qquad A \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : (L) : la distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite élastique de l'acier

(Treillis soudée $\varphi \leq 6mm$; f_e =520 MPa).

III.2.1.a. Armatures perpendiculaires aux nervures

50cm < L = 60cm < 80cm

$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} A_{\perp} = \frac{4x60}{520}$ = 0,46 cm^2/mlChoix : 5Ø5 ; $A_{\perp}$= 0,98 cm^2/ml

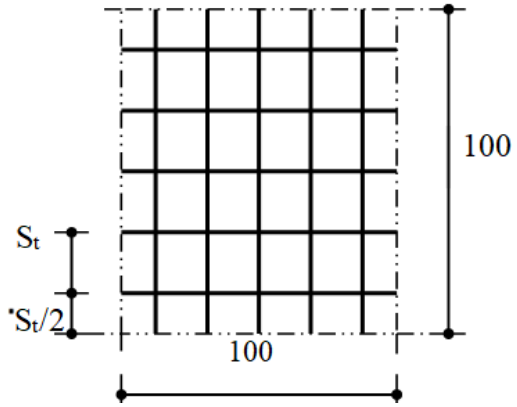


Figure (III.13) : Disposition constructive des armatures de la dalle compression

III.2.1.b) Armatures parallèles aux nervures

A// = $A_{\perp}/2$ = 0.98/2 = 0,49cm^2/ml.

Choix : 5Ø5 ; A// = 0,98 cm^2/ml

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont les dimensions des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA 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. Le calcul fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On a une dalle encastrée à quatre cotés encastrés dont le prédimensionnement est donné dans le chapitre II:

III.3.1. Méthode du calcul

III.3.1.1. Définition:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. 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.

III.3.1.2 Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

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

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

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

P : charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.3.2. Dalle encastré à 4 coté

La dalle prise pour le calcul à une forme irrégulière d'où la forme la plus proche est considérée qui est la forme rectangulaire pour notre calcul.

III.3.2.1. Déterminations des sollicitations

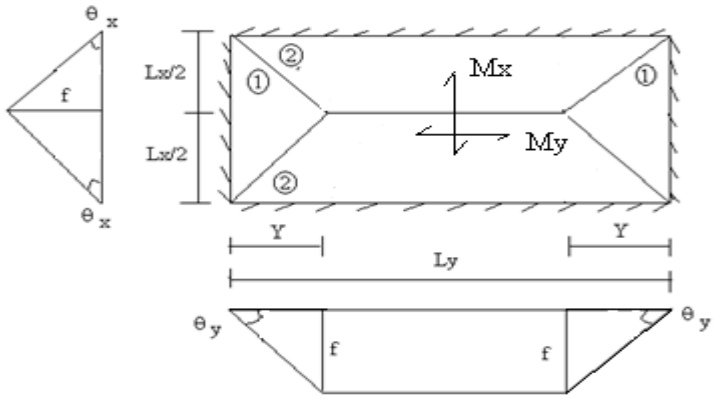


Figure III.14 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

La combinaison la plus défavorable est celle de la terrasse : P_u=11,91 kN/m

Tableau III.14 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

pu = 11.91(KN/m^2)		Ps = 8.71 (KN/m^2)	
M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)
3.59	3.42	3.12	3.02

III.3.2.2.Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.15 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2,69	0,69	6HA6=1,7	16	33	CV
	2,57	0,68				
Aux appuis	1,79	0,45	6HA6=1,7	16	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travée et aux appuis : $A = 1{,}7(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ cv

III.3.2.2.2. Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.16 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	1,7	2,34	2,28	15	CV
	1,07	2,27	2,21		
Aux appuis	1,5	1,56	1,59	15	CV

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.17 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11,18	0,01	1,17	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe B), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.20 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.18 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,7	2,34	0,15	130,09	0	7,56	28487,08
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
31335.79	31335.79	0 ,18	0,55	0,37	5,6	CV

III.4. Escaliers

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

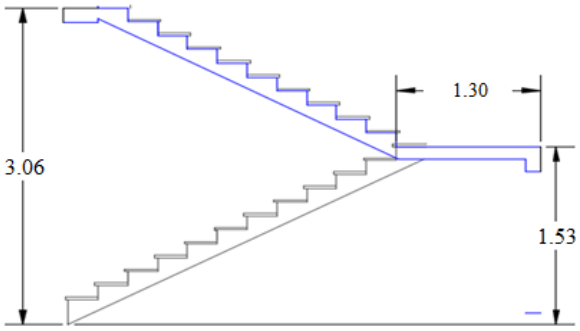


Figure III.15:Dimensions de l'escalier

III.4.1.Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1,53
- Hauteur de la contre marche : $h = \frac{1.53}{9} = 17\text{cm}$
- Largeur de la marche : g = 30cm

➢ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⟹ g+ 2h =64cm (CV)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,53/2,71= 0,565 D'où alors : α =29,45°

$L_0 = \sqrt{2,71^2 + 1,53^2} = 3,11\ \text{m}$ L_{tot} =L $_1$+L$_2$ =(1+3,11)= 4,11 m⟹

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 11,74 ≤ e ≤ 13,7e=13⟹m

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.19 et III.20.

Tableau III.19: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,13	25	3,25
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,45**

Tableau III.20: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,13/ cos α	25	3,73
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,05**

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

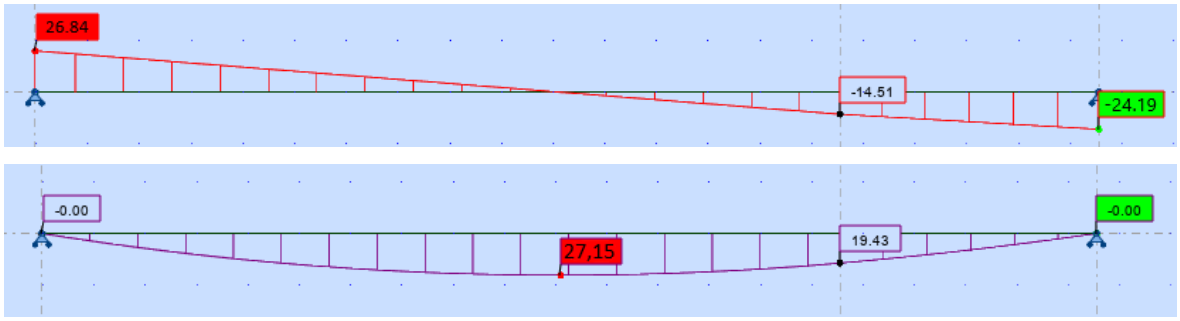
Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 21 et 22.

Tableau III.21: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

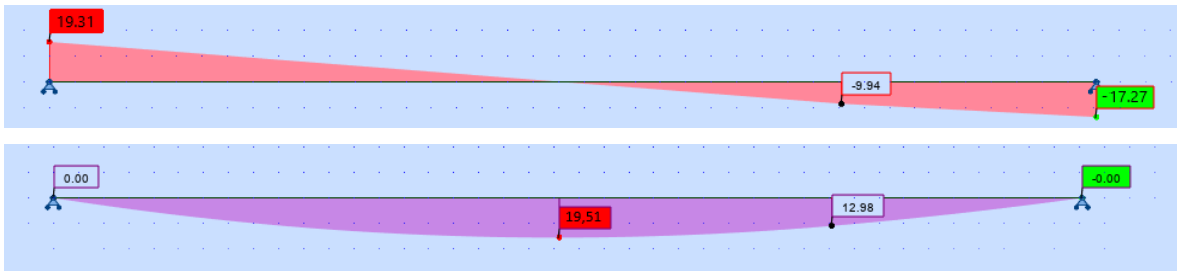
	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,45	2,5	9,76	R_A=26,84	27,15	23,08	13,58
Paillasse	7,05	2,5	13,27	R_B=24,19			

Tableau III.22: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,45	2,5	6,95	R_A=19,31	19,51	16,6	9,76
Paillasse	7,05	2,5	9,55	R_B=17,27			



a)



b)

Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés dans le tableau III.23.

Tableau III.23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{rép}\frac{A}{4}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	23,08	7,83	0,00	1,3	7 HA12= 7,92	1,98	4 HA 8 = 2,01
Aux appuis	13,58	4,46	0,00		6HA10= 4,71	1,17	4 HA 8 = 2,01

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

Tableau III.24: Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Vérification
Travée	15cm ≤ 33cm	33 cm ≤ 45cm	3,33	0,29	CV
Appuis	20 cm ≤ 33cm	33 cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.25)

Tableau III.25 : Vérification à l'E.L.S

Section (cm²)	Position	M_{ser}(kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	
100x13	Travée	16,6	7,92	0	9,17	15	CV
	Appui	9,76	4,71	0	6,50	15	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.26 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.26 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ(%)	ß1	μ
16,6	7,92	3,95	0,75	0,972	0,41
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
4,11	4,66	9,5	4,84	8,22	CV

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=13 cm

III.4.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.17) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.27:

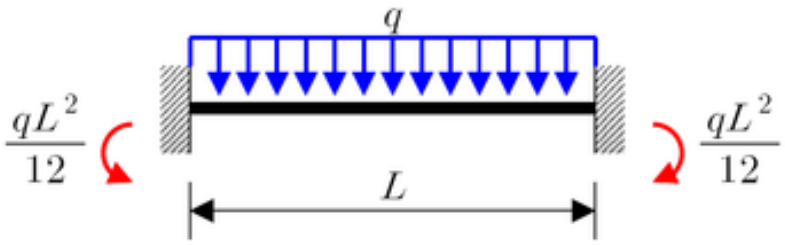


Figure III.17 : Schéma équivalent de la poutre palière

Tableau III.27 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 2,8 m ⇒ 18,66 ≤ h≤ 28cm. On adopte : h = 30 cm 9 ≤ b ≤ 21cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30 cm≥20cm ; h/b =1≤4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,1) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	b = 30 cm ; h = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,30 ×0,30×25=2,25kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=26,84KN , R_{ser}=19,31kN

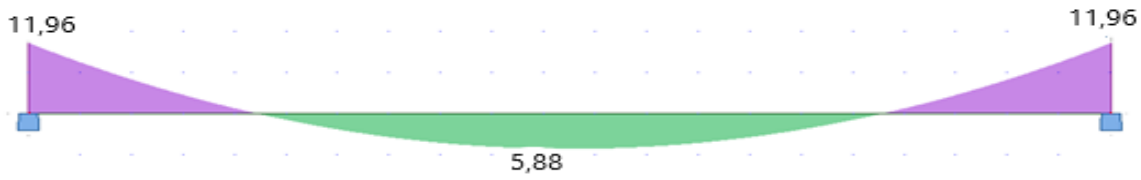
Poids du mur : P_{mur}= 1,62x (3,06-0,35)/2= 2,2kN/m

Pu =1,35 x (2,2+2,25) + (2x26,84/2,8) = 25,18KN/m

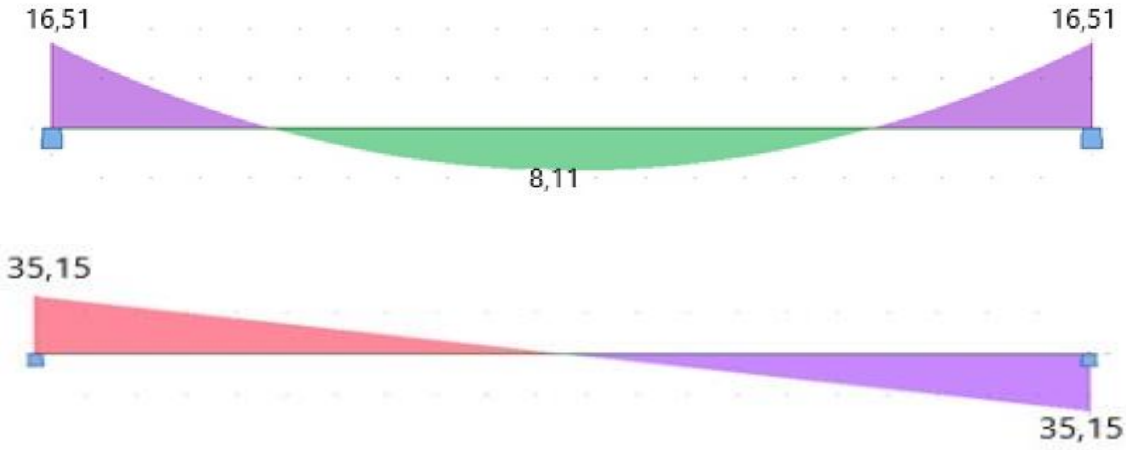
Pser = 2,2 +2,25+ (2x19,31/2,8) = 18,24 KN/m

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, logiciel ROBOT 2020 est donne les diagrammes des efforts internes illustrés dans la Figure III.18



a)



b)

Figure III.18 : Tracés de b) M(x) et T(x) à l'ELU et a) M(x) à l'ELS de la poutre palière

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnés comme suit :

Tableau III.28 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$(cm²)	$A_{totale\ min}$ RPA (cm²)	Obs
En travée	8,11	0,86	0,00	0,9	3HA12=3,39	3,75	CV
Aux appuis	16,51	1,77	0,00	0,9	3HA12=3,39		CV

Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser}(kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
30x30	Travée	5,88	3,39	0	2,36	63,07	CV
	Appui	11,96	3,39	0	4,81	128,29	CV

Tableau III.30 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section (cm²)	RPA99		CBA93	S_t adopté		A_t choisie (cm²)	$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t}$ (MPa)	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C			
30x30	7,5	15	24,75	7	15	5 Φ 6=1,41	0,74≥0.4 MPa (CV)	0.003>0.0007 (CV)

Tableau III.31 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u<\tau_{u\ adm}$
30x30	35,15	0,43	3,33	CV

III.4.6.5Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{} = 0.107 > 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow 0.098 > \frac{5.88}{10 \cdot 11{,}96} = 0.049 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Les trois conditions du CBA sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

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

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

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

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

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

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

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

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

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

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

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

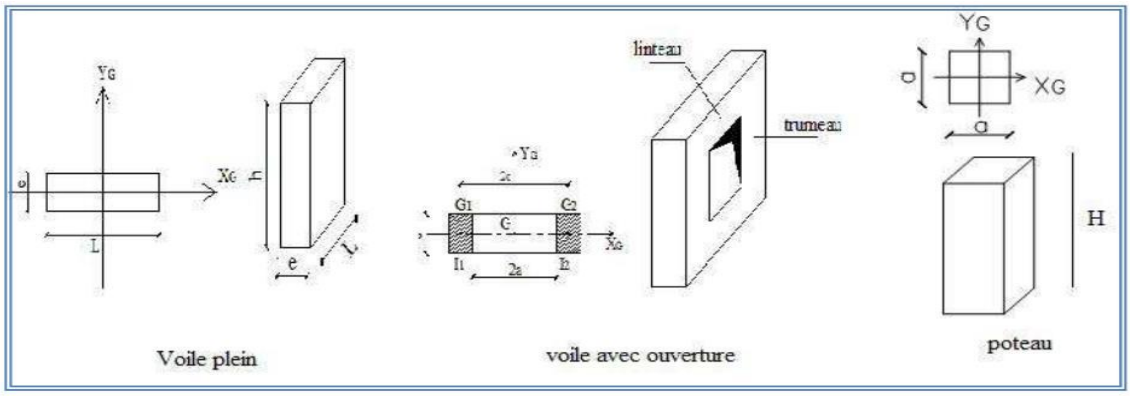


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Poteaux

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

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

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

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

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

IV.2.3.2. Voiles

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

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

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

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

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

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

- **Moment d'inertie**
  - **Voiles pleins**

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

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

  - **Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\mathbf{\alpha^2}} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots \text{Sin} \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots \text{Sin} > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

I_i: Moment d'inertie des trumeaux.

A_i: Aire des éléments du refend.

2c: Distance entre les deux center de gravité destrumeaux

a: Demi portée de l'ouverture.

α=wH_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0: Hauteur totale du refend

$$w^2 = \frac{3\, i\, l\, C}{I_0\, m\, a^3 H}$$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0 \, m \, H}\left[2\left(\frac{1}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$**:**est une fonction de (α, ε)qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots$ Si$\varepsilon = 0$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots$ Si $0 < \varepsilon < 1$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ,le voile considéré comme en étant plein.

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

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

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 24,48m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **Hypothèses de conception des voiles**

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

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

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

IV.3.2. Analyse de notre structure

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

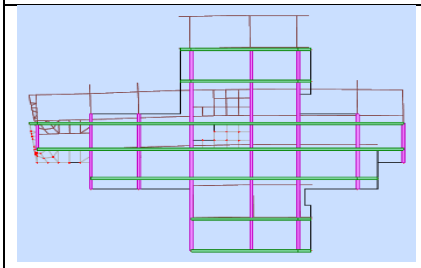
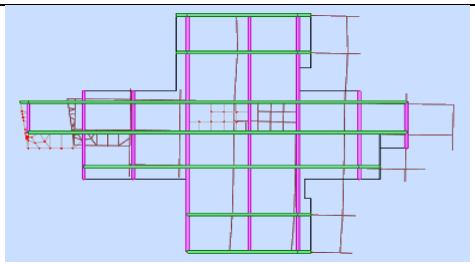
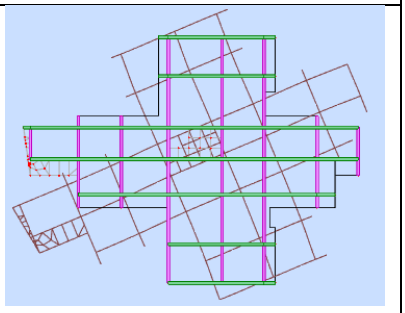
IV.3.2.1. Structure auto-stable

Le comportement de trois premiers modes de la structure auto-stable plus le calcul de centres de masse et de rigidité sont représentés dans le tableau IV .1 et IV.2 respectivement.

Tableau IV.1 : Calcul de centres de masse et de rigidité de la structure auto-stable

Etage	Wi (KN)	Xg(m)	Yg(m)	Xr(m)	Yr(m)
7	948,63	16,48	12,25	16,90	12,18
6	946,65	16,52	12,24	16,90	12,18
5	1031,23	16,55	12,23	16,90	12,18
4	1031,23	16,55	12,23	16,90	12,18
3	1128,82	16,58	12,23	16,90	12,18
2	1128,82	16,58	12,23	16,90	12,18
1	1239,42	16,61	12,23	16,90	12,18
RDC	1241.40	16,58	12,23	16,90	12,18

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'y'	Ux=0,00% Uy=75,44% T=1,38s	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux=75,70% Uy=0,00% T=1,21s	Couplage Translation-Rotation	Ux=0,12% Uy=0,12% T=1,19s

IV.3.2.1.1. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule ROBOT 2020 on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

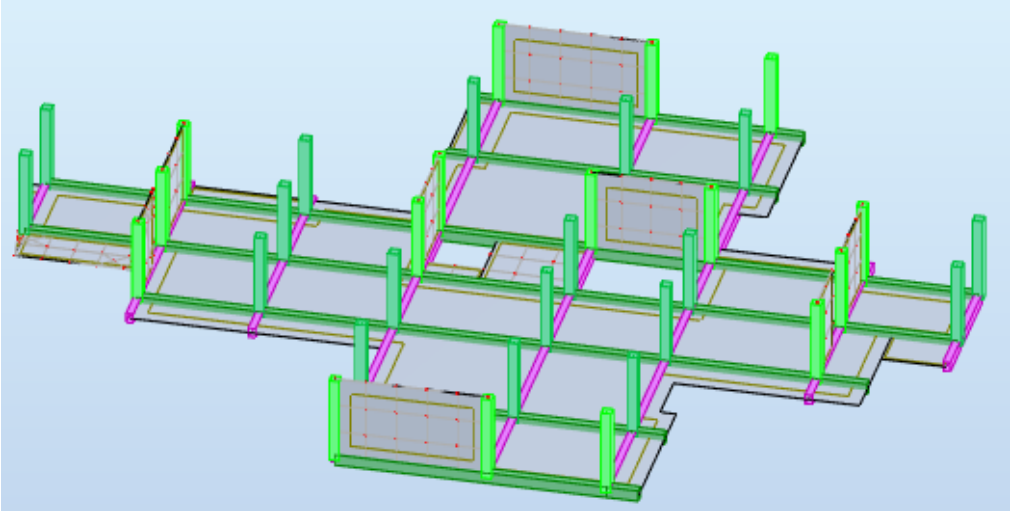


Figure. IV.2 : Disposition finale des voiles

IV.3.2.2.2. Détermination du centre de masse et du centre de torsion

Tableau IV.3 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
24,48	4263.99	17,03	12,22	15,61	12,61
21,42	4129.44	16,92	12,24	15,61	12,61
18,36	4138.32	17,02	12,23	15,62	12,61
15,30	4138.32	17,02	12,23	15,62	12,61
12,24	4235.91	17,02	12,23	15,63	12,61
9,18	4268.44	17,02	12,23	15,64	12,61
6,12	4382.87	17,02	12,22	15,66	12,61
3,06	4395.76	17,01	12,19	15,66	12,61

IV.3.2.2.3. Excentricité

- **Excentricité additionnelle**

Selon l'article 4.3.7 du RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

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

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.du RPA2003, à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx , Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 32,71 m

Largeur du bâtiment = 24 m

Tableau IV.4 :Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X				Excentricité suivant Y			
	$E_{Xthé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Xthé} \pm E_{add}$	$E_{Xadm}(m)$	$E_{Ythé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Ythé} \pm E_{add}$	$E_{yadm}(m)$
24,48	1,43	1,64	3,07	4,90	0,39	1,20	1,59	3,60
21,42	1,31	1,64	2,95	4,90	0,38	1,20	1,58	3,60
18,36	1,4	1,64	3,04	4,90	0,39	1,20	1,59	3,60
15,30	1,4	1,64	3,04	4,90	0,39	1,20	1,59	3,60
12,24	1,39	1,64	3,03	4,90	0,39	1,20	1,59	3,60
9,18	1,38	1,64	3,02	4,90	0,39	1,20	1,59	3,60
6,12	1,36	1,64	3	4,90	0,38	1,20	1,58	3,60
3,06	1,35	1,64	2,99	4,90	0,41	1,20	1,61	3,60

- **Commentaire**

Pour tout les niveaux, on a l'excentricité est inferieure à l'excentricité admissible.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, à savoir : Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17 m. Donc, on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fera par le logiciel d'analyse «ROBOT 2020».

IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT 2020" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Spectre de réponse de calcul

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

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

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

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

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc : R=4

Tableau IV.5 : Surface revenant aux voiles.

Niveaux	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme	7éme
S étage (m²)	424,84	424,84	424,84	424,84	424,84	424,84	424,84	424,84
S voile (m²)	81,84	81,84	81,84	81,84	81,84	81,84	81,84	81,84
S voile/S étage (%)	19,26	19,26	19,26	19,26	19,26	19,26	19,26	19,26

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q »

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

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

Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

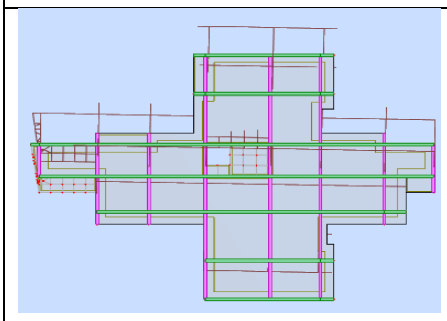
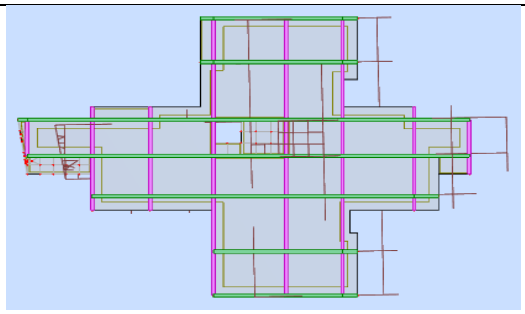
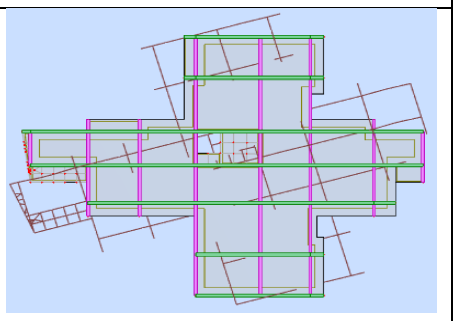
Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
$\sum_1^6 P_q$	0,15		0,15	
Q	1+0,15=1,15		1+0,15=1,15	

IV.4.3. Analyse modale

IV.4.3.1. Comportement modal

Le Tableau IV.7 illustre le comportement des trois premiers modes de la structure après l'ajout des voiles de contreventement selon la disposition présentée sur la Figure IV.2.

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation pure suivant l'axe 'Y'	Ux=0,00%	Translation pure suivant l'axe 'X'	Ux=66,01%	Rotation pure Auteur de l'axe 'Z'	Ux=0 %
	Uy=67,42%		Uy=0.00%		Uy=0 %
	T=0,7 s		T=0,6 s		T=0,44 s

IV.4.3.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.8 : Participation des masses modale

Mode N°	**Période (s)**	**Cumule des périodes (s)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**	
			U_X%	**U_Y%**
1	0.7	0,7	0.00	67.42
2	0.6	1,3	66.01	67.42
3	0.44	1,74	66.05	67.69
4	0.19	1,93	66.05	85.49
5	0.15	2,08	86.48	85.50
6	0.11	2,29	86.52	85.56
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
32	0,07	4,28	**91,09**	**92,18**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 32 mode avec un temps total de dissipation vaut « T=4,28sec ».

D'après l'article 4.3.4.b de [RPA version 2003], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 8 donc : $K=3\sqrt{8}=8{,}48$ on adopte K=8

T_k= 0,07 sec≤0,20 sec CV

IV.4.3.3. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.3.1. Stabilité de la structure

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

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 Art4.2.3)**

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

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow \quad T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.$\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale.

$$T = 0{,}05 * h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0{,}55$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta_1 Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 33953{,}07\text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau IV.9

Tableau IV.9 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2,20	2,20	1,15	1,15	4	33953,07	5135,4	5135,4

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « ROBOT 2020 » sont :

$$E_{dx} = 3905{,}61\text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 3575{,}23\text{kN}$$

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \ge \mathbf{0,8}$
Sens X	3905,61	5135,4	0,761	CNV
Sens Y	3575,23	5135,4	0,696	CNV

Pour les deux directions, la condition n'est pas vérifiée. Donc, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$0.8Vx / Edx = 1,052$$

$$0.8Vy / Edy = 1,150$$

C'est-à-dire : on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans la combinaison, par le coefficient **'1,052'**, et suivant la direction y (Edy) dans la combinaison, par le coefficient **'1,150'.**

- **Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)**

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$

Avec :

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

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

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

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

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} (V_t - F_t) \quad ; \quad F_t = \begin{cases} 0,07\, T\, V_t \leq 0,25 V_t & \text{Si: } T \geq 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0,7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T = 0,55$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

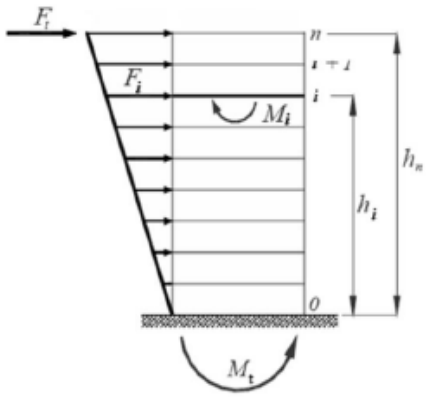


Figure. IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj(KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
RDC	4395.76	13451.03	3.06	85.37	79.01
1er	4382.87	26823.18	6.12	211.11	211.35
2éme	4268.44	39184.31	9.18	321.61	330.59
3éme	4235.91	51847.58	12.24	401.42	414.01
4ème	4138.32	63316.34	15.3	481.14	489.21
5ème	4138.32	75979.61	18.36	618.07	619.24
6ème	4129.44	88452.58	21.42	851.05	844.11
7ème	4263.99	104382.42	24.48	1138.97	1123.93
∑		463437.08	/	4108.74	4111.45

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y) sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
RDC	4395.76	17.01	12.19	74771.91	53584.34	3,06	85.37	79.01	261.23	241.77
1er	4382.87	17.02	12.22	74596.51	53558.71	6,12	211.11	211.35	1291.99	1293.46
2éme	4268.44	17.02	12.23	72648.91	52203.07	9,18	321.61	330.59	2952.38	3034.81
3éme	4235.91	17.02	12.23	72095.25	51805.22	12,24	401.42	414.01	4913.38	5067.48
4ème	4138.32	17.02	12.23	70434.25	50611.69	15.3	481.14	489.21	7361.44	7484.91
5ème	4138.32	17.02	12.23	70434.25	50611.69	18.36	618.07	619.24	11347.76	11369.24
6ème	4129.44	16.92	12.24	69870.11	50544.33	21.42	851.05	844.11	18229.49	18080.83
7ème	4263.99	17.03	12.22	72615.71	52105.93	24.48	1138.97	1123.93	27881.99	27513.80
∑	/	/	/	577466.93	415025	/	/	/	74239.67	74086.33

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

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{577466.93}{74239.67} = 7{,}78 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{415025}{74086.33} = 5{,}6 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

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

b) 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 à la 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 relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

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

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24,48	3,06	2.3	9,2	1,5	3,06	CV
21,42	3,06	1.925	7,7	1,5	3,06	CV
18,36	3,06	1.55	6,2	1,5	3,06	CV
15,30	3,06	1.2	4,8	1,4	3,06	CV
12,24	3,06	0.85	3,4	1,2	3,06	CV
9,18	3,06	0.525	2,1	1	3,06	CV
6,12	3,06	0.275	1,1	0,7	3,06	CV
3,06	3,06	0.1	0,4	0,4	3,06	CV

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24,48	3,06	3	12	1,7	3,06	CV
21,42	3,06	2.55	10,2	1,8	3,06	CV
18,36	3,06	2.1	8,4	1,9	3,06	CV
15,3	3,06	1.65	6,6	1,8	3,06	CV
12,24	3,06	1.175	4,7	1,7	3,06	CV
9,18	3,06	0.75	3	1,4	3,06	CV
6,12	3,06	0.4	1,6	1,1	3,06	CV
3,06	3,06	0.125	0,5	0,5	3,06	CV

➢ **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacementadmissibledans les deuxdirections.

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

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

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

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

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3,06	33296.58	0.004	0.005	4108.74	4111.45	3,06	0.01	0.013	CV
6,12	28733.18	0.007	0.011	4023.37	4032.44	3,06	0.016	0.025	CV
9,18	24473.65	0.01	0.014	3812.26	3821.09	3,06	0.02	0.03	CV
12,24	20301.56	0.012	0.017	3490.65	3490.5	3,06	0.022	0.032	CV
15,30	16180.14	0.014	0.018	3089.23	3076.49	3,06	0.023	0.031	CV
18,36	12123.95	0.015	0.019	2608.09	2587.28	3,06	0.022	0.03	CV
21,42	8093.61	0.015	0.018	1990.02	1968.04	3,06	0.02	0.024	CV
24,48	4046.13	0.015	0.017	1138.97	1123.93	3,06	0.017	0.02	CV

IV.4.3.3.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

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

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

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	130,49	ELU (1,35G+1,5Q)	1,14	3,33	CV
Poutres secondaires	25×35	53,53	ELA (G+Q+Edy)	0,65	4,34	CV

➢ **Commentaire**

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

- **Poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »), on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tout les poteaux on à $\lambda<5$ donc $\rho = 0{,}04$

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)CBA	$\bar{\tau}$(MPa)RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,06	$G+Q+E_{dy}$	41,2	0,49	4,34	1,875	Oui
Poteau 35×35	3,06	$G+Q-E_{dx}$	43	0,37	4,34	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,06	$G+Q+E_{dx}$	44,69	0,29	4,34	1,875	Oui
Poteau 45×45	3,06	$G+Q+E_{dX}$	104,9	0,54	4,34	1,875	Oui
Poteau 50×50	3,06	$G+Q+E_{dX}$	41,67	0,17	4,34	1,875	Oui

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont considérés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Voiles**

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

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

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

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

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	**$\|V_u\|$(kN)**	**Combinaison**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Direction x	1	15	5,25	823,35	$G+Q-E_{dx}$	1,62	5	CV
	2	15	5,25	893,02	$G+Q-E_{dx}$	1,76	5	CV
	3	15	3,5	683,81	$G+Q+E_{dx}$	1,73	5	CV

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	**$\|V_u\|$(kN)**	**Combinaison**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Direction y	1	15	3,1	514,96	$G+Q+E_{dy}$	1,72	5	CV
	2	15	3,1	433,04	$G+Q+E_{dy}$	1,45	5	CV
	3	15	2,2	314,8	$G+Q+E_{dy}$	1,48	5	CV
	4	15	2,2	298,47	$G+Q+E_{dy}$	1,41	5	CV
	5	15	3,1	441,99	$G+Q+E_{dy}$	1,48	5	CV

➢ **Commentaire**

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

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

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »), on doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section(cm²)	Combinaison	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 30×30	$G+Q-E_{dy}$	381,94	78400	0,195	CV
Poteau 35×35	$G+Q-E_{dy}$	770,20	108900	0,283	CV
Poteau 40×40	$G+Q-E_{dy}$	1011,89	144400	0,280	CV
Poteau 45×45	$G+Q-E_{dy}$	1360,06	184900	0,294	CV
Poteau 50×50	$G+Q-E_{dy}$	1567,47	230400	0,272	CV

- **Commentaire**

Lors de la vérification de l'effort normal réduit appliqué aux poteaux carrés situés au rez-de-chaussée du bâtiment, il a été constaté que la dimension initialement adoptée lors du prédimensionnement, soit 45 cm, n'était pas suffisante pour satisfaire aux exigences de sécurité et de résistance structurelle. En effet, les calculs ont montré que les efforts normaux réduits excédaient la capacité de charge des poteaux de 45 cm de côté, mettant ainsi en péril la stabilité et la sécurité de l'édifice. Afin de remédier à cette situation, il a été décidé d'augmenter la section des poteaux à 50 cm. Cette dernière remplit bien la condition imposée de l'effort réduit à la base, confirmant qu'elle permet de garantir la solidité structurelle nécessaire. Cette adaptation a donc été essentielle pour assurer la conformité aux normes en vigueur et la sécurité des occupants du bâtiment.

- **Conclusion**

Les dimensions finales adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Dimensions finales des éléments structuraux.

Etage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles de contreventement
RDC+1er	(45*45)+(50*50)	30*40 cm²	25*35 cm²	ep = 15 cm
2^{éme}	(40*40)+(45*45)			
3^{éme}	40*40			
4^{éme} +6^{éme}	35*35			
6^{éme} +7^{éme}	30* 30			

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

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

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres porteuses, poutres non porteuses).

V.2.1. Recommandation des règlements

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante) **** $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003\ St.\ b$

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale). **** $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est un acier à haute adhérence du type FeE400.

V.2.2.1. Poutres porteuses

Il est à noter que nous avons augmenté la section des poutres principales (PP) et des poutres secondaires porteuses (PS Porteuses) de 5 cm dans sa hauteur, car le ferraillage calculé à partir des sections de prédimensionnement a été jugé techniquement trop important. De plus,

du point de vue de la disposition constructive, il est très difficile de mettre en place ce ferraillage sans risquer de provoquer de la ségrégation du béton lors du coulage.

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

Eléments	**(bxh)**	$\mathbf{M_t(kN.m)}$	**Combinaison**	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{M_a(kN.m)}$	**Combinaison**	$\mathbf{A_a(cm^2)}$
PP	30x45	102	$G + Q + E_x$	7,45	177,27	$G + Q + E_x$	13,91
PS Porteuse	25x40	84,12	$G + Q + E_y$	7,13	103,43	$G + Q + E_y$	9,03

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

Eléments	**Section calculée**		**Section choisie**	
PP	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$
	7,45	13,91	4HA16 =8,04	7HA16 = 14,07
PS Porteuse	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$
	7,13	9,03	5HA14 = 7,70	6HA14 = 9,23

V.2.2.2. Poutres secondaires (non porteuses)

Le Tableau V.3 illustre la sollicitation maximale et le ferraillage calculé ainsi que le ferraillage choisi des poutres secondaires.

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

Eléments	**(bxh)**	$\mathbf{M_a(kN.m)}$	**Combinaison**	$\mathbf{A_a(cm^2)}$
PS	25x35	67	$G + Q + E_y$	6,6

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

Eléments	**Section calculée**		**Section choisie**	
PS	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$
	/	6,6	3HA14 (filantes)	5HA14 = 7,7

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec : $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times F_{\mathbf{c28}}$ si $F_{\mathbf{c28}}$ = 25 MPa donc : $\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$Fe, $110\sqrt{\eta \times F_{tj}}$] $F_{\mathbf{c28}}$ = 25 et Fe = 400 donc : $\overline{\sigma_S}$= 201,63 MPa

V.2.3.1. Poutres porteuses

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

Eléments	Sollicitations à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissible		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	62,43	105	7,78	196,8	/	5,79	201.1	/	15	201,63	CV
PS Porteuse	17,21	40,66	2,91	125,2	/	6,39	153.7	/	15	201,63	CV

V.2.3.2. Poutres non porteuse

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	M_{tser} (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PS	21,46	31,65	3,63	104,2	/	4.77	61.3	/	15	201,63	CV

Tableau V.7: Vérification de section d'armatures.

Eléments	At(cm2)	Aa(cm2)	Amin(cm2)	Atmin(cm2)	Vérification
PP	8,04	14,07	6,75	1,35	CV
PS Porteuse	7,70	9,23	4,38	0,88	CV
PS	7,70	9,23	4,38	0,88	CV

- **Commentaire**

Tout les sections des armateurs est satisfait vis avis à RPA version 2003 et le CBA93.

V.2.4. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités de (annexe A) sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$, $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$, $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Avec: $M_t = kxM_0$

k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,8

$$\frac{45}{525} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{45}{525} \geq 0.08 \quad , \quad 0.006 \leq 0.0105$$

- Les conditions sont toutes vérifiées

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier : $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$ donc la vérification des contraintes de cisaillement dans le Tableau IV .16 .

V.2.6. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible de :

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

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\,, 40\text{cm}] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.8: La section d'armatures transversales.

Eléments		τ_u (MPa)	$S_{calculée}$ (cm)			$S_{adoptée}$ (cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuses	**PP**	1,33	37,35	11,25	22,5	10	15	1,01	4Ø8 = 2,01
	PS porteuse	0,81	32,85	10	20	10	15	0,75	4Ø8 = 2,01
Poutres non porteuses	**PS**	0,31	28,35	8,75	17,5	8	15	0,65	4Ø8 = 2,01

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

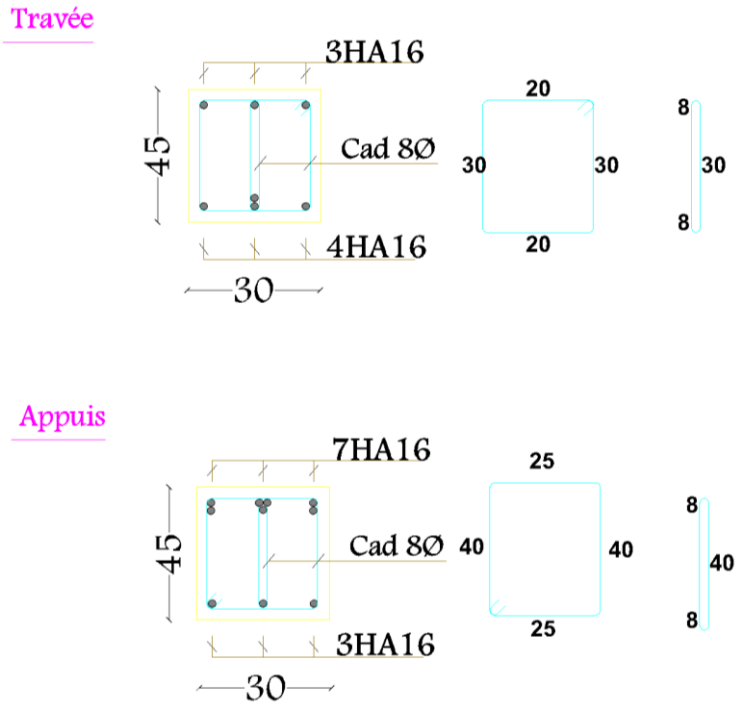


Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres principales (PP).

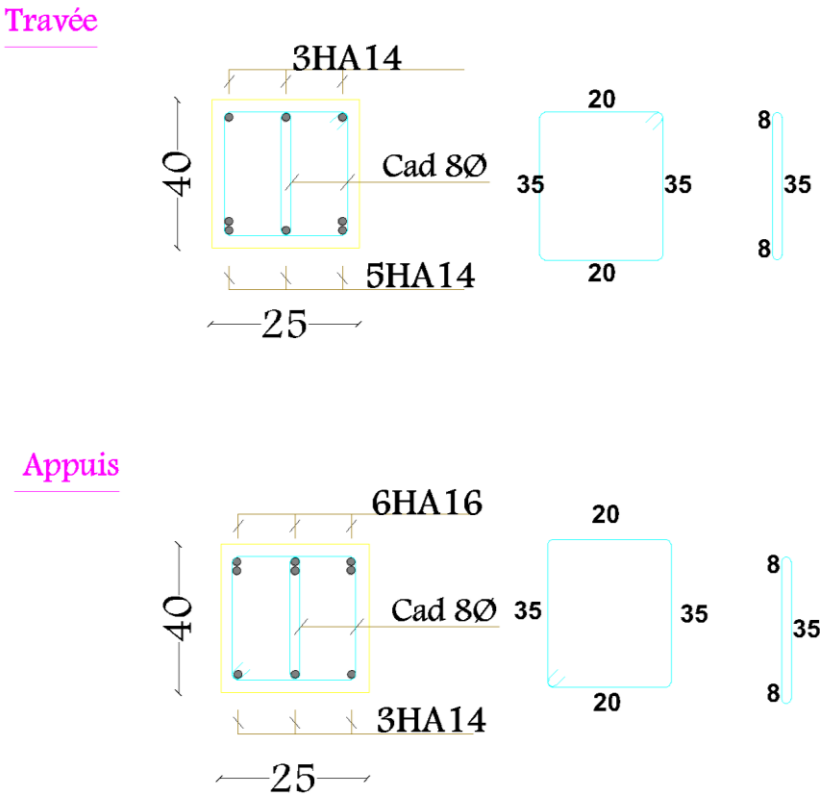


Figure V.2 : Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires porteuses.

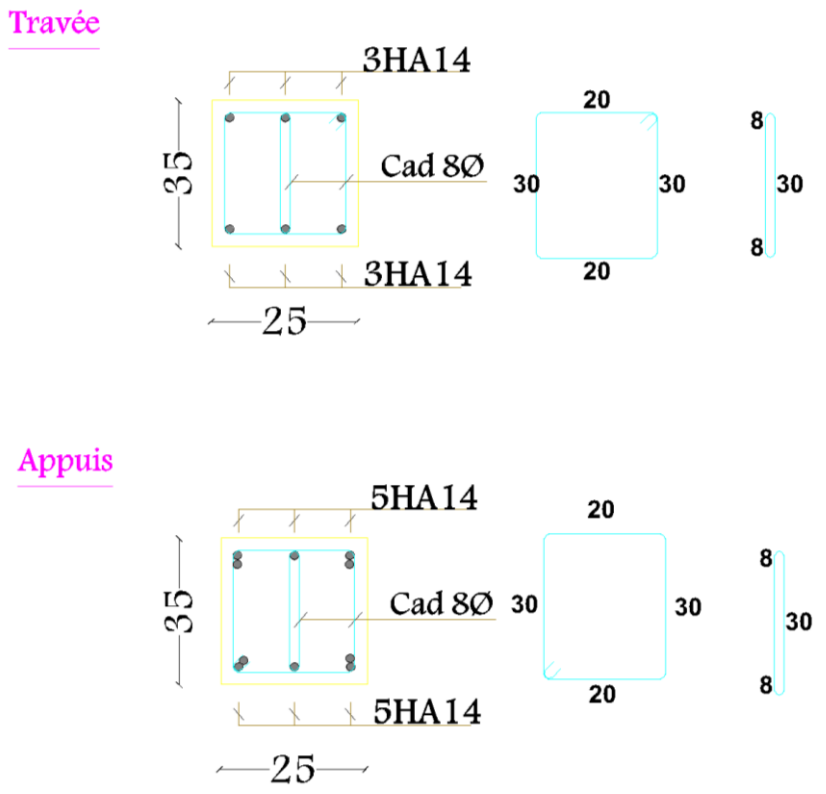


Figure V.3: Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires non porteuses (PS)

V.3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$0{,}9\% \leq \dfrac{A_l}{b \times h} \leq 3\%$ (Zone courante) $0{,}9\% \leq \dfrac{A_l}{b \times h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 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 suivants :

1) N_{max} et M_{corr}
2) M_{max} et N_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;

Signe « + » correspond à un effort de traction ;

Tableau V.9: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC

Section de poteau	Cas	Combinaison	Etat	N (kN)	M (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{Min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
50x50	1	1,35G+1,5Q	SEC	-2059,2	14,8	0,00	22,50	12HA16 = 24,13
	2	G+Q+Edx	SEC	-1046,6	82,0	0,00		
	3	0,8G+Edy	SEC	-457,0	54,0	0,00		
45x45	1	1,35G+1,5Q	SEC	-1701,8	4,4	0,00	18,23	8HA16+4HA14 = 22,24
	2	G+Q+Edy	SEC	-1393,9	50,6	0,00		
	3	0,8G+Edx	SPT	169,4	33,0	3,52		
40x40	1	1,35G+1,5Q	SEC	-1269,8	18,5	0,00	14,40	8HA16 = 16,08
	2	G+Q+Edx	SEC	-722,0	77,6	0,00		
	3	0,8G-Edy	SPT	154,5	14,2	3,39		
35x35	1	1,35G+1,5Q	SEC	-1013,3	57,6	0,00	11,03	8HA16 = 16,08
	2	G+Q+Edy	SEC	-391,4	71,3	0,00		
	3	0,8G-Edy	SPT	97,2	16,8	3,00		
30x30	1	1,35G+1,5Q	SEC	-507,4	11,2	0,00	8,10	8HA16 = 16,08
	2	G+Q+Edy	SPC	-122,4	66,6	5,47		
	3	0,8G-Edy	SPT	38,0	13,2	2,00		

Remarque :

On observe que la section d'acier choisie, en particulier le diamètre adopté (HA16), pour les poteaux des deux derniers niveaux est très importante par rapport à la section du poteau (30x30 cm^2). Par conséquent, nous allons augmenter la section de béton en ajoutant 5 cm, pour obtenir un poteau de 35x35 cm^2, et recalculer la section d'acier en conséquence. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau V.10.

Tableau V.10 : La section d'armatures des poteaux change à l'ELU et l'ACC.

35x35	1	1,35G+1,5Q	SEC	-507,4	11,2	0,00	11,03	8HA14 = 12,32
	2	G+Q+Edy	SPC	-122,4	66,6	4,03		
	3	0,8G-Edy	SPT	38,0	13,2	1,55		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.11: Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Verif
50x50	Nmax---Mcors	1500	10.8	4,88	77,6	15	201,63	CV
50x50	Mmax---Ncors	1200	27,88	4,43	69,7	15	201,63	CV
50x50	Nmin---Mcors	890	5,43	2,87	45,7	15	201,63	CV
45x45	Nmax---Mcors	1243,33	3.23	4,77	76	15	201,63	CV
45x45	Mmax---Ncors	758	44,71	4,5	69,1	15	201,63	CV
45x45	Nmin---Mcors	286	10,45	1,46	22,6	15	201,63	CV
40x40	Nmax---Mcors	924,43	13,4	5,09	80	15	201,63	CV
40x40	Mmax---Ncors	533	43,2	7,7	72,9	15	201,63	CV
40x40	Nmin---Mcors	195,61	10,14	1,47	22,5	15	201,63	CV

35x35	Nmax---Mcors	737,65	10,45	5	57,9	15	201,63	CV
35x35	Mmax---Ncors	107,4	55,43	5,14	89,3	15	201,63	CV
35x35	Nmin---Mcors	28,13	10	1	13,9	15	201,63	CV

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

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

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

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

Donc $\emptyset_t \leq 12$mm on adopte $\emptyset_t = 10$ mm

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

$at = \frac{\pi \emptyset t^2}{4} = 78{,}53 \text{ mm}^2 ;\ nt = 4$

$At = at.nt = 314{,}16 \text{ mm}^2$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq \text{Min } [0{,}9d ; 40\text{cm}]$. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa

Pour tout les sections des poteaux on à $St \leq 0{,}9d$

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par la formule suivante $A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$

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 : $\lambda < 5$ avec $\lambda = \frac{L_f}{a}$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

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

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

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_{tChois} (cm^2)
50× 50	25,39	0,11	4.28	2,5	40,5	Courante	15	1,41	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		
45× 45	40,53	0,22	4,76	2,5	36,45	Courante	15	1,26	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	38	0,26	5,35	2,5	32,4	Courante	15	1,11	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	36,98	0,34	6,12	2,5	28,35	Courante	15	0,96	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01

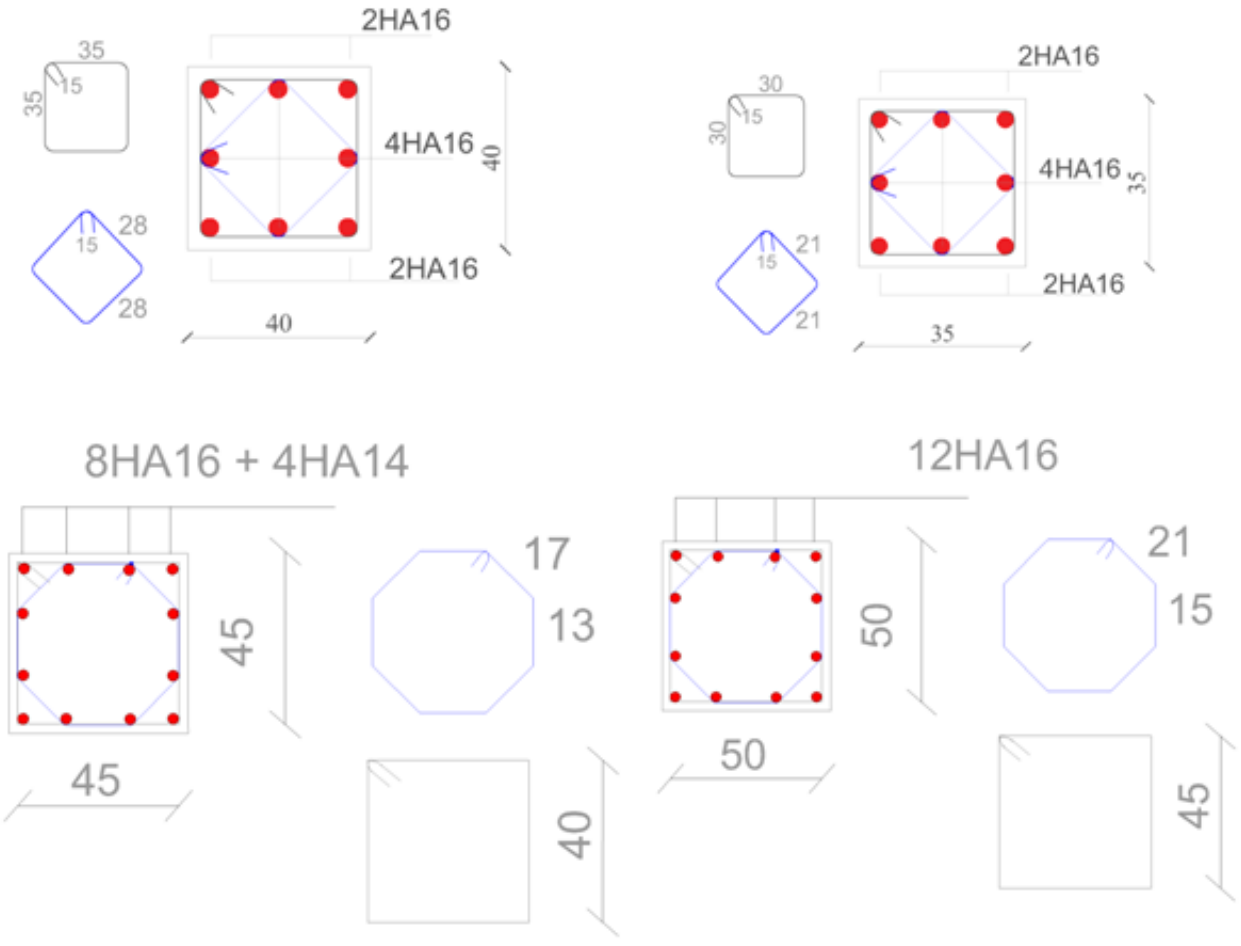


Figure V.4: Disposition du ferraillage des poteaux en fonction de leurs dimensions.

V.4. Ferraillage des voiles

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

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein)

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

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

On récapitule les résultats obtenus du ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages RDC 1er(Suivant X et Y)**.**

Sens	section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A' cal	A cal	Amin RPA	Amin CBA	A choisie
Y	15 x 310	Nmax-Mcor	Acc1	SPT	2746	2660	0	0	10,8	5,33	2x8HA12= 18,1
		Mmax-Ncor	Acc1	SPT	421,68	2739	0	18.07	10,8	5,33	
		Nmin-Mcor	Acc2	SPT	-774	2522	0	31,7	10,8	5,33	
	15 X 220	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1487,6	948,7	0	0	7,35	3,64	2x6HA14=18,48
		Mmax-Ncor	Acc1	SPT	1415	1285	0	0,9	7,35	3,64	
		Nmin-Mcor	Acc2	SPT	-254.28	920	0	14,79	7,35	3,64	
X	15 X 525	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1701	575	0	0	17,1	8,55	2x10HA10=15,8
		Mmax-Ncor	Acc1	SPT	1154	6600,4	0	28.09	17,1	8,55	
		Nmin-Mcor	Acc2	SET	579	556,5	0	0	17,1	8,55	
	15 X 410	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	2465,14	33,1	0	0	13,73	6,83	2x7HA12=15,82
		Mmax-Ncor	Acc1	SEC	1903,77	3338,5	0	0	13,73	6,83	
		Nmin-Mcor	Acc2	SET	1119,5	61,46	0	0	13,73	6,83	

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages RDC 1er(Suivant X et Y).

Sens	Y		X	
Section (cm²)	15 x 310	15 x 220	15 x 525	15 x 410
A choisie (cm²)	9.05+(A pot)	9,24+(A pot)	7,9 +(A pot)	7,92 +(A pot)
A' choisie (cm²)	9.05+(A pot)	9,24	7,9 +(A pot)	7,92 +(A pot)
A 2L/10 (cm²)	18.1+(2Apot)	18,48+ (A pot)	15,8+(2Apot)	15,82+(2Apot)
St (cm)	7.75	9,6	10	8
A courant (cm²)	2 x 14HA10 = 22,12	2 x 10HA10 = 15,8	2 x 22HA10 = 34,76	2 x 18HA10 = 28,44
St (cm)	21	21	21	21

Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 2éme ,3éme ,4éme,5éme, 6éme et7éme(Suivant X et Y).

Sens	**section**	**Cas**	**Comb**	**Etat**	**N (KN)**	**M (KNm)**	**A' cal**	**A cal**	**Amin RPA**	**Amin CBA**	**A choisie**
Y	15 x 310	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1952,66	844,5	0	0	10,35	5,18	2x10HA12=22,6
		Mmax-Ncor	Acc1	SPT	225,86	933,5	0	4,88	10,35	5,18	
		Nmin-Mcor	Acc2	SET	-517,7	845,3	0,29	14,59	10,35	5,18	
	15 X 220	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1464	521,8	0	0	7,13	3,56	2x6HA14=18,48
		Mmax-Ncor	Acc1	SEC	1222,4	678,24	0	0	7,13	3,56	
		Nmin-Mcor	Acc2	SPT	-399	516,7	0	12,12	7,13	3,56	
X	15 X 525	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1195,72	96,22	0	0	16,8	8,4	2x16HA12=36,2
		Mmax-Ncor	Acc1	SPT	623	3454,88	0	10	16,8	8,4	
		Nmin-Mcor	Acc2	SET	378,77	3441,2	0	13.5	16,8	8,4	
	15 X 410	Nmax-Mcor	Acc1	SEC	1871,4	14,87	0	0	13,35	6,68	2x12HA12=27,16
		Mmax-Ncor	Acc1	SEC	1576	1558,3	0	0	13,35	6,68	
		Nmin-Mcor	Acc2	SEC	833,55	26.6	0	0	13,35	6,68	

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages $2^{éme}$,$3^{éme}$,$4^{éme}$,$5^{éme}$, $6^{éme}$et$7^{éme}$(Suivant X et Y)**.**

sens	Y		X	
Section (cm²)	15 x 310	15 x 220	15 x 525	15 x 410
A choisie (cm²)	11,3+(A pot)	9,24+(A pot)	18,1 +(A pot)	13,58 +(A pot)
A' choisie (cm²)	11,3+(A pot)	9,24	18,1 +(A pot)	13,58 +(A pot)
A total (cm²)	22,6 +(2Apot)	18,48+ (A pot)	36,2+(2Apot)	27,16+(2Apot)
St(cm)	7,4	9,6	7	8
A courant (cm²)	2 x 13HA10 = 20,54	2 x 10HA10 = 15,8	2 x 22HA10 = 34,76	2 x 18HA10 = 28,44
St(cm)	22	20	21	20

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprime), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.17: Vérification des contraintes des voiles pour les étages RDC 1^{er} (Suivant X et Y)**.**

SENS	Section	N (KN)	Ms(KN m)	ETAT	σ_b	σ'_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérification
Y	15x310	1176	39,36	SEC	2,4	2,14	15	CV
	15X220	881,41	12,9	SEC	2,29	2,14	15	CV
X	15X525	1393	98,4	SEC	1,75	1,51	15	CV
	15X410	2123,4	12,8	SEC	3,21	3,16	15	CV

Tableau V.18: Vérification des contraintes des voiles pour les étages $2^{éme}$,$3^{éme}$,$4^{éme}$,$5^{éme}$, $6^{éme}$et $7^{éme}$(Suivant X et Y)**.**

SENS	Section	N (KN)	Ms(KN m)	ETAT	σ_b	σ'_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérification
Y	15x310	863,4	44,5	SEC	1,82	1,52	15	CV
	15X220	626,4	26,8	SEC	1,95	1,57	15	CV
X	15X525	962,8	68,5	SEC	1,23	1,06	15	CV
	15X410	1602,5	27,3	SEC	2,46	2,35	15	CV

V.4.1.1. Armatures horizontales

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

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

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

Tableau V.19: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages RDC 1er(Suivant X et Y).

Sens	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Ah choisie (cm²)	St (cm)
Y	15 x 310	15	271	40,22	26,81	24HA12=27,12	11
	15x220	15	271	34,28	22,85	29HA10=22,91	10
X	15x525	15	261	50,56	33,71	30HA12=33,9	9
	15x410	15	261	44,26	29,51	27HA12=30,51	10

Tableau V.20: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 2éme ,3éme ,4éme,5éme, 6émeet 7éme(Suivant X et Y).

Sens	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Ah choisie (cm²)	St (cm)
Y	15 x 310	15	271	43,14	28,76	26HA10=29,38	11
	15x220	15	271	34,28	22,85	29HA10=22,91	10
X	15x525	15	261	70,96	47,31	41HA12=47,46	6,5
	15x410	15	261	55,6	37,07	33HA12=37,29	8

V.4.1.2. Armatures transversales

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

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

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

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

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

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinauxA_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

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

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)} \quad V = \min(V_1 ; V_2)$$

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

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

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

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

Aciers diagonales :

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

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

- **Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

a) Armatures longitudinales :

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

b) Armatures transversales :

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V.21: Choix de la méthode de calcul.

Type	a (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(MPa)	0,06 Fc28
Type1	15	130	271	G+Q-Ey	464,71	650,59	1,78	1,5

Donc, on calcule à la Traction/Compression

Tableau V.22: Calcul des armatures

Armatures Diagonales			Armatures longitudinales		Armatures transversales		Armatures de peau	
Type	A_D cal	A_D choisie	A et A' cal	A et A' choisie	A_t cal	$A_t$choisie	A_c cal	A_c choisie
Type1	6,33	2x3HA12=6,78	6,09	2x3HA10=6,78	0,38	2HA8=1,01	8,13	8HA12=9,05

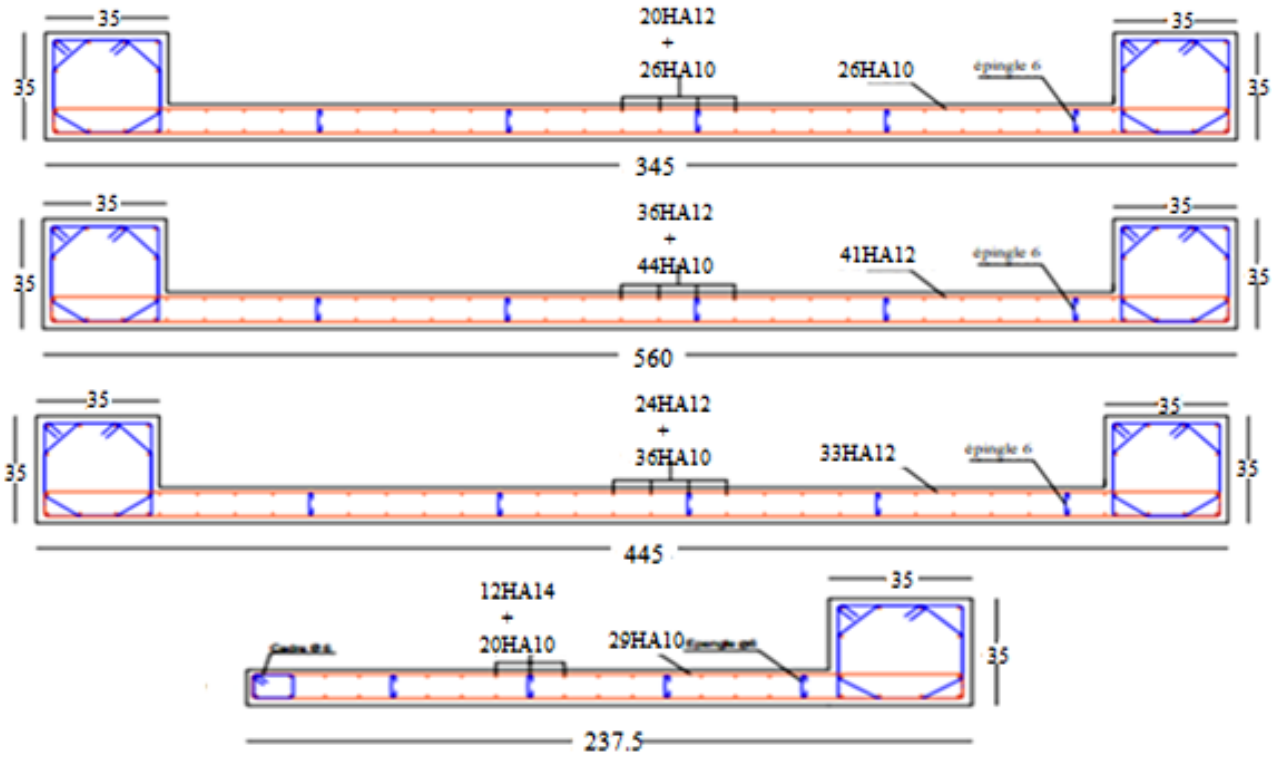


Figure V.5: Ferraillage des voiles de contreventement.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3.1. Caractéristiques du sol

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

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

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

D'après le rapport géotechnique on a :

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

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

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

$$D = 1{,}5 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 17{,}5\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 38° \quad , \quad C = 0{,}30\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.3.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

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

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

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Si on remplace A par : } A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq$

Remarque :

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

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar = 0{,}2MPa \quad , \quad a = b = 45cm \quad , \quad c = 3cm$$

NB : S1 semelle isolée sous poteau de rive

S2 semelle isolée sous poteau intermédiaire

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

Niveau	**Semelle**	**Comb**	**N (kN)**	**A (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**h_{ch} (cm)**
RDC	S1	ELS	1353,13	4,11	92	4,30	95
	S1	ELS	1497,61	4,33	97,5	4,40	100

VI.4.1.1.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles :

Pour la vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, on doit vérifier que :$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$…. [Boukendakdji, 2024]

Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=3,10 m $\frac{1,5}{2}$(4,40+4,30) = 6,52 ≥ 3,10

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe y), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

L=4,00m $\frac{1,5}{2}$(4,40+4,30) = 6,52≥ 4,00

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

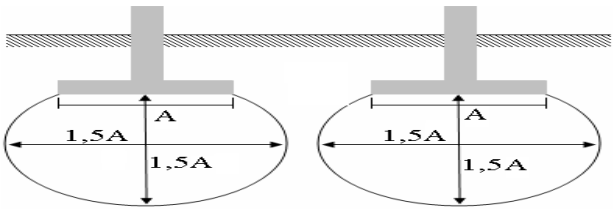


Figure VI.1Les bulles de pression sous la semelle

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1.Dimensionnement des semelles

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

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

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

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

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

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

d_G: Débord gauche de la semelle isoléed$_G$=30cm

d_D: Débord droite de la semelle isoléed$_D$=30cm

NB : **S-F1** semelle filante sous voile

S-F2et S-F3 semelle filante sous plusieurs poteaux

S-F4 semelle filante sous voile et plusieurs poteaux

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

Semelle	**L (m)**	**N (kN)**	$\overline{\sigma_{sol}}$ **(MPA)**	B_{cal} **(cm)**	$B_{adopté}$ **(cm)**	$h_{calculé}$ **(cm)**	$h_{adopté}$ **(cm)**
S-F1	9,35	1287,92	0,2	157	160	30,5	35
S-F2	9,35	3398,46		408	410	93	100
S-F3	32,05	7207,51		273	280	60,5	65
S-F4	32,05	4933,05		187	190	38	40

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-F1	**S-F2**	3,80	1,60	4,10	4,27	CNV
S-F2	**S-F3**	4,80	4,10	2,80	5,18	CNV
S-F3	**S-F4**	3,50	2,80	1,90	3,53	CNV

VI.4.2.2. Vérification des semelles filantes croisées

Tableau VI.4 : Vérification de contraintes entre les semelles filantes croisées

Semelle		A m	Nser KN	B cal m	B ad m	h cal cm	H ad cm	σsolcal MPa	[$\bar{\sigma}$sol] MPa
Sous Plusieurs poteaux	Sf-4x	32,05	10242,51	1,23	1,50	30,00	35,00	0,16	0,2
	Sf-5x	32,05	10192,51	1,22	1,50	30,00	35,00	0,16	
Sous Plusieurs poteaux	Sf-Dy	24,00	11066,78	1,92	2,00	35,00	40,00	0,23	
	Sf-Ey	24,00	11500,52	2,01	2,10	35,00	40,00	0,24	

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.

VI.4.3. 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 :

$$\Sigma Nser = 30431,71(kN)$$

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$\begin{cases} N_{ser} = 30431{,}71\ kN \\ \sigma_{sol} = 2\ bar \end{cases}$

On trouve: S=152,16 m^2

La surface du bâtiment S_b=424,84m^2

On remarque que (S_{str}>S_{rad}), alors on doit prévoir un débord minimum pour le radier, tel que : $L_{débord} \geq$ max ($\frac{hr}{2}$; 30 cm) = max ($\frac{25}{2}$; 30 cm) = 30 cm

On prend un débord de 30 cm, d'où la surface du radier devient :

$S_{rad}=S_{str}+S_d$=485,07 m^2

Donc la surface totale du radier est 485,07m^2

b) Vérification des contraintes du sol :

IL faut vérifier que :

W/S<σ_{sol}

Tel que :

W : poids total de la structure →W=37982,66 KN

S : surface du radier→S=485,07 m^2

Avec:

W/S=37982,66 /485,07 m^2=78,30 KN/m^2<σ_{sol}=200 KN/m^2

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage

VI.4.3.1. Pré dimensionnement de radier :

a) Détermination de l'épaisseur de la Dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

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

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

21 cm ≤ h1 ≤ 26 ,25 cm pour L=525 cm

h1 = 25 cm

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **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. $\Longmapsto N_u$ =2068,23KN

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 : 2120,03KN $\leq$ 0,045μ_c .h.25/1,5 →2068,23KN≤2520,00kN

- **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 de l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b=1,15 ; 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 = 5,25 m

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}}\ x\ \frac{L_{max}}{2}\ x\ \frac{1}{bx0{,}9f_{cj}} \leq \frac{0{,}07f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u.L_{max}.\gamma_b}{S_{rad}.b.0{,}9.2x0{,}07f_{cj}}$$

Pour : $\begin{cases} N_u = 52074{,}26\text{kN} \\ S_{rad} = 485{,}07\ m2 \\ L_{max} = 5{,}25\ m \\ \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{cj} = 25\ MPa \end{cases}$ $\Rightarrow h \geq 26{,}83\text{cm}$

Les résultats donnée par les trois conditions on prend l'épaisseur maximale donc :

hr =35 cm

VI.4.3.2. Dimensionnement de nervure

- **Condition de coffrage: (largeur de la nervure)**

$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{525}{10}$ = 52,5 cm

On adopte : b = 55 cm

Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} = 5,25 m $\Longrightarrow$ 35 cm $\leq h_1 \leq$ 52,50 cm $\rightarrow h_1$= 40 cm

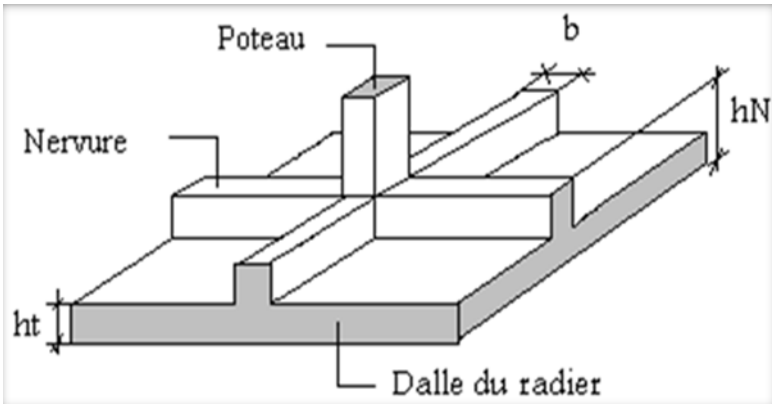


Figure VI.02:Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

- **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=32164,19MPA

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.K.(2L)^4}{E}} = \sqrt[3]{\frac{0.5*4*0.01.(2*5250)^4}{32164{,}19}} \rightarrow h \geq 77{,}88 \text{ cm}$$

On adopter :h_{n2} = 80cm

La dimension des nervures est : bxh = 55x80 cm²

Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par N_{SER}=30431,71kN

Sollicitation du premier genre :

À l'ELS $\sigma_{ser}=\frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{30431,71}{485,07}$ = 62,73kN/m^2

σ_{ser}= 62,73 kN/m^2 <σ_{sol}=200 kN/m^{2}Vérifiée

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ;σ_2)

Avec :

$\sigma_1=\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\sigma_2=\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$

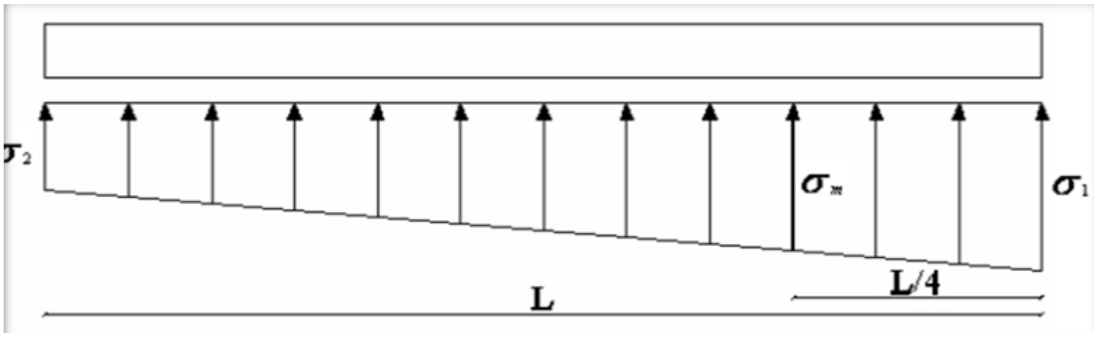


Figure VI.03:Contraintes sous le radier

On doit vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser 1,5σ_{sol}
- σ_2Reste 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 1,33σ_{sol}

ELS :

N_{SER} = 30431,71 KN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.05: Contraintes sous le radier à l'ELS

	Max entre 2 directions	**Vérification**
σ_1(kN/m^2)	196,14	σ_1<1,5σ_{sol} = 300
σ_2 (kN/m^2)	52,46	σ_2> 0
$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$(kN/m^2)	160,22	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$<1,33$\sigma_{sol}$=266

ELU :

N_u= 52074,26kN

M est le moment de renversement.

σ_{sol}= 200 kN/m^2

Tableau VI.06: Contraintes sous le radier à l'ELU

	Max entre 2 directions	**Vérification**
$\boldsymbol{\sigma_1}$**(kN/m^2)**	268,24	σ_1<1,5σ_{sol} = 300
$\boldsymbol{\sigma_2}$ **(kN/m^2)**	71,73	σ_2> 0
$\boldsymbol{\sigma_m}\left(\frac{L}{4}\right)$**(kN/m^2)**	219,11	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$<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 :$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ = 219,11kN/m^2
- ELS :$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ = 160,22kN/m^2

VI.4.3.3. 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.07 : Récapitulatifs des moments max. dans les panneaux

	E.L.U	E.L.S
M_{tx}(KN.m)	68,21	49,76
M_{ty}(KN.m)	80,19	58,61
M_{ax}(KN.m)	124,15	90,77
M_{ay}(KN.m)	132,12	96,42

Calcul du ferraillage

Tableau VI.08: 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**	68,21	6,18	8HA12	9,05	14
	y-y	80,19	7,3	9HA12	10,18	12
Appuis	**x-x**	124,15	11,5	11HA14	16,93	10
	y-y	132,12	12,27	11HA14	16,93	10

- **Vérifications nécessaires**

Tableau VI. 09: 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**	49,76	9,05	4,23	15	198,3	201,63	CV
	y-y	58,61	10,18	4,63	15	195,3	201,63	CV
Appuis	**x-x**	90,77	16,93	5,93	15	185	201,63	CV
	y-y	96,42	16,93	6,3	15	196,5	201,63	CV

VI.4.3.4 Ferraillage des nervures

a) Calcul des armatures

Tableau VI.10: Ferraillage des nervures

	M_u(KN.m)	A_{sca}(cm^2)	choix	$A_s$adp(cm^2)
Travée	491,36	19,48	8HA14+8HA16	28,39
Appuis	633,20	25,06	10HA14+10HA16	35,5

b) Vérifications nécessaires

Tableau VI.11 : 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**	358,15	28,39	6,8	15,00	186,8	201,63	CV
Appuis	**x-x**	463,29	35,5	8,18	15,00	195,6	201,63	CV

Tableau VI.12: Espacement des armatures transversales

	Section(cm^2)	Zone	S_t RPA99 (cm)	S_t BAEL91 (cm)	S_t choisit(cm)
Nervures	55x80	Courante	40	40	20
		Nodale	12		15

Tableau VI. 13: Choix des armatures transversales

	Section (cm^2)	Zone	S_t (cm)	$\emptyset_t$	A_t calculée (cm^2)	$A_t$choisie (cm^2)	Choix des barres
Nervures	55x80	Courante	15	8	1,98	2,01	4HA8
		Nodale	10		1,65	2,01	4HA8

VI.4.3.5 Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 0,30m, le calcul du ferraillage sera la continuité du ferraillage du radier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude approfondie d'une structure en portiques contreventés par des voiles en béton armé, d'un bâtiment en RDC + 7 étages, situé dans une zone de forte sismicité, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée a permis d'obtenir un comportement en dynamique sous l'effet du spectre sismique correspond à la zone sismique III, selon le RPA99, très proche de celui d'une structure régulière. Ceci se traduit par une translation pure dans les deux premiers modes suivant les deux axes principaux du bâtiment, et une rotation pure dans le troisième mode.
- Il est important de signaler que la disposition des voiles, présentée dans le chapitre quatre, est adoptée après une série de tentatives infructueuses. Ce qui conduit finalement à une disposition remplissant pratiquement toutes les exigences imposées par les différents règlements en vigueur.
- Comme prévu, la disposition des voiles en béton armé a réduit la période fondamentale de presque 50% (de 1,38 secondes pour une structure auto-stable à 0,70 secondes pour la structure contreventé par des voiles), conférant ainsi une rigidité accrue à la structure.
- En revanche, nous avons compté 32 modes avant d'atteindre les 90% de participation massique exigée par le règlement parasismique, dans le calcul des sollicitations. Il est cependant important de noter que la modélisation des éléments secondaires, notamment les porte-à-faux et les escaliers, peut influencer le nombre final de modes comptabilisés pour atteindre ce nombre de modes.
- Cette dernière phase (étude dynamique) a eu un impact significatif sur les dimensions des poteaux. En effet, la vérification de l'effort normal réduit à la base n'a été satisfaisante qu'après avoir augmenté les dimensions des poteaux centraux du RDC et du 1er étage de 5 cm, portant ainsi leurs dimensions à (50x50) cm². Par conséquent, les poteaux du 2ème étage ont été ajustés à (45x45) cm² en raison de la réduction progressive de la taille des poteaux.
- Dans le chapitre du ferraillage, les grandes portées de la structure, tant dans le sens principal que secondaire, se manifestent clairement dans les sections d'acier calculées pour les éléments structuraux.

- A ce stade, il a été aussi nécessaire d'augmenter la section de béton des poutres principales et des poutres secondaires qui supportent les charges provenant des balcons, des dalles pleines ou des escaliers, appelées poutres secondaires porteuses. En effet, la section d'armature importante calculée avec les dimensions adoptées au chapitre 2 a conduit à cette augmentation, afin de rendre le choix des barres de ferraillage plus pratique et techniquement admissible. Cela a permis d'harmoniser les diamètres des barres utilisées avec les dimensions de la section de béton pour les différents éléments structuraux.
- Toutefois, l'effet de la forme et de la zone sismique s'est manifesté de manière significative dans le ferraillage des poutres secondaires en raison de leur légèreté (poutres non porteuses) avec 5HA14 au niveau des appuis, disposées en symétrie dans la partie supérieure et inférieure.
- Les poteaux et les voiles se sont révélés être les éléments les plus vulnérables aux effets sismiques. Des sections partiellement tendues et partiellement comprimées ont été observées à plusieurs étages. En particulier, nous avons relevé une section d'armature de 5,47 cm² au niveau du 7ème étage, en raison de l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (66,6 kN.m) et d'un faible effort de compression exercé par un seul étage (Terrasse), sur le plus petit poteau de notre structure (30x30 cm²). Cela nous oblige à augmenter la section du poteau à 35x35 cm², afin d'éviter l'utilisation de barres de 16 mm de diamètre pour les poteaux de 30x30 cm². De plus, une autre raison technique est la grande longueur des travées dans les deux directions. Cette augmentation était prévue dès le départ, mais la priorité était de respecter les règles de prédimensionnement et de faire un choix économique.
- Enfin, pour l'infrastructure, un radier général a été choisi comme la meilleure solution pour garantir la stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées et filantes.

En conclusion, nous avons veillé à respecter autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[RPA99] : Règles parasismiques algériennes 1999, Version 2003. Document technique réglementaire.

[CBA93] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

[DTR] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

[Boukendakdji, 2024] : Boukendakdji Otman. Cours du béton armé. Université de Médéa, 2024.

ANNEXES

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

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

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

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

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

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

$$-\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f estdéfini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

Avec:

n=15;

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 f_i et f_v sont égales à:

$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الفولاذ الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

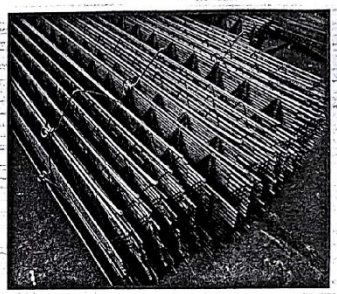
POUTRELLE METALLIQUE LEGERE, C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

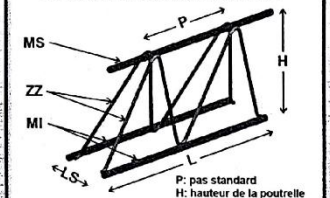


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inférieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 3

VERIFICATION DE LA FLECHE - METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur($0,75 \leq k \leq 0,85$).-

ANNEXE 4

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & L' = L \\ \text{Travée intermédiaire} & L' = 0{,}8\ L \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE 5
TREILLIS SOUDES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

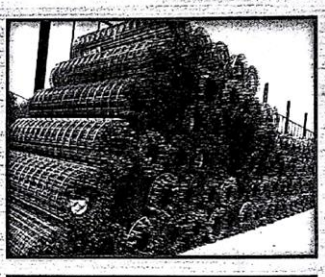
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

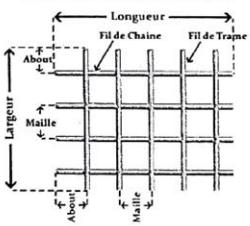
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

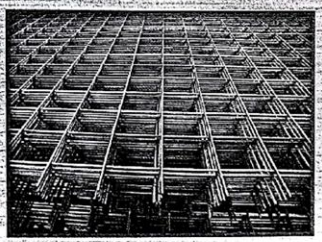
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 6

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

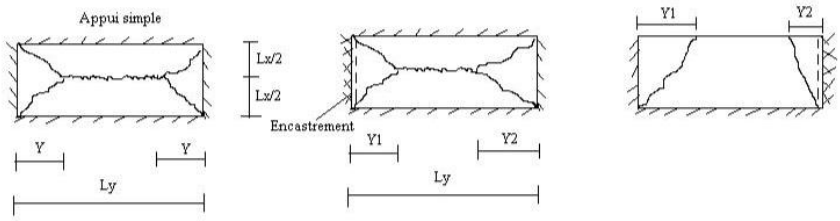
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

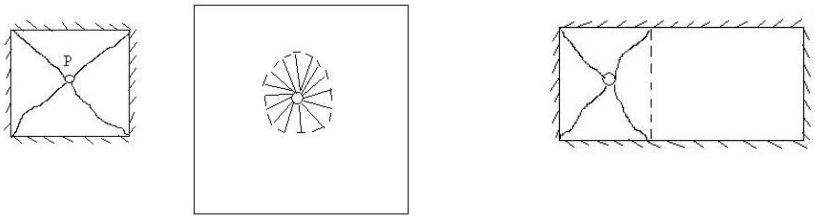
Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle

*a)***Cas des charges réparties**



*b)***Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) **Travail externes** le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) **Travail internes** le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE 7

METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

[RPA2003-Art 4.3.7]

- **Le spectre de réponse de calcul**

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

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

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

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

(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions. $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

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

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

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$

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

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

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

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Le moment de stabilité égale à :

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

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

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