

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude
Présenté par :

Dahmani Nabila
Derradji Nesrine

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en :

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation et commercial contreventé
par des voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

REFAS.B	MAA	UAMOB	Président
BOUAMRA.Y	MCA	UAMOB	Encadrant
AOUARI. I	MCB	UAMOB	Examineur

Soutenu le 03 / 07 / 2024

Année Universitaire 2023-2024

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH de nous avoir guidés et donné la santé, la force, la patience la sagesse et la volonté pour atteindre notre objectif et pour élaborer ce travail

Nous remercions également nos parents pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous souhaitons exprimer notre profonde reconnaissance à notre encadrant, DR. Bouamra Youcef qui à travers la proposition de ce thème de fin d'études, a su nous accompagner tout au long du déroulement des travaux en nous prêtant une écoute attentive et un soutien sans faille malgré ses charges pédagogiques et professionnelles .

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner notre travail.

Nous tenons à remercier tout particulièrement le bureau d'étude Hassam Nassim, pour nous avoir dirigé ce travail, mais également pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements les plus sincères à tous nos enseignants qui ont assuré notre formation et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents d'être là à mes côtés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

A mes très chers frères et ma chère sœur qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études

Je dédie ce travail à mon encadrant DR. Bouamra. Y qui a fait tout son possible pour m'aider à accomplir ce travail avec ces précieux conseils

A l'ingénieur Hassam.N qui a joué un rôle crucial dans le succès de mon stage ; J'ai beaucoup appris de votre professionnalisme et de votre approche rigoureuse, et je me sens désormais mieux préparée pour poursuivre ma carrière, je vous remercie sincèrement pour le temps que vous m'avez consacré et pour toutes les opportunités que vous m'avez offertes. Ce stage restera pour moi une expérience enrichissante et formatrice, grâce à votre précieux soutien

A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A mon binôme Nesrine et sa famille

Nabila

Dédicaces

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

■ A mon cher père, qui me donner toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cassé de prier pour moi.

■ A ma chère mère, pour ses encouragements, son soutien, surtout son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement des mes études

■ *A mes très chers frères qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études*

■ A toute la famille DERRADJI et CHENANE,

■ *Je dédie ce travail à mon encadrant DR. Bouamra. Youcef qui a fait tout son possible pour m'aider à accomplir ce travail avec ces précieux conseils*

■ *Je dédie ce travail à l'ingénieur Hassam.Nassime*

■ *A Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*

■ *A mon binôme Nabila et sa famille*

Nesrine

Résumé

Ce projet propose une étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial comprenant un rez-de-chaussée et huit étages, situé à la commune de L'AKHDARIA dans la wilaya de Bouira. Cette région est classée en zone sismique IIa selon la norme RPA99 version 2003. La stabilité des structures est assurée par un système de contreventement mixte (voiles et portiques), dont le dimensionnement et les calculs de renforcement sont réalisés conformément aux réglementations BAEL91/99, RPA99/V2003, et CBA93. L'étude est divisée en six parties : une description générale du projet, le prédimensionnement des éléments secondaires, la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT Structural Analysis 2018, le renforcement des éléments principaux et enfin le calcul des fondations (nous avons opté pour un radier nervuré).

Abstract

This project proposes a study of a residential and commercial building comprising a ground floor and eight (8) stories, located in the municipality of L'AKHDARIA in the province of Bouira. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 standard version 2003. The stability of the structures is ensured by a mixed bracing system (shear walls and frames), with design and reinforcement calculations carried out in accordance with the regulations BAEL91/99, RPA99/V2003, and CBA93. The study is divided into six parts: a general description of the project, preliminary design of secondary elements, structural modeling using the software Robot Structural Analysis 2018, reinforcement of main elements, and finally, foundation design (we have opted for Base slab or the foundation plate).

ملخص

يُتَرح هذا المشروع دراسة لمبنى سكني وتجاري يتألف من طابق أرضي وثم أربعة طوابق، يقع في بلدية الأخريرية في ولاية البويرة. تصنف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية IIa ونقو للمعيار RPA99 الإصدار 2003. يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال نظام مختلط للتصميم المضاد للزلازل (جدران القصر والإطارات)، مع إجراء حسابات للأبعاد والتوزيع وفق التشريعات BAEL91/99 و RPA99/V2003 و CBA93. تُنقسم الدراسة إلى ستة أجزاء: وصف عام للمشروع، تحديد أبعاد العناصر الثانوية بشكل مبدئي، نمذجة الهيكل باستخدام برنامج تحليل الهياكل الروبوتية 2018، تسليح العناصر الرئيسية، وأخير تصميم الاساسات (قد اخترنا أساسا مضلعاً).

Sommaire

Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

I.1	Description de l'ouvrage.....	3
I.2	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.1.1	Caractéristique mécanique du béton.....	7
I.1.1.1	Contrainte du béton	7
I.1.1.2	Module d'élasticité du béton.....	7
I.1.1.3	Coefficients de poisson.....	8
I.1.2	Acie	9
I.1.2.1	les caractéristiques mécaniques de l'acier	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction	11
II.2	Pré dimensionnement des éléments	11
II.2.1	Plancher à corps creux	11
II.2.2	Les poutrelles	11
II.2.3	Planchers à dalle pleine	13
II.2.4	Les poteaux	13
II.2.5	Les poutres	13
II.2.5.1	Les poutres principales pp	13
II.2.5.2	Les poutres secondaires	14
II.2.6	Les voiles	15
II.2.7	Les escaliers	16
II.2.8	L'acroter	17
II.2.9	Evaluation des charges	18
II.2.9.1	Plancher	18
II.2.9.2	Les balcons	19
II.2.9.3	Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	20
II.2.9.4	Murs intérieurs (simple cloison).....	20
II.2.10	LES ESCALIERS	21
II.2.11	Les descentes de charges	21
II.3	Vérification.....	24
II.3.1	Vérification des conditions selon le règlement Algérien.....	24
II.3.2	Vérification à la compression simple.....	25
II.3.3	Vérification au flambement	26
II.3.4	Vérification de l'effort normale réduit	26

Chapitre III : Étude des éléments secondaire

III.1	Introduction.....	28
III.2	Calcul de l'acrotère.....	28
III.2.2	Évaluation des charges.....	28
III.2.3	Schéma statique.....	29
III.2.4	Les sollicitations.....	29
III.2.5	Les combinaisons de sollicitation.....	29
III.2.6	Ferraillage de l'acrotère.....	30
III.2.6.1	Calcul des armatures à L'ELU.....	30
III.2.7	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	31
III.2.8	Vérifications de l'adhérence des barres.....	32
III.2.9	Vérification à Etat Limite de service.....	32
III.2.9.1	Calcul des contraintes dans le béton.....	33
III.2.9.2	Vérification des contraintes maximales dans l'acier.....	34
III.2.10	Le Schéma de ferraillage.....	34
III.3	Étude des planchers.....	35
III.3.1	Disposition des poutrelles.....	35
III.3.2	Méthodes de calcul des poutrelles.....	36
III.3.3	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	38
III.3.4	Calcul des sollicitations.....	38
III.3.5	Ferraillage des poutrelles.....	48
III.3.5.1	Armature longitudinales.....	48
III.3.5.2	Les Armatures transversales.....	50
III.3.6	Vérifications.....	51
III.3.6.1	Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales.....	51
III.3.6.2	Vérification de la jonction table nervure au cisaillement.....	51
III.3.6.3	Vérification des poutrelles à l'Etat limite de service.....	54
III. 3.6.3.1	État limite de compression du béton.....	54
III. 3.6.4	Vérification de la flèche.....	55
III.3.7	Schéma de ferraillage des poutrelles.....	59
III.4	La dalle de compression.....	61
III.4.1	Ferraillage de la dalle de compression.....	61
III.4.2	Schéma de ferraillage de la dalle de compression.....	61
III.5	Balcon.....	62
III.5.1	Évaluation des charges.....	62
III.5.2	Les sollicitations.....	62

III.5.3	Ferraillage.....	63
III.5.4	Vérification.....	63
III.5.4.1	Vérification des contraintes de cisaillement.....	63
III.5.4.2	Vérification des conditions de non fragilité.....	63
III.5.4.3	Vérification des contraintes de béton.....	63
III.5.4.4	Vérification des contraintes dans l'acier.....	64
III.5.5	Le Schéma du ferraillage.....	64
III.6	Calcul des escaliers.....	65
III.6.1	Le chargement.....	65
III.6.2	Calcul des Sollicitations.....	65
III.6.3	Ferraillage.....	65
III.6.3.1	Les armatures de répartition.....	66
III.6.4	Vérifications à L'ELU.....	66
III.6.4.1	Vérification à l'effort tranchant.....	66
III.6.4.2	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	66
III.6.4.3	Vérification des espacements.....	66
III.6.5	Vérifications à L'ELS.....	66
III.6.5.1	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	67
III.6.6	Schéma de ferraillage.....	67
III.7	Étude de la poutre palière.....	68
III.7.1	Pré dimensionnement.....	68
III.7.2	Vérification des conditions du RPA.....	68
III.7.3	Calcul des sollicitations.....	69
III.7.4	Ferraillage.....	69
III.7.5	Vérifications.....	70
III.7.5.1	Vérifications à l'ELU.....	70
III.7.5.2	Vérifications à L'ELS.....	70
III.7.5.3	Vérification de la flèche.....	71
III.7.6	Schéma de ferraillage.....	72
Chapitre IV : ÉTUDE SISMIQUE		
IV.1	Introduction.....	73
IV.2	Modélisation de la structure.....	73
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	74
IV.4	Application la méthode dynamique modale spectrale.....	74

IV41	Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	74
IV411	Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	75
IV412	Coefficient d'accélération de zone « A »	77
IV413	Vérifications de l'interaction voile portiques	78
IV414	Facteur de qualité	78
IV415	Mode des vibrations et taux de participation des masses.....	79
IV416	Poids total de la structure.....	82
IV42	Détermination de l'effort sismique à la base de la structure.....	82
	(par la Méthode statique équivalente)	
IV421	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	83
IV422	Calcul de l'effort tranchant modale à la base	84
IV423	Combinaison des réponses modales	84
IV424	Vérification des forces sismiques	85
IV425	Vérification de déplacement	86
IV426	Vérification de l'effet (P- Δ).....	87
IV427	Vérification au renversement	87
Chapitre 5 : Étude des éléments principaux		
V.1	Étude de ferrailage des poteaux.....	91
V.11	Combinaison des charges	91
V.12	Calcul du ferrailage longitudinal	91
V.13	Calcul du ferrailage transversal	94
V.14	Vérifications	95
V.141	Vérification du flambement à l'ELU.....	95
V.142	Vérification des contraintes.....	97
V.143	Vérification aux sollicitations tangentielles.....	98
V.15	Schéma de ferrailage des poteaux.....	99
V.2	Étude de Ferrailage des poutres	100
V.21	Combinaison des charges	100
V.23	Calcul du ferrailage longitudinal	101
V.24	Calcul du ferrailage des armatures transversales.....	105
V.241	Calcul des espacements des armatures transversales	105
V.242	Vérification des contraintes tangentielles	106
V.243	Vérification des contraintes de béton	106
V.244	Vérifications de la flèche	108
V.25	Schéma de ferrailage	109

V.3	Ferraillage des voiles.....	111
V31	Introduction.....	111
V32	Les combinaisons d'action	111
V33	prescription imposées par le RPA99.....	112
V34	Calcul des armatures verticales.....	113
V35	Vérfications	115
V35.1	Vérification à l'ELS	115
V36	Exemple de calcul d'un voile de la zone 1.....	115
V36.1	Détermination des sollicitations	115
V37	Calcul des armatures des voiles	116
V38	Vérification	117
V38.1	Vérification des contraintes de cisaillement	117
V38.2	Vérification à l'ELS.....	118
V39	Schéma de ferraillage	122
Chapitre VI : Étude de L'infrastructure		
VI.1	Introduction.....	123
VI.2	Types des fondations.....	123
VI.3	Vérification du type de semelle dans ce projet	123
VI.4	Exemple de calcul.....	124
VI.4.1	Calcul de la surface des voiles	124
VI.4.2	Calcul de la surface des poteaux.....	124
VI.5	Prédimensionnements du radier général	125
VI.5.1	Hauteur de nervure h_n	125
VI.5.2	La largeur de nervure b_n	126
VI.5.3	Hauteur de la dalle du radier.....	126
VI.5.4	Calculde la surface du radier	127
VI.6	Vérification de la contrainte tangentielle	128
VI.7	Vérification au poinçonnement.....	128
VI.8	Vérification de la stabilité du radier	129
VI.8.1	Vérification à l'effort sous pression	129
VI.8.2	Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale.....	129
VI.9	Vérification des contraintes dans le sol	130
VI.10	Ferraillage du radier	133
VI.11	Calcul du ferraillage de la dalle du radier	136

VI.11.1	Ferraillage à l'ELU	136
VI.11.2	Ferraillage à l'ELS.....	137
VI.12	Schéma de ferraillage du radier	138
VI.13	Calcul du ferraillage des nervures	139
VI.13.1	Choix des armatures	141
VI.13.2	Choix des armatures	145
VI.13.3	Schéma de ferraillage des nervures	145
VI.14	Les longrines.....	146
VI.14.1	Définition	146
VI.14.2	Dimensionnement de la longrine	146
VI.14.3	Sollicitations	146
VI.14.4	Ferraillage de la longrine	146
VI.14.4.1	Armatures transversales	147
VI.14.5	Schéma de ferraillage	147

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

FigureI-1 vue en plan niveaux RDC (commercial)	4
FigureI-2 vue en plan 1ère étage (service)	5
Figure I-3vue en plan du 2ème au 8ème étage (courante)	6
FigureI-4 Diagramme Contrainte - déformation du béton	8
FigureI-5 Diagramme de contrainte-déformation d'un acier à L'ELU.....	9

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

FigureII-1Coupe transversale d'une poutre transversale d'une poutrelle.....	12
FigureII-2Coupes de voiles en plan.....	15
FigureII-3schéma d'un l'escalier	16
FigureII-4 Dimensions de l'acrotère	18
FigureII-5Coupe de mur en maçonnerie	20
FigureII-6Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité	21

Chapitre III : Étude des éléments secondaire

FigureIII-1 L'Acrotère	28
FigureIII-2Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.....	29
FigureII-3Schéma de ferrailage de L'acrotère	34
FigureIII-4Schéma du 1 ^{er} type des poutrelles.....	35
FigureIII-5Schéma du 2eme type	35
FigureIII-6Schéma du 3eme type	35
FigureIII-7Schéma du 4eme type de poutrelle	35
FigureIII-8diagrammes des moments.....	48
FigureIII-9Schéma du ferrailage des poutrelles de l'étage commercial.....	59
FigureIII-10schéma de ferrailage des poutrelles de l'étage habitation.....	60
FigureIII-11schéma de ferrailage des poutrelles de terrasse.....	60
FigureIII-12Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	61
FigureIII-13Schéma statique de la dalle	62
FigureIII-14Schéma de ferrailage de balcon	64
FigureIII-15Vue en plan de L'escalier	65
FigureIII-16Schéma statique de l'escalier	65
FigureIII-17schéma de ferrailage de L'escalier	67
FigureIII-18Schéma Statique de la poutre palière.....	68
FigureIII-19schéma de ferrailage de la poutre palier	70

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE ET SISMIQUE

FigureIV-1Vue de notre structure modélisée en 3D	72
FigureIV-2Vue de la disposition des voiles.....	73
FigureIV-3Le1er mode de translation selon le sens Y-Y de période $T = 0,87\text{sec}$	79
FigureV-4 Le2 ^{ème} mode est de translation selon le sens Y-Y de période $T = 0,77\text{sec}$	79
FigureIV-5Le3 ^{ème} mode est de Rotation selon le sens Z-Z de période $T = 0,74\text{sec}$	80

Chapitre V : Étude des éléments principaux

FigureV-1	Section d'un poteau.....	96
FigureV-2	poteaux RDC et 1 ^{er} étage.....	98
FigureV-3	poteaux 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage.....	98
FigureV-4	poteaux 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage.....	98
FigureV-5	poteaux 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage.....	98
FigureV-6	poteaux 8 ^{eme} étage.....	99
FigureV-7	schéma du ferrailage des poutres principales type1.....	108
FigureV-9	schéma de ferrailage des poutres principales type2.....	108
FigureV-9	schéma du ferrailage des poutres principales type3.....	109
FigureV-10	schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	109
FigureV-11	Sollicitations des voiles.....	110
FigureV-12	Schéma et coupe de ferrailage de voile.....	112

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

FigureIV-1	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	124
FigureVI-2	Dimensions des radier.....	126
FigureVI-3	Les contrainte du sol sous le radier a L'ELS.....	129
FigureIV-4	Les contraintes du la sol sous le radier à L'ELU.....	130
FigureVI-5	Les contrainte du sol sous le radier a L'ELA.....	131
FigureVI-6	Vue 3D du radier.....	132
FigureIV-7	Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens (x-x) (combinaison ELU) .	132
FigureIV-8	Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens (x-x) (combinaison ELS)...	133
FigureIV-9	Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens (y-y) (combinaison ELU) .	133
FigureIV-10	Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens (y-y)(combinaison ELS)	134
FigureIV-11	Vu 3D de la dalle radier.....	135
FigureIV-12	Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x.....	137
FigureIV-13	Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y.....	137
FigureIV-14	Moment des nervures au appuis et travée(combinaison ELU).....	138
FigureIV-15	Moment des nervures au appuis et travée(combinaison ELS).....	139
FigureIV-16	Vérification les contraintes des nervures(1 ^{ere} type) à L'ELS.....	139
FigureIV-17	Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinisio ELA).....	140
FigureIV-18	Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinisio ELU).....	141
FigureIV-19	Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinisio ELS).....	142
FigureIV-20	Vérification les contraintes des nervures(2 ^{eme} type) à L'ELS.....	142
FigureIV-21	Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinisio ELA).....	143
FigureIV-22	Schéma de ferrailage des nevures en travée et en appuis.....	144
FigureIV-23	Ferrillae de la logrine.....	146

Listes des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

TableauI-1 Les-caractéristiques-géométriques de la structure	3
---	---

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

TableauII-1 Dimensionnement des poteaux.....	12
TableauII-2 Critère de résistance.....	13
TableauII-3 La condition de coupe-feu	13
TableauII-4 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	18
TableauII -5 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	19
TableauII -6 Evaluation des charges dans les balcons.....	19
TableauII- 7 Evaluation des charges dans les murs intérieurs	20
TableauII- 8 Evaluation des charges dans les murs intérieurs	20
TableauII-9 Evaluation des charges sur les escaliers.....	21
TableauII-10 Dégression de charges	23
TableauII-11 Dimensionnement des poteaux	24
TableauII-12 Vérification selon le RPA	25
TableauII-13 Vérification des poteaux à la compression simple	25
TableauII-14 Vérification de l'effort normal réduit	27
TableauII-15 Les sections adoptés pour les déférente éléments de la structure	27

Chapitre III : Étude des éléments secondaire

TableauIII-1 Les sections adoptés pour les déférente éléments de la structure.....	29
TableauIII-2 Les déférente sollicitations de calculs.....	38
TableauIII-3 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	42
TableauIII-4 Sollicitations à ELU	43
TableauIII-5 Sollicitations à ELS	43
TableauIII-6 Sollicitations à ELU	43
TableauIII-7 Sollicitations à ELS	43
TableauIII-8 Sollicitations à ELU	43
TableauIII-9 Sollicitations à ELS	44
TableauIII-10 Sollicitations à ELU	44
TableauIII-11 Sollicitations à ELS	44
TableauIII-12 Sollicitations à ELU	44
TableauIII-13 Sollicitations à ELS.....	45
TableauIII-14 Sollicitations à ELU	45
TableauIII-15 Sollicitations à l'ELS	45
TableauIII-16 Sollicitations à l'ELU	45
TableauIII-17 Sollicitations à l'ELS	45
TableauIII-18 Sollicitations à l'ELU	46
TableauIII-19 Sollicitations à l'ELS.....	46
TableauIII-20 Sollicitations à l'ELU	46
TableauIII-21 Sollicitations à l'ELS	46
TableauIII-22 Sollicitations à l'ELU	46
TableauIII-23 Sollicitations à l'ELS	47

Tableau III-24 Sollicitations à l'ELU.....	47
Tableau III-25 Sollicitations à l'ELS	47
Tableau III-26 Sollicitations à l'ELU	47
Tableau III-27 Sollicitations à l'ELS	52
Tableau III-28 calculs des sections d'armature pour les autres types de poutrelles	53
Tableau III-29 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.....	57
Tableau III-30 Évaluation des flèches.....	57
Tableau III-31 Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment.....	58
d'inertie	
Tableau III-32 les coefficients et les modules de déformation.....	58
Tableau III-33 Contraintes (σ_s)	58
Tableau III-34 module d'élasticité fictif (If).....	58
Tableau III-35 La flèche	63
Tableau III-36 Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier.....	65
Tableau III-37 Résultats de calcul des contraintes de béton.....	67
Tableau III-38 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	69
Tableau III-39 Résultats de calcul des contraintes de béton	70

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV-1 Catégorie du site.....	74
Tableau IV-2 coefficient d'amortissement suivant le système.....	75
Tableau IV-3 Type de remplissage.....	75
Tableau IV-4 La Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	77
Tableau IV-5 Valeurs des pénalités P_q	78
Tableau IV-6 La Période ; modes et facteurs de participation massique	78
Tableau IV-7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur(sen x-x).....	82
Tableau IV-8 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y)...	82
Tableau IV-9 L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversale)	83
Tableau IV-10 Valeurs des rapports T_i/T_j	84
Tableau IV-11 Vérification de la résultante des forces sismique	84
Tableau IV-12 vérifications des déplacement (sens-x)	85
Tableau IV-13 vérifications des déplacement (sens y-y).....	85
Tableau IV-14 Vérification de l'effet (P- Δ).....	86
Tableau IV-15 Calcul le moment de renversement sens x-x	87
Tableau IV-16 Calcul le moment de renversement sens y-y	87
Tableau V-17 Calcul le moment de stabilité sens x-x.....	88
Tableau V-18 Calcul le moment de stabilité sens y-y.....	88

Chapitre V : Étude des éléments principaux

Tableau V-1 Armatures longitudinales des poteaux	90
Tableau V-2 Les efforts correspondant à chaque section de poteau.....	91
Tableau V-3 Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	92
Tableau V-4 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	94
Tableau V-5 Justification de l'effort normal ultime	95
Tableau V-6 Vérification des contraintes du béton	96
Tableau V-7 Vérification des contraintes tangentielles	97

Tableau V-8 Les armatures longitudinales dans les poutres principales	100
Tableau V-9 Les armatures longitudinales dans les poutres secondaires	101
Tableau V-10 Longueur de recouvrement	104
Tableau V-11 Les armatures transversales dans les poutres	104
Tableau V-12 Vérification des contraintes tangentielles	105
Tableau-13 Vérification des contraintes de béton	110
Tableau V-14 Ferrailages longitudinale de voile 1	119
Tableau V-15 Ferrailages transversale de voile 1	119
Tableau V-16 Ferrailages longitudinale de voile 2	119
Tableau V-17 Ferrailages transversale de voile 2	120
Tableau VI-18 Ferrailages longitudinale de voile 3	120
Tableau VI-19 Ferrailages transversale de voile 3	120

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

Tableau VI-1 Moment des radier suivant les deux sens à l'ELU	134
Tableau VI-2 Moment des radier suivant les deux sens à l'ELS	134
Tableau VI-3 Ferrailage des radier suivant le sens x.x'	135
Tableau VI-4 Ferrailage des radier suivant le sens y.y'	136
Tableau VI-5 Ferrailage des radier suivant le sens x.x'	136
Tableau VI-6 Ferrailage des radier suivant le sens y.y'	136
Tableau VI-7 Moment des nervures a L'ELU	138
Tableau VI-8 Ferrailage des nervures	138
Tableau VI-9 Moment des nervures a L'ELS	139
Tableau VI-10 Moment des nervures a L'ELA	140
Tableau VI-11 Ferrailage des nervures	140
Tableau VI-12 Moment des nervures a L'ELU	141
Tableau VI-13 Ferrailage des nervures	141
Tableau VI-14 Moment des nervures a L'ELS	142
Tableau VI-15 Moment des nervures a L'ELA	143
Tableau VI-16 Ferrailage des nervures.....	143

LA LISTE DES SYMBOLES

- A_H : Armatures horizontales
- A_t : section d'armatures transversales
- E_s : Module de Young de l'acier
- E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours
- E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- G : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal de calcul ultime
- V_u : Effort tranchant de calcul ultime
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- i : rayon de giration
- B_r : section réduite d'un poteau
- L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- L_f : Longueur de flambement.
- b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
- I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre
- j : Nombre de jours de maturité du béton
- n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q : Charge permanente unitaire.
- St : Espacement des armatures.
- y : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ϵ_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
- ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
- μ_{lu} : Moment ultime réduit à l'ELU.
- ν : Coefficient de poisson (nu).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- τ : Contrainte tangente (tau).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
- C_T : coefficient qui est fonction du système
- β : Coefficient de pondération.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

- R : coefficient de comportement.
- ξ : Pourcentage d' amortissement critique
- δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
- δ_k : Le déplacement relatif
- XG, YG : coordonné de centre de gravité
- V0 : Effort tranchant a la base.
- Ms : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- Mr : moment de renversement.
- ΔK : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
- K : Coefficient de raideur de sol.
- K0 : Coefficient de poussée de terres au repos.
- N_q, N_y, N_c : Facteurs de portance.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- : Angle de frottement.
- C : Cohésion.

Introduction générale

Introduction générale

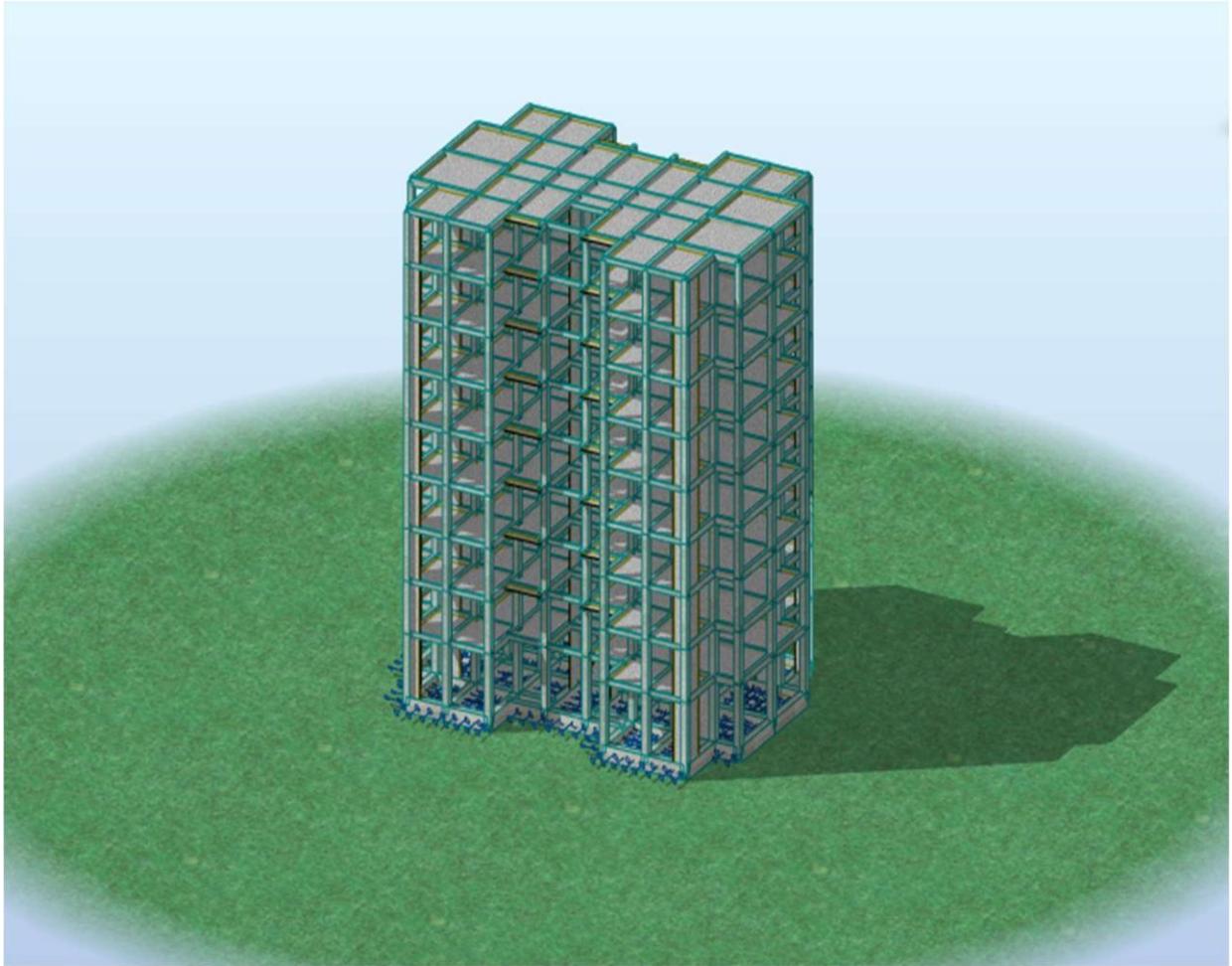
Depuis les débuts de l'humanité, la construction de bâtiments a été au cœur du développement des sociétés. Des abris rudimentaires aux gratte-ciel modernes, l'architecture et l'ingénierie ont façonné nos environnements bâtis, reflétant nos besoins, nos valeurs et nos aspirations. Aujourd'hui, alors que nous nous efforçons de construire des structures plus durables, résilientes et écoénergétiques, la construction des bâtiments représente un défi complexe qui nécessite une compréhension approfondie des matériaux, des processus et des technologies impliqués.

Le contreventement des structures est un système destiné à stabiliser la structure contre les forces latérales, telles que les vents, les tremblements de terre et d'autres charges dynamiques. Il permet d'assurer la rigidité et la stabilité de la structure, empêchant les déformations excessives et les risques d'effondrement. Pour cela le choix du type de contreventement est une étape cruciale dans la construction du bâtiment, il dépend de plusieurs facteurs, notamment la capacité portante du sol, la hauteur du bâtiment et sa destination.

Pour la partie de la modélisation, nous avons utilisé le logiciel-**Robot**, qui est un logiciel de calcul puissant et rapide pour simuler notre structure en injectant le spectre de réponse sismique et en analysant le comportement dynamique sous différentes conditions de charge.

Dans notre projet nous commençons par étudier la partie superstructure où nous débutons par le premier chapitre qui porte sur la présentation de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Dans le 2eme chapitre nous utilisons Le prédimensionnement des éléments qui composent la structure et pour le 3^{eme} chapitre, nous mettons le point sur les éléments secondaires à savoir les balcons, les escaliers, l'acrotère...etc.

Dans le cadre du 4ème chapitre, nous examinons la dynamique de la structure afin d'assurer un comportement optimal en disposant judicieusement les voiles. A la fin, nous allons étudier les éléments principaux de la structure (poteaux, poutres et voiles) dans le chapitre 5 et on termine par la partie infrastructure là où nous choisissons le type de fondation de notre ouvrage en utilisant le rapport d'ingénierie géotechnique.



Chapitre I

Chapitre I : description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

I.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage de notre étude est un bâtiment de (R+6) à usage d'habitation et commercial, il est implanté à la commune de L'AKHDARIA dans la wilaya de Bouira qui est classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de notre Bâtiment est comme suit :

Tableau I-1 Les-caractéristiques-géométriques de la structure

Dimensionnement du Bâtiment		
Les dimensions en plan :	La longueur du bâtiment	26.40m
	La largeur du notre bâtiment	18.30m
Les dimensions en élévation :	La hauteur du RDC	4.08 m
	Hauteur de premier étage	3.06 m
	Hauteur des étages courants	3.06 m
	Hauteur totale du bâtiment	28.56m

Les plans architecturaux

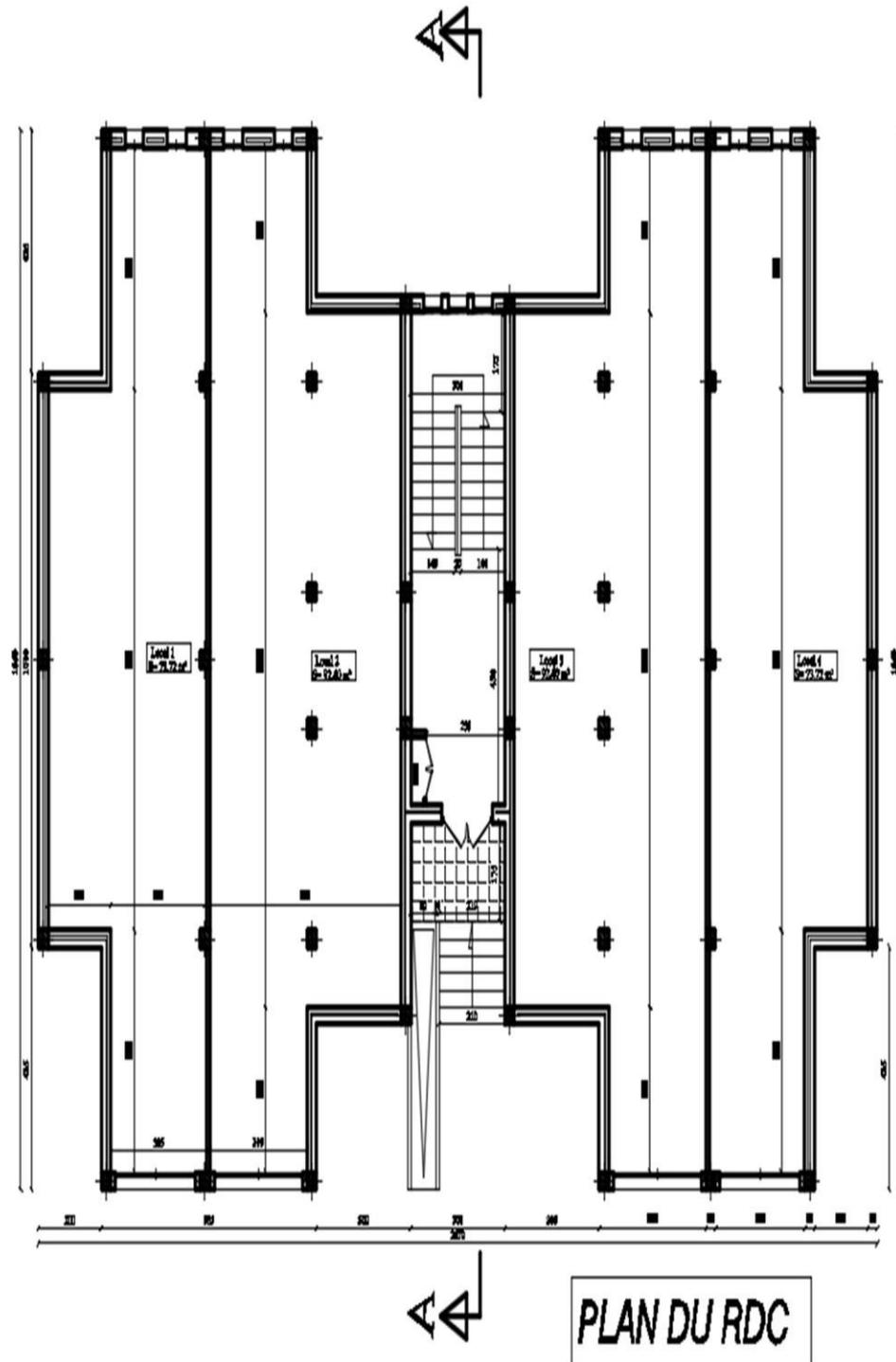


Figure I-1 vue en plan niveaux RDC (commercial)

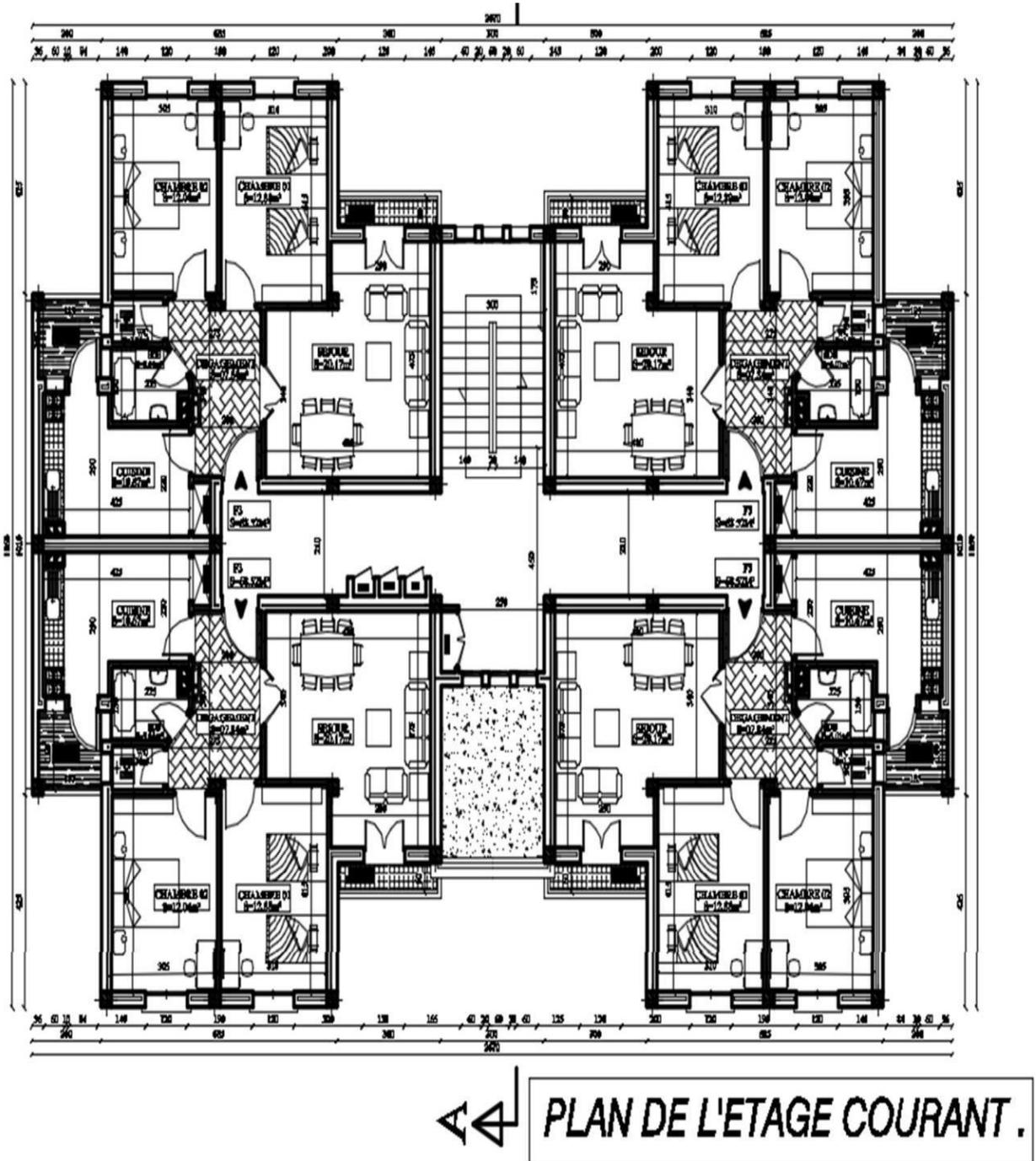


Figure I-3vue en plan du 2ème au 8ème étage (courante)

I.1.1 Caractéristique mécanique du béton

I.1.1.1 Contrainte du béton

- La résistance du béton à la compression est notée f_{c28} , pour avoir ces caractéristiques mécaniques nous devons utiliser des essais de compression après 28 jours de collage, sur des éprouvettes cylindriques de 16 x 32cm. Dans notre projet nous supposons que $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

Pour des âges inférieurs à 28 jours nous avons :

- Pour : $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$

$$\text{Si } \begin{aligned} j < 28 \text{ jours} &= f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.86j} f_{28} \\ j > 28 \text{ jours} &= f_{cj} = 1.1 \cdot f_{28} \end{aligned}$$

- Pour : $f_{c28} \geq 40\text{ MPa}$

$$\begin{aligned} j < 28 \text{ jours} &= f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{28} \\ j > 28 \text{ jours} &= f_{cj} = f_{28} \end{aligned}$$

- La contrainte du béton à la traction, notée f_{tj} , est définie par :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \\ \text{on a } f_{c28} &= 25\text{Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{Mpa} \end{aligned}$$

I.1.1.2 Module d'élasticité du béton

- Module d'élasticité instantané

Le module d'élasticité instantané du béton pour une durée de chargement inférieure à 24heures noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Alors : } E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MP}$$

- Modules d'élasticité différé

Le module de déformation différée du béton lorsque un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.1 \text{ MP}$$

I.1.1.3 Coefficients de poisson

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS)}$$

$$\nu = 0 \text{ (ELA)}$$

> **État limite ultime (ELU)**

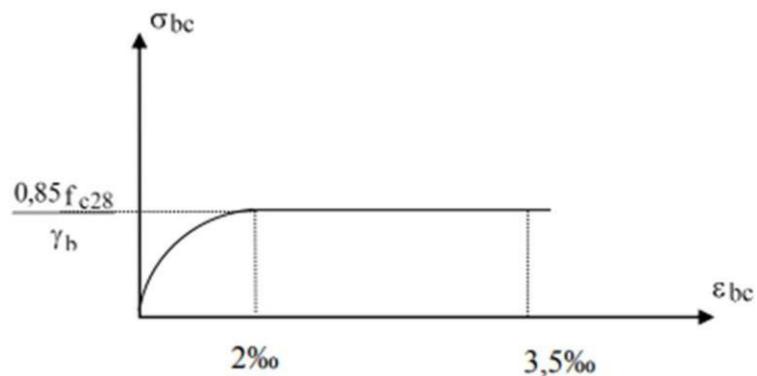
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

1.15 situations accidentelles
 $\gamma_b =$ $\left\{ \begin{array}{l} 1.50 \text{ situations durables} \end{array} \right.$

γ_b : Coefficiente de sécurité du béton.

θ : Le coefficient dépend de la durée du chargement.

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$



FigureI-4 Diagramme Contrainte - déformation du béton.

➤ **État limite de service**

La contrainte normale du béton est calculée par la formule suivante

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} = 15 \text{MPa}$$

I.1.2 Acier

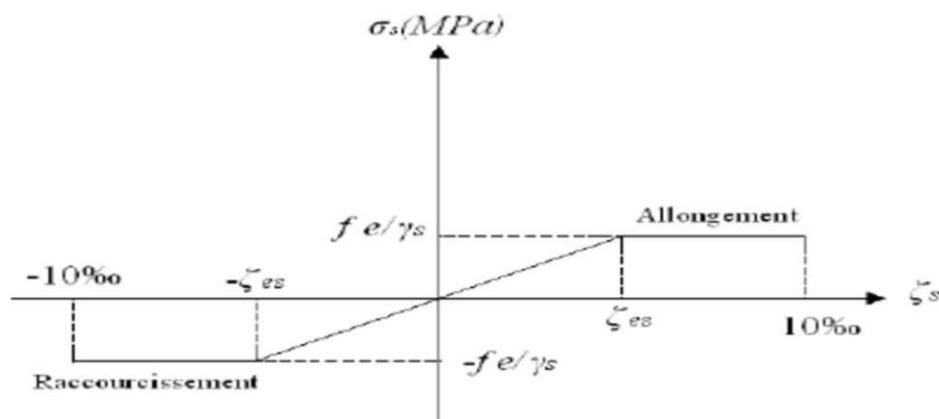
Définition :

L'acier est un matériau fondamental dans la construction en raison de ses propriétés mécaniques exceptionnelles, sa durabilité et sa polyvalence. Il est utilisé dans une variété de formes et de structures pour offrir stabilité, résistance et flexibilité aux bâtiments et aux infrastructures.

I.1.2.1 les caractéristiques mécaniques de l'acier

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte normale de l'acier est donnée par: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



le diagramme des contraintes-déformations d'un acier à l'ELU est représenté comme suit :

Figure I-5 Diagramme de contrainte-déformation d'un acier à L'ELU

➤ **Etat limite de service**

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_{e;110} \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] \text{ [MPa]}$$

Pour le cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration avec

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudées

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\varphi \geq 6mm$

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\varphi < 6mm$

Chapitre II

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments joue un rôle crucial dans le processus de conception des structures. Il s'agit d'estimer les dimensions approximatives des éléments structuraux, tels que les dalles, les poutres, les poteaux, afin de garantir la stabilité, la résistance et la fonctionnalité de la structure avant d'entamer des calculs plus détaillés. Cette phase initiale permet aux ingénieurs de réaliser une évaluation rapide des besoins en matériaux, des coûts et des contraintes techniques.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

Calcul pour notre projet nous allons utiliser deux types de plancher, un plancher à corps creux pour les dalles et plancher avec dalle pleine pour les balcons.

II.2.1 Plancher à corps creux

Le calcul de l'épaisseur du plancher se fait selon la formule suivante

$$L/20 < e < L/25$$

Avec e : l'épaisseur du plancher, L : la plus grande portée dans le sens considéré

$$L = \min (L_{x\max} ; L_{y\max}) = (340 ; 490)$$

$$e \geq \frac{340}{20} \Rightarrow h_t \geq 17 \text{ cm}$$

On opte $e = 20 \text{ cm}$, sachant que 16 cm : l'épaisseur de corps creux et 4 cm pour la dalle de compression

II.2.2 Les poutrelles

On peut définir les poutres comme des section de forme T en Béton armé ; qui vont transmettre des charges verticales (comme le poids propre de la structure et les charges d'exploitation) vers les éléments porteurs tels que les colonnes et les fondations. Leur disposition dépend de deux critères

- Disposées parallèlement à la portée la plus petite.
- Choisir le sens où on a plus d'appuis pour soulager les moments en travée et diminuer la flèche

Tableau II-1 dimensionnement des poutrelles

Description des symboles	
b	Largeur de la table de compression
b_o	Largeur de la nervure => $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h$
h	Hauteur totale de la poutrelle ; c'est l'épaisseur du plancher
h_o	L'épaisseur de la dalle de compression

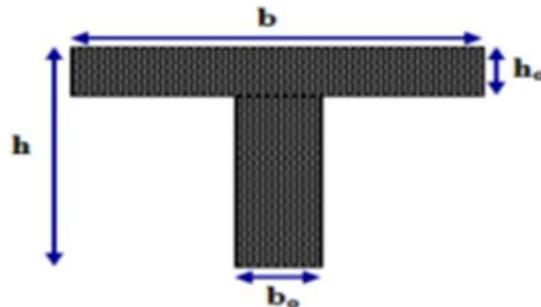


Figure II-1 Coupe transversale d'une poutrelle

La dimension de notre plancher est $(16 + 4)$ cm avec une hauteur $h = 16$ cm et $h_0 = 4$ cm

Selon le B.A.E.L.93

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

La distance **L_n** est prise généralement égale à 65 cm selon le DTC.B.C.22

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

$$6 (4) \leq b_1 \leq 8 (4)$$

$$b_1 = \text{Min}(26.5; 49; 28) = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

II.2.3 Planchers à dalle pleine

Dans notre projet, nous avons utilisé les dalles pleines seulement dans les balcons, L'épaisseur de la dalle est calculé plus souvent par des conditions de résistance, selon des critères comme suit :

TableauII-2 Critère de résistance

Type de dalle	
$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$	Dalle sur deux appuis
$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$	Dalle sur trois ou quatre appuis

TableauII-3 La condition de coupe-feu

L'épaisseur minimale de la dalle	La durée de protection contre le feu
$e \geq 7cm$	Une heure
$e \geq 11cm$	Deux heure

Exemple de calcul pour notre cas :

Comme la portée libre de largeur de la console L est égale à 1m, alors l'épaisseur de la dalle e

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2.86 \leq e \leq 3.33cm$$

$$e \geq 11cm. \quad 2h \text{ de coupe-feu}$$

Conclusion : $e=12cm$

II.2.4 les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

II.2.5 les poutres

II.2.5.1 les poutres principales

Les poutres principales permettent de distribuer les charges verticales de manière efficace vers les poteaux et les fondations. Pour le calcul de Prédimensionnement, nous allons utiliser la formule du BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003

Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3 * h \leq b \leq 0.8 * h \end{array} \right.$ avec : L : travée de la poutre.
 h : Hauteur de la poutre.
 b : Largeur de la poutre.

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$\boxed{?} \quad 32.67 \leq h \leq 49$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$45 \times 0.3 \leq b \leq 45 \times 0.8 \quad \Rightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 36 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm et } h = 45 \text{ cm}}$$

> **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (2) \\ \underline{h} / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la poutre

$$b = \mathbf{30 \text{ cm}} > 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = \mathbf{45 \text{ cm}} > 30 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \quad \mathbf{CV}$$

Conclusion

Pour les poutres principales, on adopte la section suivante : $(b \cdot h) = \mathbf{45 \cdot 30 \text{ cm}^2}$

II.2.5.2 les poutres secondaires

D'après les règles de CBA93 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Alors} \quad \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

Donc $h= 30\text{cm}$ et $b=30\text{ cm}$

Vérifications

Pour les vérifications nous allons satisfaire les recommandations du RPA 99/V2003, les conditions suivantes :

Sachant que **b** : largeur de la poutre **h** : hauteur de la poutre

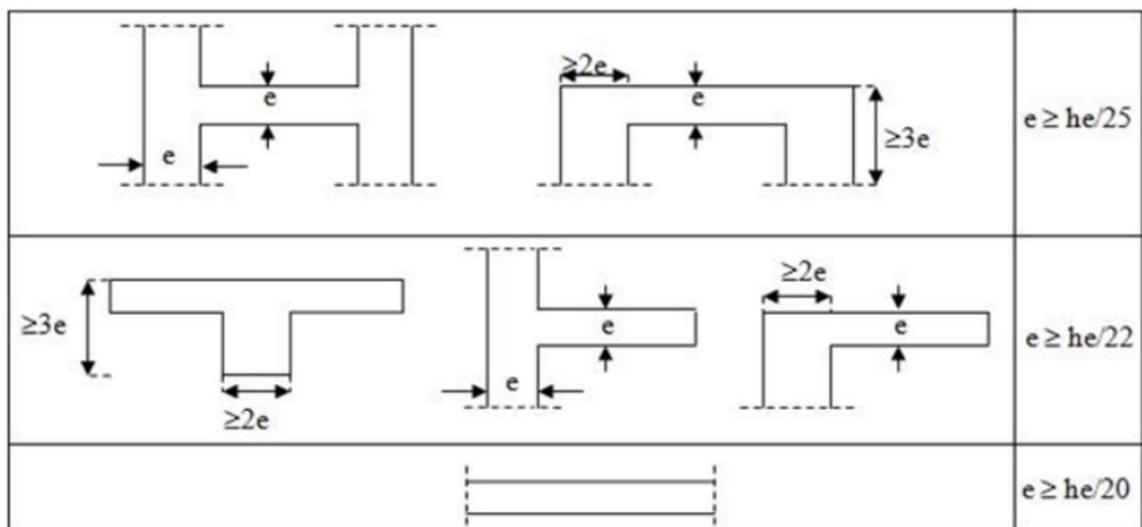
$$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \quad h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4$$

Donc nous adoptons les dimensions **30*30 cm²**

II.2.6 les voiles

Pour calculer l'épaisseur d'un voile, nous allons prendre en considération l'épaisseur exigé par le règlement parasismique algérien qui est le 15 cm.

Le calcul d'épaisseur est déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage (**h_e**) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure suivante.



FigureII-2Coupes de voiles en plan

- **Pour le RDC** : $h_e = 408 - 45 = 363\text{cm}$

$$e \geq L/20 = 363/20 = 18.15$$

Conclusion : **e = 20cm.**

- **Les étages courants**

$$h_e = 306 - 45 = 261\text{cm}$$

$$e \geq 261/20 = 13.05 \text{ cm}$$

Soit : $e = 15\text{cm}$.

On adopte pour tous les niveaux, une épaisseur du voile est 25 cm, ce choix est fait pour facilite la mise en œuvre.

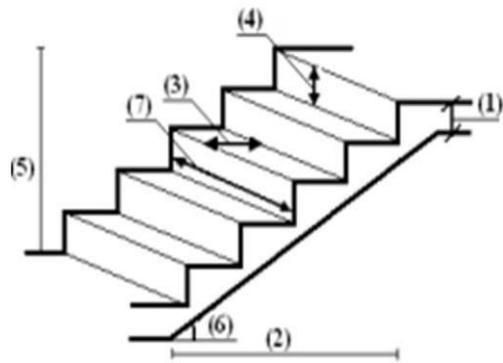
II.2.7 les escaires

Les escaliers offrent un moyen pratique et sûr de déplacement entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Nous avons utilisé un seul type d'escalier : escalier à deux volées

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e)
- (2) : longueur projetée de la volée (L₀).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α).
- (7) : emmarchement.



FigureII-3schéma d'un l'escalier

L'utilisation de la relation de *BLONDEL* nous a permet de calculer les paramètres g et h

$$g = \frac{L_0}{n} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n} \quad 60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 65\text{cm}$$

n=9	Nombre de contre marche
n-1=8	Nombre de marche
(n-1)*g = L	H= n*h
4.08 m	Hauteur d'étage
16.5≤h≤17.5 on prend : h=17cm	Hauteur de contre marche

$$n = \frac{408}{17} = 24$$

- *Le Giron*

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 65\text{cm} \quad \implies \quad 26\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm} \text{ on prend: } g=30\text{cm}$$

IL Ya deux volées ($H/2 = (4.08/2) = 2.04m$) et on aura 24 contre marches entre chaque étage, il y a 12 contre marches sur une volée.

- $H_{RDC} = 4.08m$
- $H_{d'étage} = 3.06m$
- $Giron = 30cm$
- Hauteur du contre marche égale à 17cm

L'épaisseur de la pailasse

La formule ci-dessous permet de calculer l'épaisseur de la pailasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $L = l_1 + l_2$; $L = l_1 + l_2$

$Tg\alpha = (H/L) \Rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1}(2.04/2.44) \Rightarrow \alpha = 39.90^\circ$

$\text{Cos } \alpha = 0.77$

$$L = \frac{2.44}{\text{cosa}} + 1.71 = 4.88m$$

$$\frac{488}{30} \leq e \leq \frac{488}{20} \Rightarrow 16.27 \leq e \leq 24.4$$

Pour deux heures de coupe-feu $e \geq 11cm$

Donc : $e = 20cm$

L'épaisseur du palier est le même que celle du pailasse

II.2.8 L'acrotère

Les acrotères jouent un rôle fonctionnel et esthétique important dans la construction de toitures plates ou légèrement inclinées. En plus de leur fonction de protection et de sécurité, ils contribuent à l'apparence et à l'intégrité structurelle globale du bâtiment. Une conception réfléchie des acrotères peut améliorer l'efficacité, la durabilité et l'esthétique de la toiture et de la structure dans son ensemble.

On prend $H=60cm$

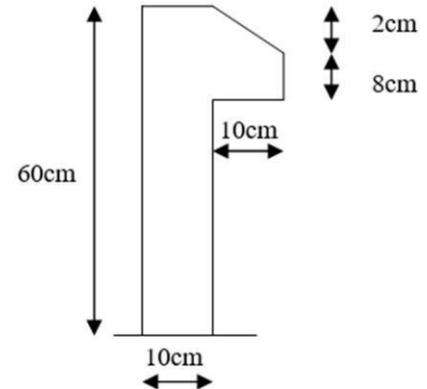
La surface de l'acrotère est :

$$S = 60 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} + 8 \times 10$$

$$S = 0.069m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est pris par ml

$$G = 0.069 \times 25 \times 1 = 1.73 \text{ KN/ml}$$



FigureII-4 Dimensions de l'acrotère

II.2.9 Evaluation des charges

II.2.9.1 Plancher

➤ Plancher pour une terrasse inaccessible

TableauII-4 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	g (cm)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	1.00
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Isolation thermique	4	0.16
Béton en forme de pente	10	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de plâtre	2	0.2
Papier Craft (feuille de polyane)	1	0.01

$$G_{\text{terrinnacc}} = 6.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrinnacc}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant ou commercial**

TableauII-5 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	0.9
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	2	0.2

$G_{étage}$	5.10KN/m ²
$O_{habitation}$	1.5KN/m ²
O_{bureau}	2.5KN/m ²
$O_{commercial}$	5KN/m ²

II.2.9.2 Les balcons

$$G_{balcon} = G_{étage} - poids propre_{plancher}$$

$$G_{balcon} = 5.10 - 2.85 = 2.25KN/m^2$$

$$Q_{balcon} = G_{terrasse} - poids propre_{plancher}$$

$$Q_{balcon} = 6.54 - 2.85 = 3.69KN/m^2$$

TableauII-6 Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	0.9
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de plâtre	2	0.2

$$G_{Balcon} = 2.25KN/m^2$$

$$Q_{Balcon} = 3.69KN/m^2$$

II.2.9.3 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

TableauII-7 Evaluation des charges dans les murs intérieurs

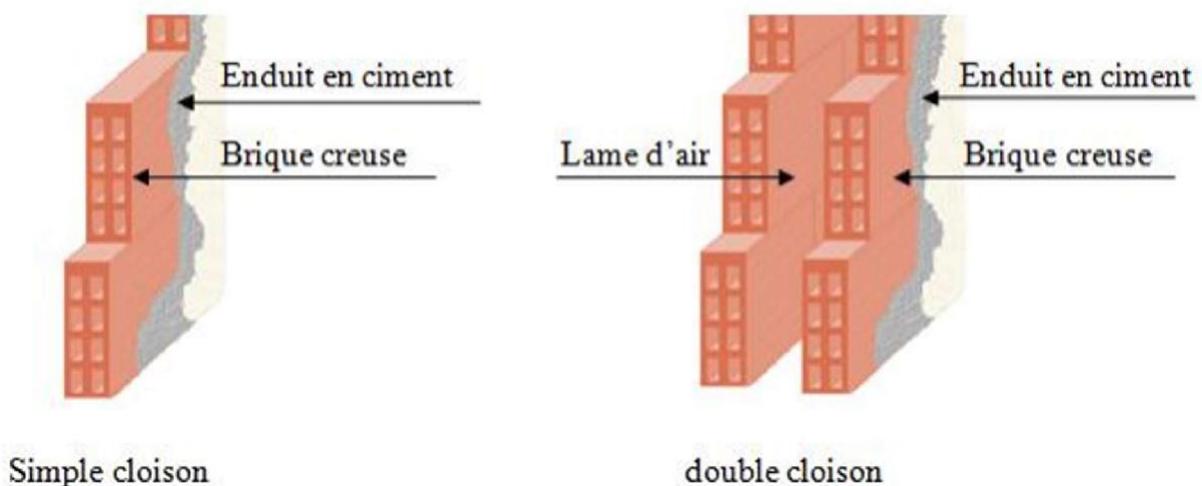
Désignation des éléments	\underline{e} (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	0.36
Briques creuses extérieure	15	1.35
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieure	10	0.90
Enduit en plâtre	2	0.2

$$G_{\text{mur}} = 2.81 \text{KN/m}^2.$$

II.2.9.4 Murs intérieurs (simple cloison)

TableauII-8 Evaluation des charges dans les murs intérieurs

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	0.36
Briques creuses	10	0.9
Enduit en plâtre	2	0.2



FigureII-5 Coupe de mur en maçonnerie

II.2.10 Les escaliers

TableauII-9 Evaluation des charges sur les escaliers

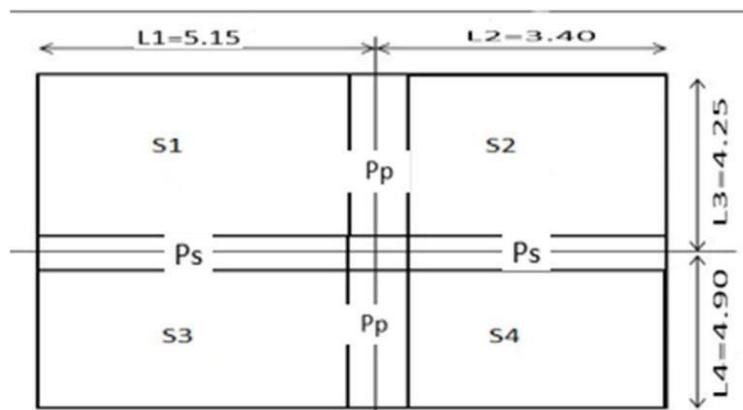
Désignation des éléments		Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids propre		5	6.50
Poids des marches		0.00	1.87
Revêtement	Horizontal	0.44	0.44
	Vertical		0.25
Mortier de pose	Horizontal	0.3	0.3
	Vertical		0.17
Enduit en plâtre		0.21	0.27

$$G_{\text{palier}} = 5.95 \text{ KN/m}^2 ; \quad G_{\text{paillasse}} = 9.80 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

II.2.11 Les descentes de charges

Le poteau le plus sollicité

La figure suivante montre le poteau le plus sollicité de notre structure.



FigureII-6 Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

- **Surface du plancher revenant au poteau**

$$L1 = \frac{5.15}{2} - \frac{0.30}{2} = 2.425m \quad L2 = \frac{3.40}{2} - \frac{0.30}{2} = 1.55m$$

$$L3 = \frac{4.90}{2} - \frac{0.30}{2} = 2.3m \quad L4 = \frac{4.25}{2} - \frac{0.30}{2} = 1.975m$$

$$S1 = L1 * L3 = 5.58m^2$$

$$S2 = L2 * L3 = 3.57m^2$$

$$S3 = L1 * L4 = 4.79m^2$$

$$S4 = L2 * L4 = 3.06m^2$$

$$St = 17m^2$$

Le calcul de poids propre des poutres

Les poutres principales

$$G_{pp} = S_{pp} * L_{pp} * f * b$$

$$G_{pp} = (0.45 * 0.30) * \left(\frac{4.9}{2} + \frac{4.25}{2} \right) * 25 = 15.44KN$$

Les poutres secondaires

$$G_{ps} = S_{ps} * L_{ps} * f * b$$

$$G_{ps} = (0.35 * 0.30) * \left(\frac{5.15}{2} + \frac{3.40}{2} \right) * 25 = 11.22KN$$

- **Poids plancher terrasse inaccessible**

$$NG1 = NG_{\text{plancher terrasse}} + NG_{pp} + NG_{ps}$$

$$\text{Avec } G_{\text{plancher terrasse inaccessible}} = 6.52KN/m^2$$

$$NG_{\text{plancher terrasse}} = G_{\text{plancher terrasse inaccessible}} * S = 6.52 * 17 = 110.84KN$$

$$NG1 = 110.84 + 15.44 + 11.22 = 137.5KN$$

- **Poids plancher étage courant**

$$NG_{\text{plancher étg courant}} = G_{\text{étg courant}} * S = 5.10 * 17 = 86.70KN$$

$$G_{\text{étg courant}} = 5.10 \text{KN/m}^2$$

$$NG2 = 86.70 + 15.44 + 11.22 = 113.36 \text{KN}$$

➤ **La loi de dégression**

Un calcul précis des descentes de charge est essentiel pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure. Des erreurs dans ces calculs peuvent entraîner des défaillances structurales, des dommages aux éléments de la structure et même des risques pour la sécurité des occupants du bâtiment. Par conséquent, il est crucial de suivre des normes et des méthodes de calcul appropriées, ainsi que de faire appel à des ingénieurs qualifiés pour effectuer ces calculs.

- Q_0 est la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.
- Q_1, Q_2 jusqu'au Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

TableauII-10Dégression de charges

Niveau	Charge d'exploitation	Dégression
8 -ème	1	Q_0
7 -ème	1.5	Q_0+Q_1
6 -ème	1.5	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
5 -ème	1.5	$Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$
4 -ème	1.5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
3 -ème	1.5	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
2 -ème	1.5	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
1er	2.5	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
RDC	2.5	$Q_0+0.687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

À partir du cinquième étage on calcul avec :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ . "BAEL 91 modifié 99"}$$

Tableau II-11 Dimensionnement des poteaux

Niveau	G (KN)	G Cumulée (KN)	Q (KN/m ²)	Q Cumulé (KN/m ²)	Nu (KN)	Nu*1.1 Maj (KN)	Br (cm ²) =Nu*0.64	a (cm ²)	A*b (Adopté)
8-ème	137.5	137.5	17	17	211.125	232.237	148.631	14.19	40*40
7-ème	113.36	250.86	42.5	59.5	427.911	470.702	301.249	19.36	45*40
6-ème	113.36	364.22	65.45	124.95	679.122	747.034	478.101	23.87	45*40
5-ème	113.36	477.58	85.85	210.8	960.933	1057.026	676.496	28.00	45*45
4-ème	113.36	590.94	103.7	314.5	1269.519	1396.470	893.740	31.89	45*45
3-ème	113.36	704.3	119	433.5	1601.055	1761.160	1127.160	35.57	50*45
2-ème	113.36	817.66	131.75	565.25	1951.716	2146.887	1374.007	39.067	50*45
1er	113.36	931.02	156.64	721.89	2339.712	2573.683	1647.157	42.585	50*50
RDC	113.36	1044.38	180.625	902.51	2763.685	3040.053	1945.633	46.109	50*50

II.3 Vérification

II.3.1 Vérification des conditions selon le règlement Algérien

Le calcul des dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \quad \text{Et} \quad \text{Min}(b, h) \geq h/20 \quad \text{et} \quad \text{pour la Zone II-a} \quad \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots$$

TableauII-12 Vérification selon le RPA

Étage	h(cm)	b (cm)	Condition RPA		
			1	2	3
8 -ème	40	40	CV	CV	CV
7 -ème	45	40	CV	CV	CV
6 -ème	45	40	CV	CV	CV
5 -ème	45	45	CV	CV	CV
4 -ème	45	45	CV	CV	CV
3 -ème	50	45	CV	CV	CV
2 -ème	50	45	CV	CV	CV
1er	50	50	CV	CV	CV
RDC	50	50	CV	CV	CV

II.3.2 Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante pour le poteau le plus sollicité

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c2}} \rightarrow B \geq \frac{3040.053 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.202 \text{ m}^2$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$B = 0.25 \geq 0.20 \text{ cm}^2. \text{ CV}$$

TableauII-13 Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu	Sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
8 -ème	232.237	40*40	0.16	0.015	Vérifiée
7 -ème	470.702	45*40	0.18	0.031	Vérifiée
6 -ème	747.034	45*40	0.18	0.049	Vérifiée
5 -ème	1057.026	45*45	0.203	0.070	Vérifiée
4 -ème	1396.470	45*45	0.203	0.093	Vérifiée
3 -ème	1761.160	50*45	0.225	0.117	Vérifiée
2 -ème	2146.887	50*45	0.225	0.143	Vérifiée
1er	2573.683	50*50	0.25	0.172	Vérifiée
RDC	3040.053	50*50	0.25	0.202	Vérifiée

II.3.3 vérifications au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_s}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

II.3.4 vérification de l'effort normal réduit

Pour calculer le ferrailage, nous allons vérifier l'Effort Normal N réduit, et éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme,

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

B : Section du poteau.

N : L'effort normal maximal.

f_{c28} : Résistance du béton.

TableauII-14 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Sections(cm)	N(KN)	Nrd (KN)	Vérification
8ème	40x40	260.21	0.07	C.V
6ème et 7ème	45x40	600.29	0.13	C.V
4ème et 5ème	45x45	991.59	0.20	C.V
2ème et 3ème	50x45	1403.70	0.25	C.V
RDC et 1ère	50X50	1838.86	0.30	C.V

= > L'effort normal réduit est vérifié, ce qui signifie que les dimensions des poteaux sont acceptables

- **Conclusion**

Après Le calcul et les vérifications nécessaire qui ont été faite dans ce chapitre pour le prédimensionnement des éléments structuraux nous avons opté les dimensions des poutres et des poteaux comme suit

TableauII-15 Les sections adopté pour les déférente éléments de la structure

Eléments	Section adopté (b x h)
Poutres principaux	$30 \times 45\text{cm}^2$
Poutres secondaires	$30 \times 30\text{cm}^2$
Poteaux RDC, 1^{er} étages	$50 \times 50\text{cm}^2$
Poteaux 2eme et 3eme étages	$45 \times 50\text{cm}^2$
Poteaux 4eme et 5eme étages	$45 \times 45\text{cm}^2$
Poteaux 6eme et 7eme étages	$40 \times 45\text{cm}^2$
Poteaux 8eme étages	$40 \times 40\text{cm}^2$

Chapitre III

Chapitre III : Étude des éléments secondaire

III.1 Introduction

Pour ce chapitre nous allons étudier les éléments secondaires qui constituent notre structure, nous avons les balcons, les Escaliers, l'acrotère et le plancher.

III.2 Calcul de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée, nous allons considérer la fissuration comme préjudiciable et le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.2 Évaluation des charges

10×2

$$Surface = (60 \times 10) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right) + (8 \times 10)$$

$$Surface = 0.069m^2$$

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$W_p = G = 1.725 \text{ KN}$$

La force sismique :

La formule ci-dessous permet de calculer la Force Sismique F_p .

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

W_p : Poids de l'acrotère.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Comme notre bâtiment est implanté dans la zone II a de groupe d'usage 2 alors $A = 0,15$.

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.729 = 0.828 \text{ K}$$

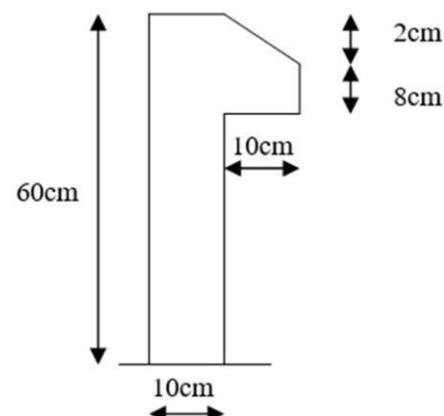


Figure III-1 L'Acrotère

III.2.3 Schéma statique

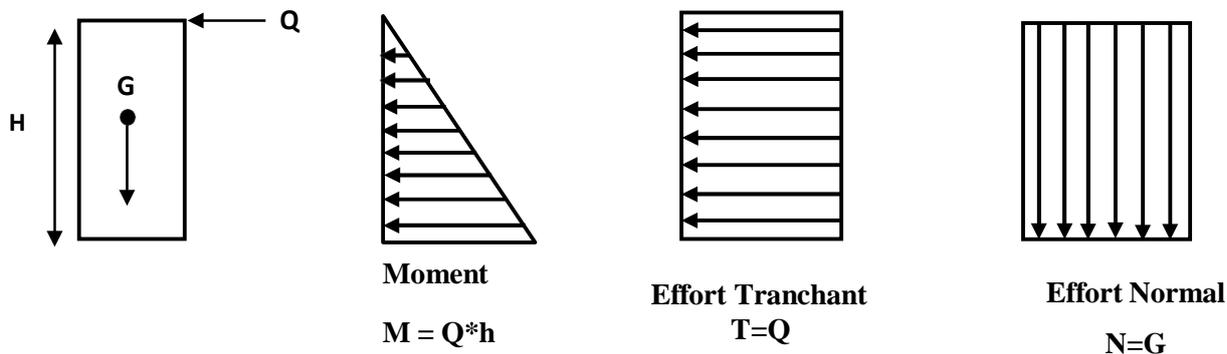


Figure III-2 Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère

III.2.4 Les sollicitations

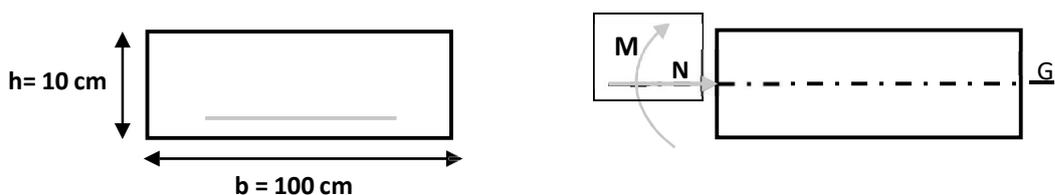


Tableau III-1 Les différentes sollicitations de calculs

L'effort normal N(KN)			Moment fléchissant M(KN.m)		
NG	NQ	NF	MG	MQ= (Q x H)	MF= FP x 2.H/3
1.729	0	0	0	0.9	0.3312

III.2.5 Les combinaisons de sollicitation

à l'ELU

$$\begin{aligned}
 N_u &= 1.35G = 2.329 \text{ KN} \\
 M_u &= 1.5 \times M_Q = 1.35 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

à l'ELS

$$\begin{aligned}
 N_s &= N_G = 1.728 \text{ KN} \\
 M_s &= M_Q = 0.9 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

III.2.6 Ferrailage de l'acrotère

3.6.1 Calcul des armatures à L'ELU

➤ Calcul de L'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{01.35}{2.329} = 0.580m$$

$$h/2 = 0.6/2 = 0.3$$

N_u : Représente l'effort de compression.

$$e_u > \frac{h}{2}$$

Avec e_u : Le centre de pression, il se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures

Nous remarquons que la section est partiellement comprimée, donc le calcul des armatures se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} puis on se ramène à la flexion composée.

• Flexion simple

$$M_f = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,9 + 2,32 (0,09 - 0,05) = \mathbf{0,993KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,993 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,167} = 8,653 \times 10^{-3}$$

$$U_{bu} < U_l = 0,396 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 8,653 \times 10^{-3}} \right) = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,011) = 0,090m$$

$$A_f = \frac{0,993 \times 10^{-3}}{0,090 \times 347,826} = 3,172 \times 10^{-5} m^2 = 0,317 cm^2$$

➤ Les armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{Nu_{st}}{347.826} = 0,317 \times 10^{-4} - \frac{2.329 \times 10^{-3}}{347.826} = 2.500 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.250 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.09 \times 2.1}{400} = 1.086 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.086 \text{ cm}^2$$

le choix des barres:

$$A_s < A_{\min}$$

On adopte : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → 4HA8 avec $St=25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{s,\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → 3HA6 avec $St = 15 \text{ cm}$

➤ **L'espace des barres**

• **Armature principale**

$$St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition**

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{10}{4} = 2.5 \text{ cm}$$

III.2.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{y_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2.328 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.328 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.026 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ cv}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

III.2.8 Vérifications de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times T_s^2 f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Le Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (acier de haute adhérence).

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times T_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm} = 0,100 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,328 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,09 \times 0,100} = 0,287 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,287 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 2,835 \text{ Mpa}$ **CV** donc pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.2.9 Vérification à Etat Limite de service

$$d_c = 0,09 \text{ m}$$

La vérification des contraintes se fait de la façon suivante

La Position de l'axe neutre (BAEL 91)

$$C = d - e_a$$

e_1 : la distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{\bar{h}}{2} \right) = \frac{0,9}{1,728} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,560 \text{ m}$$

$e_a > d$ donc à l'extérieur de la section

$$c = 0.09 - 0.560 = -0.47m$$

-

$$c = -0.47m$$

$$y_{se} = y_c + c$$

- **Calcul de y_c**

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Calcul des coefficients

$$p = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b}(c - d') \right] + \left[\frac{90A_s}{b}(d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b}(c - d')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b}(d - c)^2 \right]$$

$$p = -3 \times (-0.47)^2 + \left[\frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.09 + 0.47) \right] = -0.670m^2$$

$$q = -2(0.47)^3 - \left[\frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.09 + 0.47)^2 \right] = 0.201m^2$$

L'équation (1) devient

$$y^3 - 0.670y + 0.201 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on doit calculer

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4q^3}{27} \right) q^2 = 0.046$$

$$\Delta > 0 \text{ donc } t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 6.738 \times 10^{-3}m$$

$$z = t^{1/3} = 0.189m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 1.371m$$

$$y_{ser} = 1.371 - 0.47 = 0.901m$$

III.2.9.1 Calcul des contraintes dans le béton

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - 15 \times A \times (d - y) = 0.246m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 3.296 \times 10^{-4}MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.296 \times 10^{-4} < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

III.2.9.2 Vérification des contraintes maximales dans l'acier

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.09} = 0.223$$

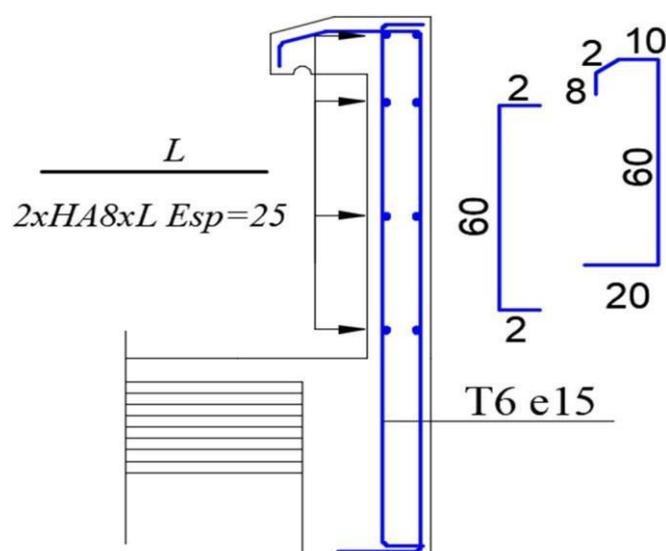
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{Ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0.9 \times 10^{-3}}{0.246} (0.09 - 0.901) = 0.045 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1.200 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

III.2.10 Le Schéma de ferrailage



FigureII-3 Schéma de ferrailage de L'acrotère

III.3 Étude des planchers

Un plancher est une surface horizontale à l'intérieur d'un bâtiment qui sépare les différents niveaux de celui-ci. Il fournit un support pour les occupants du bâtiment, les meubles et les équipements. Ils jouent un rôle essentiel dans la conception architecturale et structurelle des bâtiments, offrant non seulement une plate-forme de circulation, mais contribuant également à l'isolation thermique et acoustique, à la répartition des charges et à la stabilité globale de la structure.

III.3.1 Disposition des poutrelles

Pour choisir le sens porteur nous avons deux critères :

- Le critère du petit porté.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Type 1

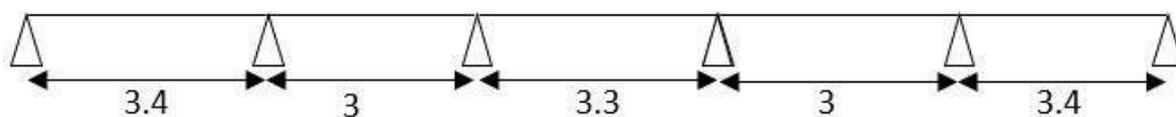


Figure III-4 Schéma du 1^{er} type des poutrelles

Type 2

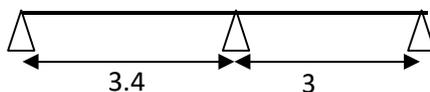


Figure III-5 Schéma du 2^{eme} type

Type 3

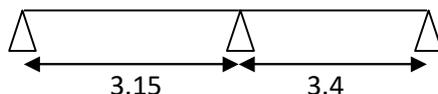


Figure III-6 Schéma du 3^{eme} type

Type 4

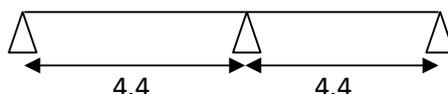


Figure III-7 Schéma du 4^{eme} type de poutrelle

III.3.2 Méthodes de calcul des poutrelles

Nous disposons deux méthodes pour le calcul des poutrelles :

La méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

La méthode forfaitaire

Pour le calcul des planchers à surcharges modérées, on applique la méthode forfaitaire lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu préjudiciable.

- Vérification des conditions de BAEL

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.54 \text{KN/m}^2 \quad Q = 1.00 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.54; 5) \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.10 \text{KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.1; 5) \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

➔ Plancher étage bureaux et commercial :

$$G = 5.10 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.1; 5) \text{KN/m}^2 \quad \dots \quad \text{Vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.40}{3}; \frac{3.3}{3} \leq 1.25 \quad \dots \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.40}{3} \leq 1.25 \quad \dots \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.15}{3.40} \geq 1.25 \quad \dots \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{4.40}{4.40} \leq 1.25 \quad \dots \quad \text{Vérifiée}$$

- Principe de la méthode forfaitaire

Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée

Les conditions à vérifier.

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode forfaitaire poutres ou par la méthode de la Résistance des matériaux

La méthode de Caquot

La méthode de Caquot s'applique principalement aux planchers avec des surcharges élevées, mais aussi aux planchers avec des surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

Il est possible d'utiliser dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.3.3.3 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b \text{ pour le cas ELU}$$

$$q_s = (G + Q) \times b \text{ pour le cas ELS avec } b : \text{ la longueur entre les poutrelles}$$

Tableau III-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU	ELS
			qu(KN/ m ²)	qs(KN/m ²)
Étage habitation	5.10	1.5	5.94	4.29
Terrasse inaccessible	6.54	1	6.71	4.90
Terrasse bureau et commercial	5.10	2.5	6.91	4.94

III.3.4 Calcul des sollicitations

Pour le plancher à usage d'habitation

Poutrelle type 1

➤ À l'ELU

$$\underline{\mathbf{A-B}} : M_0^{AB} = \frac{PUL^2}{8} = \frac{5.94 \times 3.40^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{B-C}} : M_0^{BC} = \frac{5.94 \times 3^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{C-D}} : M_0^{CD} = \frac{5.94 \times 3.3^2}{8} = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{D-E}} : M_0^{DE} = \frac{PUL^2}{8} = \frac{5.94 \times 3^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{E-F}} : M_0^{EF} = \frac{PUL^2}{8} = \frac{5.94 \times 3.40^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS

$$\underline{\mathbf{A-B}} : M_0^{AB} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{B-C}} : M_0^{BC} = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{C-D}} : M_0^{CD} = 5.84 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{D-E}} : M_0^{DE} = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\mathbf{E-F}} : M_0^{EF} = 6.20 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis**Appuis de rive**

➤ À l'ELU

$$M_A = -0.15 \times M_0^{AB} = -0.15 \times 8.58 = -1.29 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.15 \times M_0^{EF} = -0.15 \times 8.58 = -1.29 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_A = M_F = -0.93 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

À l'ELU

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 8.58 = -4.29 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 8.09 = -3.24 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times 8.09 = -3.24 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 \times 8.58 = -4.29 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 6.20 = -3.10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 5.84 = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.4 \times 5.84 = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -0.5 \times 6.20 = -3.10 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.10} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.068 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.268 \end{array} \right.$$

À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

A-B

$$M_t \geq 1.068 \times 8.58 - \frac{5.58}{2} = 6.37 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 8.58 = 5.44 \text{KN.m}$$

B-C

$$M_t \geq 1.068 \times 6.68 - \frac{7.53}{2} = 3.52 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 6.68 = 3.57 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$M_t \geq 1.068 \times 8.09 - \frac{6.48}{2} = 5.40 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 8.09 = 4.32 \text{KN.m}$$

D-E

$$M_t \geq 1.068 \times 6.68 - \frac{7.53}{2} = 3.37 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 6.68 = 3.57 \text{KN.m}$$

E-F

$$M_t \geq 1.068 \times 8.58 - \frac{5.58}{2} = 6.37 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 8.58 = 5.44 \text{KN.m}$$

> À P'ELS**A-B**

$$M_t \geq 1.068 \times 6.20 - \frac{2.02}{2} = 4.60 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 6.20 = 3.92 \text{KN.m}$$

B-C

$$M_t \geq 1.068 \times 4.83 - \frac{5.47}{2} = 2.42 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 4.83 \left. \vphantom{\frac{1.068}{2}} \right\} = 2.58 \text{KN.m}$$

C-D

$$M_t \geq 1.068 \times 5.84 - \frac{4.74}{2} = 3.88 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 5.84 \left. \vphantom{\frac{1.068}{2}} \right\} = 3.12 \text{KN.m}$$

D-E

$$M_t \geq 1.068 \times 4.83 - \frac{5.47}{2} = 2.42 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.068}{2} \times 4.83 \left. \vphantom{\frac{1.068}{2}} \right\} = 2.58 \text{KN.}$$

E-F

$$M_t \geq 1.068 \times 6.20 - \frac{2.02}{2} = 4.60 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 6.20 \left. \vphantom{\frac{1.268}{2}} \right\} = 3.92 \text{KN}$$

- **Les efforts tranchants**

- **À L'ELU**

Travée A-B

$$\begin{array}{ll} V_A = -10.88 \text{KN} & a = 1.56\text{m} \\ V_B = 12.91 \text{KN} & b = 1.84\text{m} \end{array}$$

Travée B-C

$$\begin{array}{ll} V_B = -12.18 \text{KN} & a = 1.44\text{m} \\ V_C = 9.71 \text{KN} & b = 1.56\text{m} \end{array}$$

Travée C-D

$$\begin{array}{ll} V_C = -12.18 \text{KN} & a = 1.44\text{m} \\ V_D = 9.71 \text{KN} & b = 1.56\text{m} \end{array}$$

Travée D-E

$$V_D = -9.71KN \quad a = 1.65m$$

$$V_E = 12.18KN \quad b=1.65m$$

Travée E-F

$$V_E = -12.91KN \quad a = 1.84m$$

$$V_F = 10.88KN \quad b=1.44m$$

> À PELS

Travée A-B

$$V_A = -7.09KN \quad a = 1.56m$$

$$V_B = 8.37KN \quad b= 1.84m$$

Travée B-C

$$V_B = -10.61KN \quad a = 1.54m$$

$$V_C = 10.19KN \quad b=1.46m$$

Travée C-D

$$V_C = -10.30KN \quad a = 1.65m$$

$$V_D = 10.27KN \quad b=1.65m$$

Travée D-E

$$V_D = -10.15KN \quad a = 1.46m$$

$$V_E = 10.61KN \quad b=1.54m$$

Travée E-F

$$V_E = -8.37KN \quad a = 1.84m$$

$$V_F = 7.09KN \quad b=1.56m$$

Les tableaux suivants représentent les résultats des planchers à usage habitation

Type 1**Tableau III-3** Sollicitations à ELU

Travée	L(m)	qu(KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	5.94	8.58	1.29	4.29	6.37	-9.82	11.59
B-C	3	5.94	6.68	4.29	3.24	3.57	-10.08	9.46
C-D	3.30	5.94	8.09	3.24	3.24	5.40	-10.47	10.47
D-E	3	5.94	6.68	3.24	4.29	3.57	-9.39	10.14
E-F	3.40	5.94	8.58	4.29	1.29	6.37	-11.59	9.82

TableauIII-4Sollicitations à ELS.

Travée	L(m)	qs(KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.29	6.20	0.93	3.10	4.60	-7.09	8.37
B-C	3	4.29	4.83	3.10	2.37	2.58	-10.61	10.11
C-D	3.30	4.29	5.84	2.37	2.37	3.88	-10.30	10.27
D-E	3	4.29	4.83	2.37	3.10	2.58	-10.15	10.61
E-F	3.40	4.29	6.20	3.10	0.39	4.60	-8.37	7.09

Type 2**TableauIII-5** Sollicitations à ELU

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	5.94	8.58	1.29	5.15	5.79	-8.91	8.53
B-C	3	5.94	6.68	5.15	1	4.24	-7.88	5.91

TableauIII-6Sollicitations à ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.29	6.20	0.93	3.72	4.30	-6.88	8.53
B-C	3	4.29	4.83	3.72	0.72	3.06	-7.88	5.91

Type 3**TableauIII-7**Sollicitations à ELU.

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.15	5.94	7.37	1.11	5.15	4.74	-8.54	11.11
B-C	3.40	5.94	8.58	5.15	1.29	5.94	-11.80	9.51

TableauIII-8Sollicitations à ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.15	4.29	5.32	0.80	3.72	3.42	-6.16	8.02
B-C	3.40	4.29	6.20	3.72	0.93	4.30	-10.5	5.56

Type 4**TableauIII-9**Sollicitations à ELU

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	4.40	5.94	14.37	2.16	8.62	9.96	-12.30	15.29
B-C	4.40	5.94	14.37	8.62	2.16	9.96	-15.29	12.30

TableauIII-10Sollicitations à ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	4.40	4.29	10.26	1.54	6.16	7.11	-8.27	10.92
B-C	4.40	4.29	10.26	6.16	1.54	7.11	-10.92	8.87

Les tableaux suivants représentent les résultats des planchers à usage commercial et bureau

Type 1**TableauIII-11**Sollicitations à ELU

Travée	L(m)	qu(KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	6.91	9.98	1.50	4.99	8.48	11.75	12.93
B-C	3	6.91	7.77	4.99	3.76	4.27	11.41	11.41
C-D	3.30	6.91	9.41	3.76	3.76	6.58	11.41	11.41
D-E	3	6.91	7.77	3.76	4.99	4.27	10.37	11.41
E-F	3.40	6.91	9.98	4.99	1.50	8.48	12.93	11.75

TableauIII-12Sollicitations à ELS.

Travée	L(m)	qs(KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.94	7.10	1.07	3.57	6.06	8.39	9.24
B-C	3	4.94	5.56	3.57	2.69	3.05	8.15	8.15
C-D	3.30	4.94	6.73	2.69	2.69	4.67	8.15	8.15
D-E	3	4.94	5.56	2.69	3.57	3.05	7.41	8.15
E-F	3.40	4.94	7.14	3.57	1.07	6.06	9.24	8.40

Type 2**Tableau III-13** Sollicitations à ELU

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	6.91	9.98	1.50	5.99	7.22	-11.47	14.05
B-C	3	6.91	7.77	5.99	1.17	5.05	-12.91	9.64

Tableau III-14 Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.94	7.14	1.07	4.28	5.17	-8.21	6.64
B-C	3	4.94	5.56	4.28	0.83	3.61	-9.23	6.88

Type 3**Tableau III-15** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.15	6.91	8.57	1.29	5.99	5.78	-10.25	13.30
B-C	3.40	6.91	9.98	5.99	1.50	7.22	-14.05	11.47

Tableau III-16 Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.15	4.29	6.13	0.47	4.28	4.36	-7.16	9.60
B-C	3.40	4.29	7.14	4.28	1.07	5.17	-10.05	8.21

Type 4**Tableau III-17** Sollicitations à l'ELU

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	4.40	6.91	16.73	2.51	10.04	13.36	15.21	17.49
B-C	4.40	6.91	16.73	10.04	2.51	13.36	17.49	15.21

Tableau III-18 Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	4.40	4.29	11.96	1.79	7.17	9.55	10.87	12.50
B-C	4.40	4.29	11.96	7.17	1.79	9.55	12.50	10.87

Les tableaux suivants représentent les résultats des planchers terrasse inaccessible

Type 1**Tableau III-19** Sollicitations à l'ELU

Travée	L(m)	q _u (KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	6.71	9.70	1.46	4.85	7.76	11.41	12.56
B-C	3	6.71	7.55	4.85	3.66	3.93	11.08	11.08
C-D	3.30	6.71	9.14	3.66	3.66	5.94	11.08	11.08
D-E	3	6.71	7.55	3.66	4.85	3.93	10.07	11.08
E-F	3.40	6.71	9.70	4.85	1.46	7.76	12.56	11.41

Tableau III-20 Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	qs(KN)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.90	7.08	1.06	3.54	5.67	8.33	9.17
B-C	3	4.90	5.51	3.54	2.67	2.87	8.09	8.09
C-D	3.30	4.90	6.67	2.67	2.67	4.34	8.09	8.09
D-E	3	4.90	5.51	2.67	3.54	2.87	7.35	8.09
E-F	3.40	4.90	7.08	3.54	1.06	5.67	9.17	8.33

Tableau III-21 Sollicitations à l'ELU

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	6.71	9.70	1.46	5.82	2.28	11.41	13.13
B-C	3	6.71	7.55	5.82	1.13	5.02	11.58	10.07

Tableau III-22 Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g	V _d
A-B	3.40	4.90	7.08	1.06	4.25	5.31	8.33	9.58
B-C	3	4.90	5.51	4.25	0.83	3.67	8.45	7.35

Type 3**TableauIII-23**Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
A-B	3.15	6.71	8.32	1.25	5.82	5.83	10.57	12.16
B-C	3.40	6.71	9.70	5.82	1.46	7.28	13.13	11.41

TableauIII-24Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
A-B	3.15	4.90	6.08	0.91	4.25	4.26	7.72	8.88
B-C	3.40	4.90	7.08	4.25	1.06	5.31	9.58	8.33

Type 4**TableauIII-25**Sollicitations à l'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
A-B	4.40	6.71	12.25	2.44	9.75	12.19	14.77	16.99
B-C	4.40	6.71	16.25	9.75	2.44	12.19	16.99	14.77

TableauIII-26Sollicitations à l'ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g	V_d
A-B	4.40	4.90	11.86	1.78	7.12	8.90	10.78	12.40
B-C	4.40	4.90	11.86	7.12	1.78	8.90	12.40	10.78

III.3.5 Ferrailage des poutrelles

Cas d'une Poutrelle type 4 du plancher à usage habitation

Sollicitations maximales

$$M_{tmax}=9.96\text{KN.m}$$

$$M_{amax}=8.26\text{ KN.m}$$

$$V_{max}=15.29\text{KN}$$

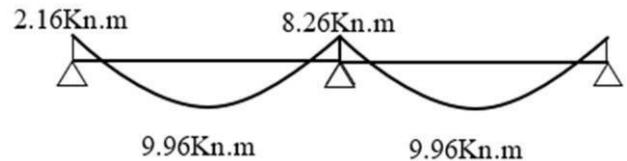


Figure III-8 diagrammes des moments

III.3.5.1 Armature longitudinales

➤ Ferrailage en travée

- Calcul de M_{tu}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.167 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.05 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.05 \text{ MN.m}$$

$$M_{tmax} = 9.96 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} > M_t^{\max}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.96 \times 10^{-3}}{14.167 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.033 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \begin{matrix} \sigma_{st} \\ \sigma_{st} \end{matrix} = 1.656 \times 10^{-3} \% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_{e}}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.396$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.042$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177m$$

$$A_t = \frac{9.96 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.177} = 1.618 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 1.618 cm^2$$

$$\text{Soit } A_s = 4T8 = 2.01 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{vérifiée.}$$

➤ Ferrailage en appuis

Appui de rive (Méthode forfaitaire)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.167} = 0.029$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.037$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.177$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} =$$

$$A_{rive} = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{0.177 \times 347.826} = 1.40 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{\min} > A_s$$

$$\text{On choisit : } A = 1T14 = 1.54 cm^2$$

III.3.5.2 Les Armatures transversales

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 15.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.29 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.708 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Choix des armatures transversales

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 1\Phi_6 = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$K=1$: car il n'y avait pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.28 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.708 - 0.3 \times 2.1)} = 23.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.28 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 95.73 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.6 Vérifications

III.3.6.1 Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales

Appui de rive

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 22.13 \times 10^{-3} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.62 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 1T14 + 3T12 = 4.93 \text{ cm}^2$ vérifiée

III.3.6.2 Vérification de la jonction table nervure au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{22.13 \times 10^{-3} \left(\frac{0.67 - 0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.67 \times 0.04} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

Tableau III-27 calculs des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.

Poutrelles	Type	Mt = 7.72 KN.m				Ma i = 5.95 KN.m			
		μ_{bu}	α	Z (M)	A (Cm ²)	μ_{bu}	α	Z (M)	A (Cm ²)
Étage Commercial et Bureaux	1	0.03	0.041	0.177	1.25	0.020	0.025	0.178	0.96
	2	$M_t =$	7.22	Kn.m		$M_a =$	5.99	Kn.m	
		0.023	0.029	0.178	1.67	0.020	0.025	0.178	0.96
	3	$M_t =$	7.22	Kn.m		$M_a =$	5.99	Kn.m	
		0.023	0.029	0.178	1.67	0.020	0.025	0.178	0.97
	4		9.96	Kn.			=2.1	KN.m	

		$M_t =$		m		M_a	0		
--	--	---------	--	-----	--	-------	-----	--	--

		0.03 3	0.04 2	0.17 7	1.62	0.00 7	0.00 9	0.179	0.34
		0.00 4	0.00 5	0.18 0	1.02	0.01 4	0.01 8	0.179	0.69
Étage habitation	1	$M_t =$	5.44	Kn. m		$M_a =$	5.15	Kn.m	
		0.01 8	0.02 3	0.17 8	0.88	0.01 7	0.02 1	0.178	0.83
	2	$M_t =$	5.94	Kn. m		$M_a =$	5.15	Kn.m	
		0.02 0	0.02 5	0.17 8	0.95	0.01 7	0.02 1	0.178	0.83
	3	$M_t =$	9.69	Kn. m		$M_a =$	8.62	Kn.m	
		0.03 3	0.03 7	0.17 7	1.62	0.02 9	0.03 7	0.177	1.54
	4	$M_t =$	7.03	Kn. m		$M_a =$	4.85	Kn.m	
		0.02 4	0.03 0	0.17 8	1.14	0.01 6	0.02 0	0.179	0.79
	1	$M_t =$	6.55	Kn. m		$M_a =$	5.82	Kn.m	
		0.02 2	0.02 8	0.17 8	1.06	0.0 20	0.025	0.178	0.94
Terrasse inaccessible	2	$M_t =$	6.52	Kn. m		$M_a =$	5.82	Kn.m	
		0.02 2	0.02 8	0.17 8	1.05	0.0 20	0.025	0.178	0.94
	3	$M_t =$	10.95	Kn. m		$M_a =$	9.74	Kn.m	
		0.03 7	0.04 7	0.17 7	1.78	0.0 33	0.042	0.177	1.58
	4	$M_t =$	12.19	Kn. m		$M_a =$	9.75	Kn.m	
		0.04 1	0.05 2	0.17 6	1.99	0.0 33	0.042	0.177	1.58

Tableau III-28 Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.

Poutrelles	Type	Position	Ferrailage longitudinal				Ferrailage Transversal			
			$A_{calculée}$	A_{min}	$A_{adoptée}$	Type de	A_l	A_t	S_t	
			cm ²	cm ²	cm ²	Barres	cm ²		cm	
Étage Commercial Et Bureaux	1	Travée	1.25	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Appui	0.96	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
	2	Travée	1.67	1.41	1.67	2T12	2.26	2T6	15	
		Appui	0.47	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
	3	Travée	1.67	1.41	1.67	2T12	2.26	2T6	15	
		Appui	0.47	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
4	Travée	1.62	1.41	1.62	2T12	2.26	2T6	15		
	Appui	0.52	1.41	1.41	2T10	1.51	2T6	15		
1	Travée	1.02	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15		
	Appui	1.09	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15		
Étage habitation	2	Travée	0.95	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Appui	0.83	1.41						
	3	Travée	0.95	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Appui	1.25	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
4	Travée	1.62	1.41	1.62	2T12	2.26	2T6	15		
	Appui	0.44	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15		
Terrasse Inaccessible	1	Travée	1.14	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Appui	1.23	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Travée	1.06	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
	2	Appui	1.41	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		Travée	1.05	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
	3	Appui	0.38	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15	
		4	Travée	1.78	1.41	1.78	2T12	2.26	2T6	15
			Appui	0.49	1.41	1.41	2T10	1.57	2T6	15

III.3.6.3 Vérification des poutrelles à l'Etat limite de service

III.3.6.3.1 État limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Poutrelle type 4

• En travée

$$M_{\text{tser}}^{\text{max}} = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.036 \text{ m}$$

✚ Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.036^3}{3} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.036)^2$$

$$= 7.26 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = 12401 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{17.26 \times 10^{-5}} \times 0.036 = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• En appuis

$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.54 \text{ cm}^2$$

✚ Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.032 \text{ m}$$

✚ Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = \frac{0.65 \times 0.032^3}{3} + 15 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.032)^2$$

$$= 4.49 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.16 \times 10^{-3}}{4.49 \times 10^{-5}} \times 0.032 = 4.388 MPa$$

$$\sigma_{bc} < 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.3.6.4 Vérification de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 > \frac{1}{16}$$

Vérification de la flèche

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 cm$$

✚ Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.67 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.67 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

..

• Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• Inerties fictives (If)

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

✚ Évaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

Tableau III-29 Évaluation des flèches

Poutrelle	Type	Lmax (m)	G	Q	q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)	q_{pser} (KN/m)	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m
Usage courant	4	4.40	5.1	1.5	1.90	3.42	4.29	3.45	6.21	7.79

✚ **Section homogène**

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

✚ **Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment d'inertie**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d ; \quad V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \cdot (V_1 - 0.5 h_0)^2 + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

Tableau III-30 Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment d'inertie

$B_0(m^2)$	$S_{/xx}(m^3)$	$V_1(m)$	$V_2(m)$	$I_0(m^4)$
3.52×10^{-3}	3.37×10^{-3}	0.96	0.76	0.073

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda$$

Avec

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

Tableau III-31 les coefficients et les modules de déformation

$E_i(\text{Mpa})$	$E_v(\text{Mpa})$	ρ	λ_i	λ_v
23164.20	10818.87	5.58×10^{-3}	0.052	0.021

Tableau III-32 Contraintes (σ_s)

$\sigma_{sj}(\text{Mpa})$	$\sigma_{sg}(\text{Mpa})$	$\sigma_{sp}(\text{Mpa})$
102.64	184.76	231.77

Tableau III-33 module d'élasticité fictif (I_f)

j	g	p	$I_{fij}(m^4)$	$I_{fig}(m^4)$	$I_{fip}(m^4)$	$I_{fvg}(m^4)$
0.16	0.41	0.50	0.080	0.079	0.078	0.080

Tableau III-34 La flèche

$f_{ji}(m)$	$f_{gi}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{vg}(m)$
2.60×10^{-6}	4.73×10^{-6}	6.01×10^{-6}	1.74×10^{-6}

✚ **La flèche totale** Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.13 \times 10^{-5} m$$

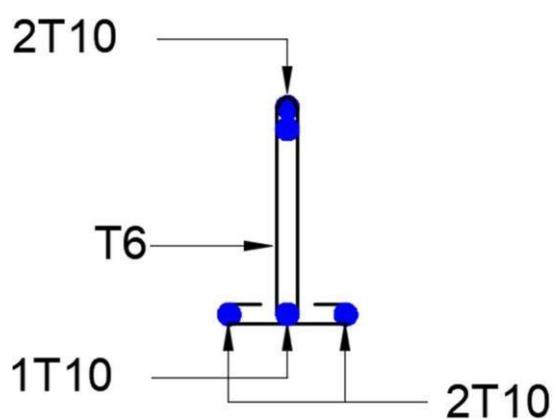
$$\Delta f = 2.13 \times 10^{-3} cm \leq f_{adm} = 0.88 cm$$

Conclusion : la condition de flèche est vérifiée

III.3.7 Schéma de ferrailage des poutrelles

Étage commercial et bureau

poutrelle type 1 et 2



poutrelle type 3 et 4

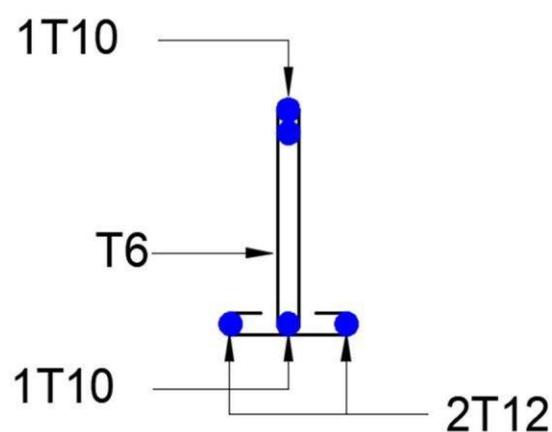


Figure III-9 Schéma du ferrailage des poutrelles de l'étage commercial

Étage habitation

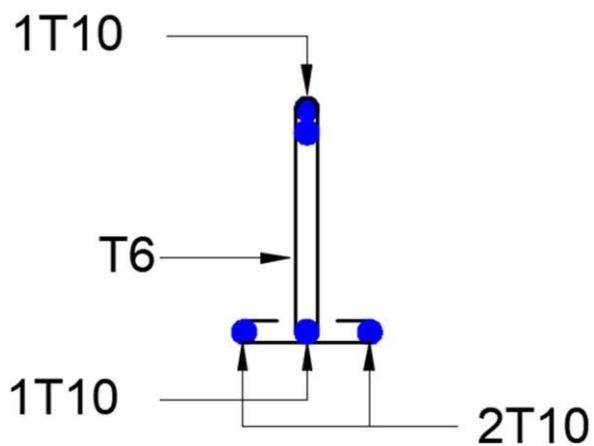
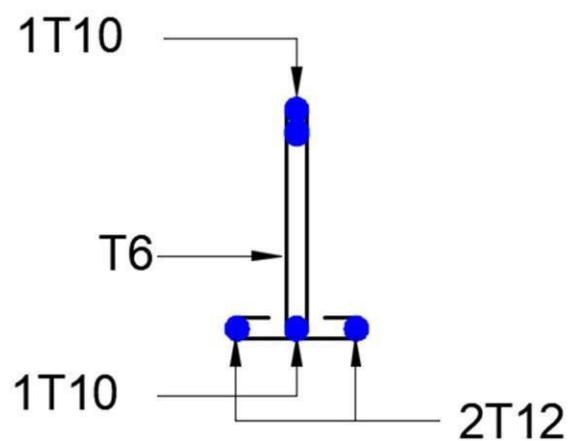
poutrelle type 1, 2 et 3poutrelle type 4

Figure III-10 schéma de ferrailage des poutrelles de l'étage habitation

Terrasse

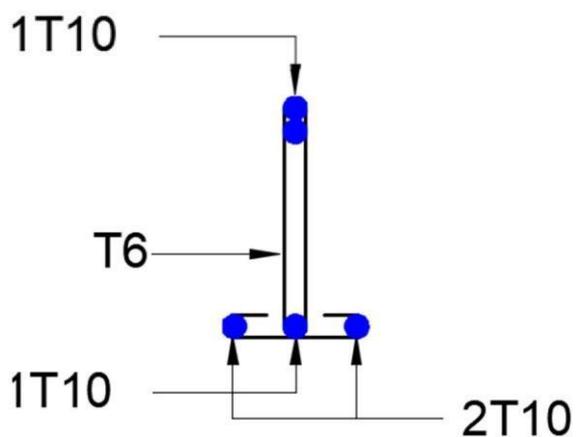
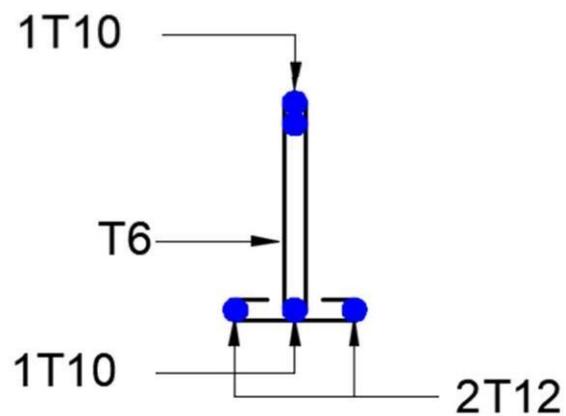
poutrelle type 1,2et 3poutrelle type 4

Figure III-11 schéma de ferrailage des poutrelles de terrasse

III.4 La dalle de compression

III.4.1 Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit : $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte $s_t = 15 \text{ cm}$

III.4.2 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

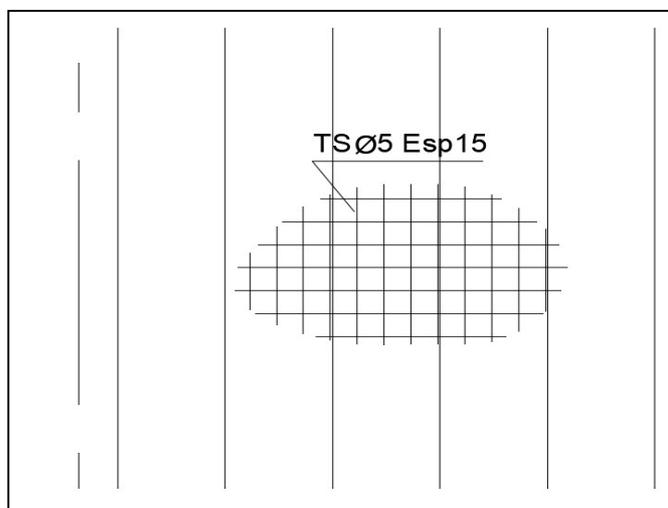


Figure III-12 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.5 Balcon

Un balcon est une plateforme ou une terrasse située à l'extérieur d'un bâtiment, généralement au niveau d'un étage supérieur, et qui est soutenue par des poutres ou des consoles

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad L_x : \text{la plus petite dimension du panneau.}$$

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Si $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Exemple de calcul

$$L_x = 70\text{cm}$$

$$L_y = 300\text{cm}$$

$$\rho = \frac{0,7}{3} = 0,23 < 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens (sens x) comme console.}$$

III.5.1 Évaluation des charges

$$G = 5,25\text{KN/m}^2 \quad Q = 3,50\text{KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,34\text{KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8,75 \text{ KN/m}^2.$$

$Q_g = 1 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m.}$$

III.5.2 Les sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{12,34 \times 0,7^2}{2} + 1,35 \times 0,70 = 3,96\text{KN. m}$$

$$V_u = 12,34 \times 0,7 + 1,35 = 10\text{KN. m}$$

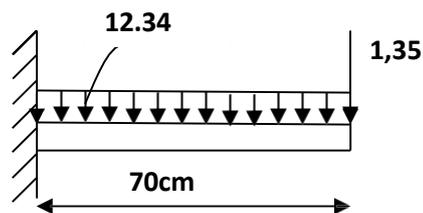


Figure III-13 Schéma statique de la dalle.

III.5.3 Ferrailage

Armatures principales

$b = 100\text{cm}$, $h = 12\text{cm}$, $d = 10.80\text{cm}$, $f_{bu} = 14.167\text{MPa}$.

Tableau III-35 les armatures principales de la dalle pleine

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	A calculé (cm^2)	A adopté (cm^2)	S_t (cm)
3.96	0.024	0.030	0.107	1.06	4T12=3.14	25

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

- **Armatures secondaires**

$$A_t = \frac{A_{\text{calculé}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.76\text{cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \geq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \geq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 20\text{cm}$

III.5.4 Vérification

III.5.4.1 Vérification des contraintes de cisaillement

On doit vérifier que $\bar{\tau} = 0.05 \bar{r}_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.09\text{MPa} < \bar{r} = 2.5\text{MPa} \quad \text{CV}$$

III.5.4.2 Vérification des conditions de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.108 \cdot 2.1 / 400 = 1.30\text{cm}^2$$

$$1.2 < 3.93 \quad \text{c'est vérifié}$$

III.5.4.3 Vérification des contraintes de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{p_s \cdot l^2}{2} + Q_{\text{gs}} \times l = \frac{8.75 \cdot 0.7^2}{2} + 1 \times 0.7 = 2.84\text{KN.m}$$

$$b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

~~-2~~

$$\frac{0.1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.108 = 0 \rightarrow y = 0.09\text{m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 3.96 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.06\text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.5.4 Vérification des contraintes dans l'acier

Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.633\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 0.19\text{Mpa}.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

III.5.5 Le Schéma du ferrailage

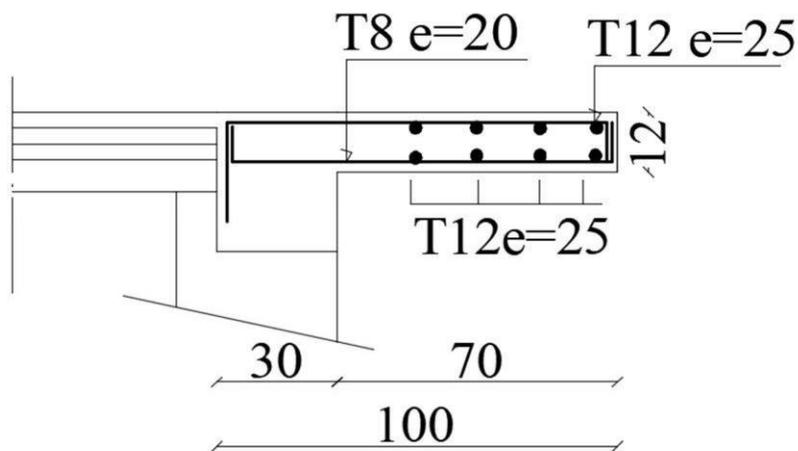


Figure III-14 Schéma de ferrailage de balcon

III.6 Calcul des escaliers

III.6.1 Le chargement

Sur la volée

$$G = 9.25 \text{Kn/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

4 Sur le palier :

$$G = 5.95 \text{Kn/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

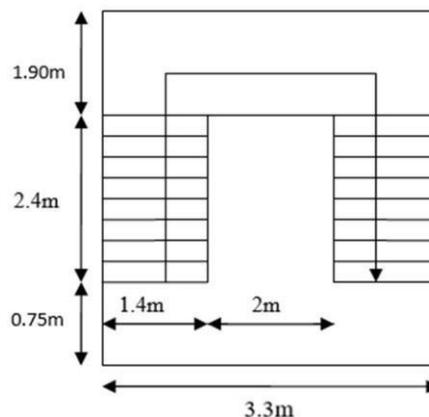


Figure III-15 Vue en plan de L'escalier

III.6.2 Calcul des Sollicitations

- A l'ELU

$$q_{uv} = 1.35G + 1.5Q = 16.24 \text{KN/m}$$

$$q_{up} = 1.35G + 1.5Q = 11.78 \text{KN/m}$$

Les réactions :

$$RA = 36.22 \text{KN} \quad RB = 33.97 \text{KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 46.93 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * M_{ox} = 35.20 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_{oy} = -23.47 \text{KN.m}$$

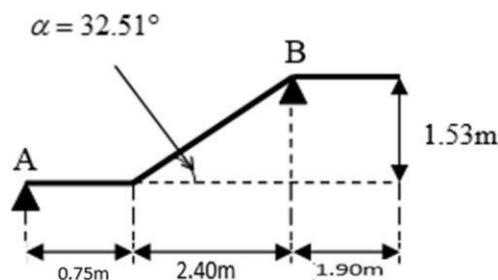


Figure III-16 Schéma statique de l'escalier

III.6.3 Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de 1m

$$(bxh) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$$

Tableau III-36 Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier

	Mu (kn.m)	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A opté (cm ²)	St(cm)
Travée	35.20	5.85	2.17	7HA12=7.92	15
Appuis	23.47	4.30	2.17	7HA10=5.50	15

III.6.3.1 Les armatures de répartition

- ✓ En travée : $A \geq \frac{A_s}{l} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- ✓ En appuis : $A \geq \frac{4A_a}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adopte : 4HA8/ml = 2.01 cm² / m

III.6.4 Vérifications à L'ELU**III.6.4.1 Vérification à l'effort tranchant**

$$r_u \leq \bar{r}_u = 0.05 * Fc28$$

$$r_u = \frac{V}{b.d} \text{ Avec } V = RA = 36.22 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{36.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6.4.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{Ma}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ Avec : } V = 36.22 \text{ KN } Ma = -23.47 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{36.22 \times 10^{-3} + \frac{23.47 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.18}}{348} = -0.000321 \text{ cm}^2/\text{ml} < 0$$

Aucune vérification à faire

III.6.4.3 Vérification des espacements

$$St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 15\text{cm} \quad \text{CV (pour les armatures longitudinales)}$$

$$St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 15\text{cm} \quad \text{CV (pour les armatures transversales)}$$

III.6.5 Vérifications à L'ELS

$$q_{sv} = G + Q = 11.75 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = G + Q = 8.45 \text{ N/m}$$

Les sollicitations

$$RA = 26.20 \text{ KN}$$

$$RB = 24.39 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 34.02 \text{ KN.m}$$

$$Mt = 0.75 * Mox = 25.52 \text{ KN.m}$$

$$Ma = -0.5 * Moy = -17.01 \text{ KN} * m$$

III.7 Étude de la poutre palière

La poutre palière dans les escaliers est cruciale pour la sécurité, la stabilité, et la durabilité de l'escalier. Elle assure une répartition uniforme des charges et contribue à la rigidité de la structure, rendant les escaliers sûrs et fonctionnels, avec une longueur de 3,30 m, cette poutre supporte son poids propre, les charges transmises par les réactions d'appuis, ainsi que les moments de torsion. Son schéma statique est le suivant

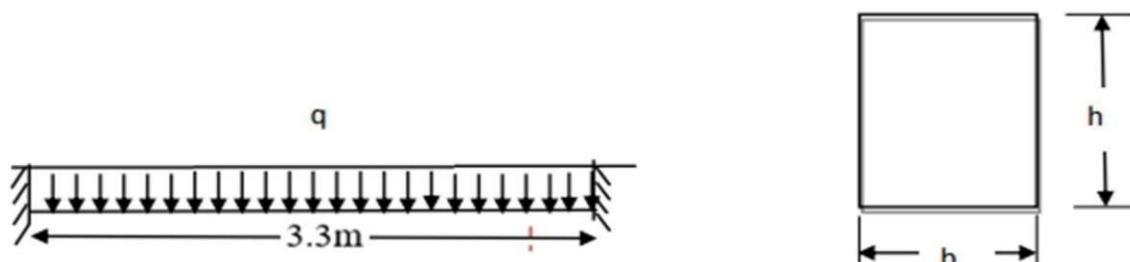


Figure III-18 Schéma Statique de la poutre palière

III.7.1 Pré dimensionnement

$$L=3.30\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

On prend $h= 30\text{cm}$

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

$$9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b= 30\text{cm}$

Vérification des conditions du RPA

Il faut vérifier

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq h \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow$$

Donc on adopte $(30 * 30) \text{ cm}^2$

Calcul à la flexion simple

Les différentes charges appliquées sur la poutre palière sont :

- Poids propre $G_p = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$
- La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui (palier) au point B

$$R_B = 33.97 \text{ KN/ml à ELU}$$

$$R_B = 24.39 \text{ KN/ml à ELS}$$

III.7.2 Calcul des sollicitations

➤ **ELU**

$$p_u = 1.35 * 2.25 + 33.97 = 37 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u * l^2}{8} = 50.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 42.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -20.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = \frac{P_u * l}{2} = 61.05 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS**

$$p_s = 1.35 * 2.25 + 24.39 = 27.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 37.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 31.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -14.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_s = 45.26 \text{ KN}$$

III.7.3 Ferrailage

Le tableau résume les résultats de du ferrailage longitudinal pour la poutre palière, en travée et en appui

Tableau III-38 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	a	$Z(m)$	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (Cm ² /ml)
Travée	42.81	0.128	0.172	0.261	4.71	1.01	3HA16=6.03
Appuis	20.15	0.060	0.077	0.271	2.14	1.01	3HA16=6.03

III.7.4 Vérifications

III.7.4.1 Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4.71 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ CV

En appui : $A_s = 2.14 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ CV

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$r_u \leq \bar{r}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{61.05 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.726 \text{ MPa} < \bar{r}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.543 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$St \leq (0.9 * d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm} \text{ On opte pour } St = 15 \text{ cm}$$

III.7.4.2 Vérifications à l'ELS

➤ **États limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \sigma_{bc}^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III-39 Résultats de calcul des contraintes de béton

	Mser (kn.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)
Travée	31.74	6.09	48212.96	4.00	15
Appuis	14.94	4.69	29030.79	2.41	15

III.7.4.3 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = \frac{30}{330} = 0.090 > 0.062 \dots \dots \dots c. v \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} = 0.090 > 0.085 \dots \dots \dots c. v \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} < \frac{4.2}{400} = 0.0067 < 0.105 \dots \dots \dots c. v \quad (3)$$

Vérification à la flèche n'est pas obligatoire

Calcul de la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

$M_t = M_a = 20,15 \text{ KN.m}$

$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$

$Al = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.63 \text{ cm}^2$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est

En travée : $A_t = \frac{A_{torsion}}{2} + Al(\text{fléxion}) = \frac{4.63}{2} + 5.65 = 7.97 \text{ cm}^2$

On opte pour : 6HA14= 9.24cm²

En appuis : $A_a = \frac{A_{torsion}}{2} + Al(\text{fléxion}) = \frac{4.63}{2} + 3.14 = 5.45 \text{ cm}^2$

On opte pour : 6HA12= 6.79cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL.}$

On a $V_{max} = 61.05 \text{ KN}$; $r_{flexion} = 0.726 \text{ MPA}$

$r_{flexion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.15 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.5} = 3.22 \text{ MPA}$

$f_{c28} = 0.20 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$

$\bar{r}_u = 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{3.33}{1.5}$

$r_u = 3.30 \text{ MPA} < \bar{r}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Calcul des armatures transversales

St = 10cm en travée et 15cm en appuis

$$A_{min} = 0.003 * St * b = 0.003 * 10 * 30 \Rightarrow A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_{tu} * St * \gamma_s}{2 * \Omega * f_{e}} = \frac{20.15 * 10^{-3} * 0.10 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature transversale en torsion : D'où $A_t = 0.9 + 0.465 = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conclusion : nous optons pour un cadre et une épingle **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

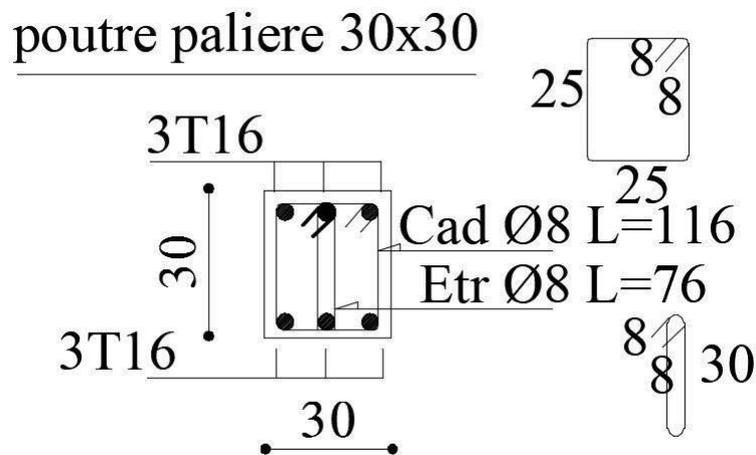
III.7.5 Schéma de ferrailage

Figure III-19 schéma de ferrailage de la poutre palier

Chapitre IV

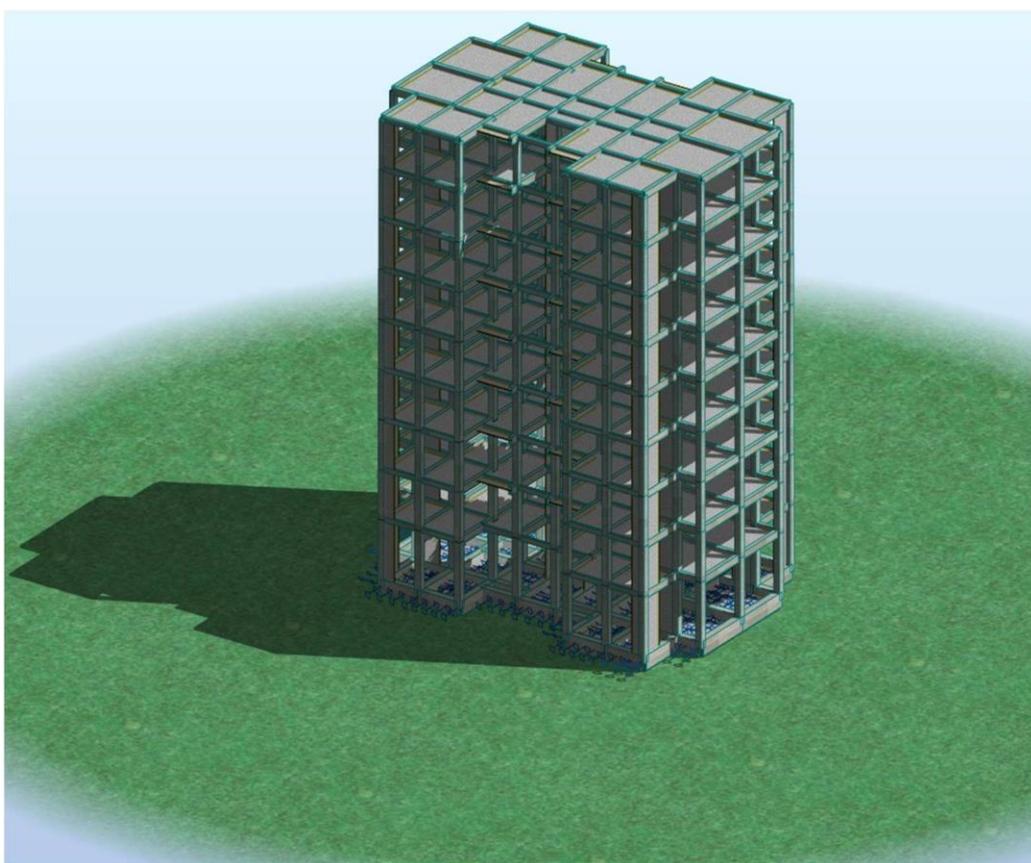
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET SISMIQUE

IV1 Introduction

Les secousses sismiques comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices dans les zones urbanisées. Face à ce danger imprévisible, il est essentiel de construire des structures capables de résister à ces phénomènes afin d'assurer une protection adéquate des vies humaines. C'est dans ce contexte qu'émerge la construction parasismique. En général, cette approche repose sur une analyse dynamique des constructions en mouvement.

IV2 Modélisation de la structure

Nous avons utilisé le logiciel « **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018** » pour la modéliser notre Bâtiment



FigureIV-1Vue de notre structure modélisée en 3D

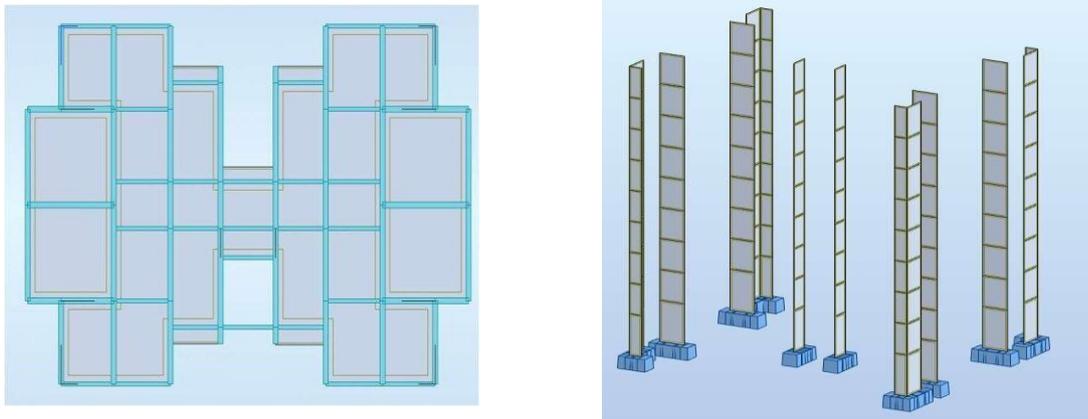


Figure IV-2 Vue de la disposition des voiles

IV3 Choix de la méthode de calcul

Comme la hauteur de notre structure (28.56) m dépasse la hauteur maximale exigée par le RPA99 version 2003 (23) m donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable donc nous allons choisir la méthode dynamique modale spectrale.

IV4 Application la méthode dynamique modale spectrale

IV. 4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse

La méthode la plus répandue actuellement est de définir le chargement sismique en utilisant un spectre de réponse.

D'après la version 2003 du RPA 99 (article 4.3.3), l'action sismique est illustrée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement de la structure.

A: Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement donner par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 \text{ Avec : } \xi : \text{ Est le pourcentage d'amortissement critique}$$

fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q: Facteur de qualité.

IV411 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂, T₁ : période caractéristique dépendant du site : pour un site ferme (S₂).

T₁ = 0.15 s

T₂ = 0.40 sTableau 4.7 du RPA99/ version2003).

TableauIV-1Catégorie du site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

✓ Coefficient de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,764 \dots (\xi = 10\%)$$

-: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Tableau IV-2 coefficient d'amortissement suivant le système

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Estimation de la période fondamentale

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV-3 Type de remplissage

Cas N°	System de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Alor : $C_T = 0.05$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$h_N = 28.56m$

D'où : $T = 0.05(28.56)^{3/4} = 0.62sec$

Comme notre structure est Mixte, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

Sens longitudinale : **D_x = 26.70m**

Sens transversale : **D_y = 18.40m**

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \min (0.62 \text{ sec}, 0.50 \text{ sec})$$

Donc : **T_x = 0.50 × 1.3 = 0.65 sec**

Pour le sens transversal :

$$T_y = \min (0.62 \text{ sec}, 0.60 \text{ sec})$$

Donc : **T_y = 0.60 × 1.3 = 0.78 sec**

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5 \eta_T \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5 \eta_T \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

D'où:

$$D_x = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.40}{0.65} \right)^2 \cdot D_x = 1.38$$

$$D_y = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.40}{0.78} \right)^2 \cdot D_y = 1.22$$

IV412 Coefficient d'accélération de zone « A »

. Pour la zone IIa et groupe d'usage 2 · **A = 0.15**

IV. 4.1.3 Vérifications de l'interaction voile portiques

Pour évaluer le pourcentage de distribution des charges verticales entre les portiques et les voiles, il faut choisir la valeur du coefficient de comportement. Les tableaux ci-après présentent cette répartition des charges à la base des voiles et des portiques.

TableauIV-3 La Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveaux	Fz sur les poteaux(KN)	Fz sur les voiles (KN)	% sur les poteaux	% sur les voiles
Niveau (1)	44 959,96	14 122,19	76,10%	23,90%
Niveau (2)	39 502,01	11 991,94	76,71%	23,29%
Niveau (3)	34 227,44	10 504,39	76,52%	23,48%
Niveau (4)	28 772,89	9 241,70	75,69%	24,31%
Niveau (5)	23 654,58	7 708,20	75,42%	24,58%
Niveau (6)	18 327,18	6 466,64	73,92%	26,08%
Niveau (7)	13 518,59	4 824,40	73,70%	26,30%
Niveau (8)	8 786,41	3 143,92	73,65%	26,35%
Niveau (9)	4 287,88	1 293,57	76,82%	23,18%

Conclusion

En adoptant un coefficient de comportement **R=3.5** conformément au RPA 99, car les résultats obtenus montrent que les voiles reprennent plus de 23 % des charges verticales .

IV414 Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q est défini par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

TableauIV-4 Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + \sum 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 = 1.15$

IV415 Mode des vibrations et taux de participation des masses

Suite à l'analyse effectuée avec le logiciel ROBOT, les résultats ont été obtenus, comme le montre le tableau ci-dessous :

TableaIV-5 La Période ; modes et facteurs de participation massique

Mode	Période(sec)	Masse Modale UX	Masse Modale UY	Masse Modale RZ	Masse cumulé U	Masse cumulé UY	Masses RZ Cumulées
Mode1	0.87	71,92	0,00	0,00	71.94	0.00	0,00
Mode 2	0.77	0,00	75,31	0,00	71.94	75.09	0,00
Mode 3	0.74	0,68	0,01	0,33	72.68	75.09	0,33
Mode 4	0.25	15,63	0,00	0,00	88.37	75.09	0,33
Mode 5	0.23	0,00	12,97	0,00	88.37	88.34	0,33
Mode 6	0.21	0,04	0,00	0,04	88.41	88.34	0,37
Mode 7	0.15	0,00	0,01	0,00	88.42	88.35	0,37
Mode 8	0.12	5,09	0,00	0,00	93.49	88.35	0,37
Mode 9	0.11	0,00	4,98	0,00	93.49	93.39	0,37

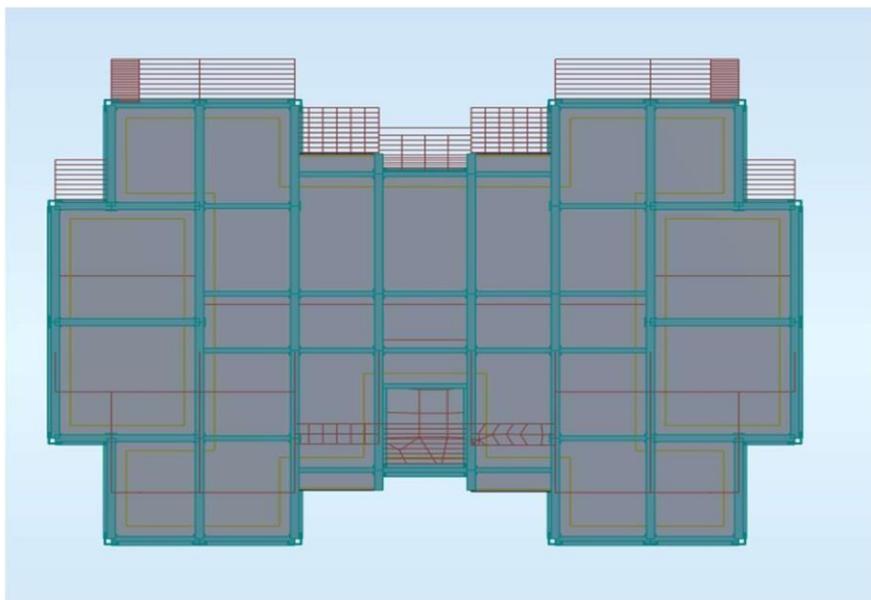
On remarque que :

- La période fondamentale de Ce modèle est $T = 0,87$ sec
- Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

- Nous devons retenir les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% selon le RPA.

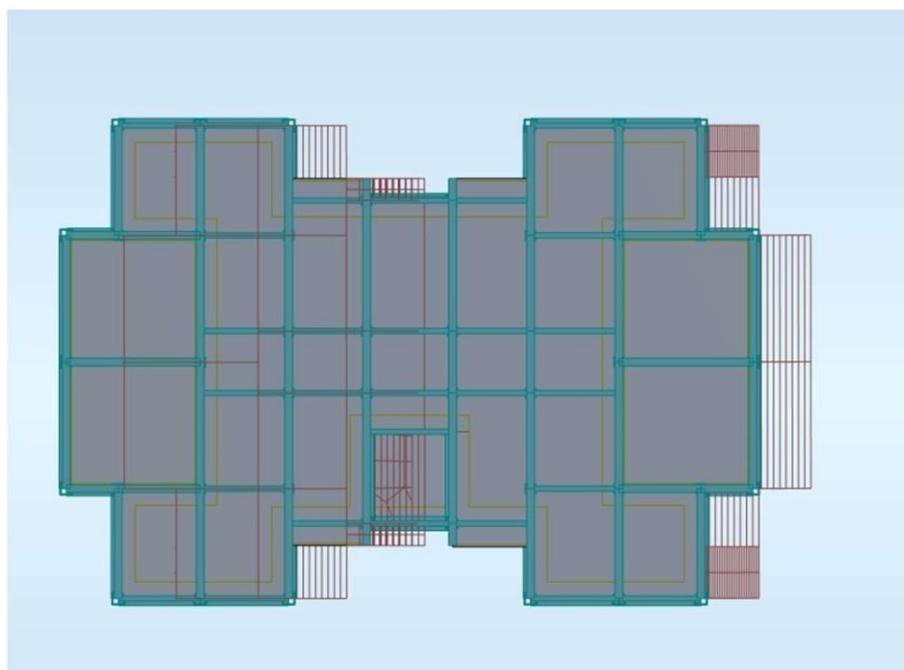
Modes de vibrations obtenus :

Le 1^{er} mode : translation suivant Y-Y.



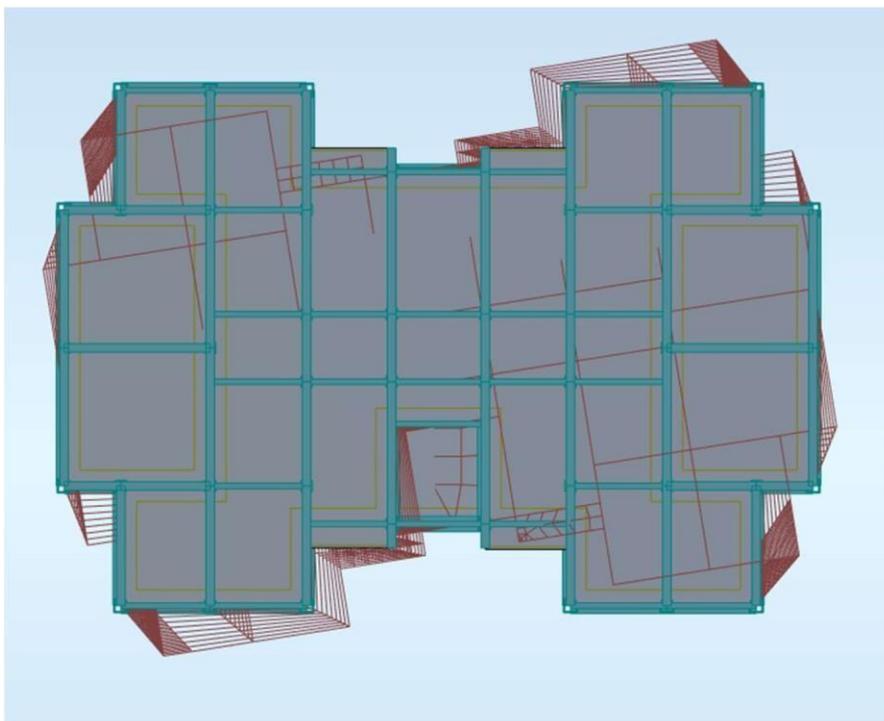
FigureIV-3 Le 1er mode de translation selon le sens Y-Y de période $T = 0,87\text{sec}$.

Le 2^{ème} mode : translation suivant X-X.



FigureV-4 Le 2^{ème} mode est de translation selon le sens Y-Y de période $T = 0,77\text{sec}$.

Le 3^{ème} mode : Rotation suivant Z-Z



FigureIV-5Le3^{ème} mode est de Rotation selon le sens Z-Z de période $T = 0,74\text{sec}$

$$T_{\text{Anal}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} \quad T_{\text{ana}} \longrightarrow = 0.86 \text{ sec} \geq 1.3(0.62) = 0.81 \text{ sec. c.v}$$

IV.4.1.6 Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 des RPA99/Version 2003).

Donc : Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0,20$

$$\text{Où : } W = \sum_{i=1}^n W_i = 44916.42 \text{ KN}$$

IV.4.2 Détermination de l'effort sismique à la base de la structure (Par la Méthode statique équivalente)

La force sismique totale à la base de la structure est

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- Pour le sens transversal : $V_x = 3054.96 \text{ KN}$
- Pour le sens longitudinal : $V_y = 2700.76 \text{ K}$

IV.4.4.2.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon avec **logiciel ROBOT**

✓ pour le sens X-X

TableauIV-6Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur(sen x-x)

Niveau	F(KN)	V(KN)
9^{ème} étage	534.33	534.33
8^{ème} étage	445.10	979.43
7^{ème} étage	332.21	1311.64
6^{ème} étage	274.58	1586.22
5^{ème} étage	237.78	1824.00
4^{ème} étage	205.57	2029.57
3^{ème} étage	182.59	2212.16
2^{ème} étage	149.05	2361.21
1^{er} étage	78.42	2439.63

✓ Pour les sens Y-Y

TableauIV-7Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y)

Niveau	F(KN)	V(KN)
9^{ème} étage	538.64	538,64
8^{ème} étage	473.1	1011,74
7^{ème} étage	378.89	1390,63
6^{ème} étage	326.07	1716,70
5^{ème} étage	280.77	1997,47
4^{ème} étage	233.21	2230,68
3^{ème} étage	194	2424,68
2^{ème} étage	148.8	2573,48
1^{er} étage	75.38	2648,86

IV.4.2.2 Calcul de l'effort tranchant modale à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivant

$$E_T = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Tableau IV-8 L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversale)

Les Modes	Période(sec)	UX (%)	UY (%)	W t(KN)	Sa/g	Ex (KN)	Ey (KN)
Mode1	0.86	71.94	0.00	44093.5043	0.071	2252.182	0
Mode2	0.77	71.94	75.09	44093.5043	0.076	2410.786	2564.269
Mode3	0.74	72.68	75.09	44093.5043	0.078	2499.678	2631.750
Mode 4	0.25	88.37	75.09	44093.5043	0.118	4597.921	3981.366
Mode 5	0.23	88.37	88.34	44093.5043	0.118	4597.921	4683.897
Mode 6	0.21	88.41	88.34	44093.5043	0.118	4600.002	4683.897
Mode 7	0.15	88.42	88.35	44093.5043	0.118	4600.522	4684.427
Mode 8	0.12	93.49	88.35	44093.5043	0.132	5441.438	5240.207
Mode 9	0.12	93.49	93.39	44093.5043	0.132	5441.438	5539.139

IV.4.2.3 Combinaison des réponses modales

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ Sont considérées indépendantes si le rapport.

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ avec } (T_i \leq T_j) \text{ vérifie la relation : } r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$$

- Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec : E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

- Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par la formule (2).

$$E_{xt} = 2\,447.21\text{KN.}$$

Et

$$E_{yt} = 2\,634.48\text{KN.}$$

TableauIV-9Valeurs des rapports T_i/T_j

Mode	Période	R	$\xi \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Vérification
Mode 1	0.86	0.90	0.558	No indépendants
Mode 2	0.77	0.96	0.558	No indépendants
Mode 3	0.74	0.34	0.558	Indépendants
Mode 4	0.25	0.92	0.558	No indépendants
Mode 5	0.23	0.91	0.558	No indépendants
Mode 6	0.21	0.71	0.558	No indépendants
Mode 7	0.15	0.80	0.558	No indépendants
Mode 8	0.12	0.10	0.558	Indépendants
Mode 9	0.12	0.14	0.558	Indépendants

IV. 4.2.4 Vérification les forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. $V_t < 0.8 V$

TableauIV-10Vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{statique}}$	Vérification
Sens X-X	2 447.21	3 054.95	2443.96	C. V
Sens Y-Y	2 634,48	2 700.760	2160.61	C.V

IV.4.2.5 Vérification de déplacement

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

✓ Sens x-x

Tableau IV-11 vérifications des déplacement (sens-x)

Étages	dr UX (cm)	1% h(cm)	Vérification
9ème	0,471	3.06	C.V
8ème	0,646	3.06	C.V
7ème	0,758	3.06	C.V
6ème	0,814	3.06	C.V
5ème	0,826	3.06	C.V
4ème	0,819	3.06	C.V
3ème	0,776	3.06	C.V
2ème	0,724	3.06	C.V
1ème	0,671	4.08	C.V

✓ Sens y-y

Tableau IV-12 vérifications des déplacement (sens y-y)

Étages	dr UY [cm]	1% h(cm)	Vérification
9ème	0,024	3.06	C.V
8ème	0,028	3.06	C.V
7ème	0,038	3.06	C.V
6ème	0,042	3.06	C.V
5ème	0,042	3.06	C.V
4ème	0,041	3.06	C.V
3ème	0,038	3.06	C.V
2ème	0,034	3.06	C.V
1ème	0,053	4.08	C.V

IV.4.2.6 Vérification de l'effet (P-Δ)

Ce Phénomène est appelé « effet PΔ ». D'après (l'article du RPA 5.9)
Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments
Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au Niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau IV-13 Vérification de l'effet (P-Δ)

Étage	P _k (KN)	H _k (cm)	Δ _x (Cm)	Δ _y (cm)	V _x (KN)	V _y (KN)	θ _x	θ _y
1 ^{ère}	5358.1720	3.06	0,471	0,024	2439,63	2648,86	0.004	0.0002
2 ^{ème}	5141.1075	3.06	0,646	0,028	2361,21	2573,48	0.005	0.0002
3 ^{ème}	5142.0089	3.06	0,758	0,038	2212,16	2424,68	0.006	0.0003
4 ^{ème}	5057.8130	3.06	0,814	0,042	2029,57	2230,68	0.007	0.0003
5 ^{ème}	5057.8130	3.06	0,826	0,042	1824,00	1997,47	0.007	0.0003
6 ^{ème}	4906.2604	3.06	0,819	0,041	1586,22	1716,70	0.008	0.0004
7 ^{ème}	4904.7295	3.06	0,776	0,038	1311,64	1390,63	0.009	0.0004
8 ^{ème}	4838.9037	3.06	0,724	0,034	979,43	1011,74	0.012	0.0005
9 ^{ème}	4526.4545	4.08	0,671	0,053	534,33	538,64	0.014	0.001

✚ Remarque

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur a 0.1 donc l'effet P-Δ est négligeable

IV.4.2.7 Vérification au renversement

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisatur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

TableauIV-14Calcul le moment de renversement sens x-x

Niveaux	F _x (KN)	d _i (m)	F _i *d _i (KN.m)
Niveau 9	534.33	30.56	16329.12
Niveau 8	445.10	27.50	12240.25
Niveau 7	332.21	24.44	8119.21
Niveau 6	274.58	21.38	5870.52
Niveau 5	237.78	18.32	4356.13
Niveau 4	205.57	15.26	3136.99
Niveau 3	182.59	12.20	2227.60
Niveau 2	149.05	9.14	1362.32
Niveau 1	78.42	6.08	476.79
			Σ=54118.93

TableauIV-15Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveaux	F _y (KN)	d _i (m)	F _i *d _i (KN.m)
Niveau 9	538.64	30.56	16460.84
Niveau 8	473.1	27.50	131260.25
Niveau 7	378.89	24.44	9260.07
Niveau 6	326.07	21.38	6971.38
Niveau 5	280.77	18.32	5143.71
Niveau 4	233.21	15.26	3558.78
Niveau 3	194	12.20	2366.8
Niveau 2	148.8	9.14	1360.03
Niveau 1	75.38	6.08	458.31
			Σ=176840.17

TableauIV-16Calcul le moment de stabilité sens x-x

Niveaux	Lx(m)	XG(m)	Bx(m)	Wi (KN)	Wi*bx(KN.m)
Niveau 9	26.70	13.19	13.51	5358.1720	72388.904
Niveau 8	26.70	13.20	13.50	5141.1075	69404.951
Niveau 7	26.70	13.20	13.50	5142.0089	69417.120
Niveau 6	26.70	13.20	13.50	5057.8130	68280.476
Niveau 5	26.70	13.20	13.50	5057.8130	68280.476
Niveau 4	26.70	13.20	13.50	4906.2604	66234.515
Niveau 3	26.70	13.20	13.50	4904.7295	66213.848
Niveau 2	26.70	13.20	13.50	4838.9037	65325.200
Niveau 1	26.70	13.10	13.60	4526.4545	61559.781
					$\Sigma=538824.79$

TableauV-17Calcul le moment de stabilité sens y-y

Niveaux	Ly(m)	YG(m)	By(m)	Wi(KN)	Wi*by(KN.m)
Niveau 9	18.40	9.25	9.45	5358.1720	50634.725
Niveau 8	18.40	9.22	9.48	5141.1075	48737.699
Niveau 7	18.40	9.22	9.48	5142.0089	48746.244
Niveau 6	18.40	9.23	9.47	5057.8130	47897.489
Niveau 5	18.40	9.23	9.47	5057.8130	47897.489
Niveau 4	18.40	9.23	9.47	4906.2604	46462.286
Niveau 3	18.40	9.23	9.47	4904.7295	46447.788
Niveau 2	18.40	9.23	9.47	4838.9037	45824.418
Niveau 1	18.40	9.17	9.53	4526.4545	43137.111
					$\Sigma=383985.25$

$$\left. \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} b_x = \min (L_x, b_x) \\ b_y = \min (L_y, b_y) \end{array}$$

Les résultats de l'étude dynamique et sismique indiquent que notre bâtiment est stable et capable de résister à divers chocs externes, tels que les séismes, suite à un bon ferrailage. De ce fait, l'ouvrage demeure stable face au renversement, avec un moment sismique (M_s) dépassant 1,5 fois le moment de renversement (M_r). De plus, la charge supportée par les fondations et la pression exercée par les terres contribuent davantage à sa stabilité

Chapitre V

Chapitre V: Étude des éléments principaux

V.1 Étude de ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux chargés de transmettre les charges des poutres aux fondations. Le calcul du ferrailage sera réalisé en tenant compte de la flexion composée due aux sollicitations les plus défavorables dans les deux directions à l'État Limite Ultime (ELU). Des vérifications sont également effectuées à l'État Limite de Service (ELS), en considérant les combinaisons suivantes pour les calculs :

V.1.1 Combinaison des charges

- Selon **BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon **RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.1.2 Calcul du ferrailage longitudinal

Le tableau suivant représente le ferrailage longitudinal des poteaux

TableauV-1 Armatures longitudinales des poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
RDC et 1 ^{er} étage	50x50	20	100	150
2 et 3 étages	50x45	18	90	135
4 et 5 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
6 et 7 ^{ème} étage	45x40	14.4	72	108
8 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96

Tableau V-2 Les efforts correspondant à chaque section de poteau

Étage	Sections (Cm ²)	ELU		ELA		ELA		N _{corr} (KN)		
		N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)		N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)			M _{max} (KN.m)	
			My	Mz		My	Mz		My	Mz
RDC et 1ère	50x50	2310.32	19.88		-617.04		60.72	110.8		685.39
2ème et 3ème	50x45	1757.79		45.23	-213.36		78.01	125.57		685.39
4ème et 5ème	45x45	1238.39	49.77		-83.61	46.57		103.72		552.55
6ème et 7ème	45x40	748.63		45.17	-60.94		15.62	91.08		306.25
8ème	40x40	280.04	56.20		-33.31		14.01		125.45	255.77

Exemple de calcul du ferrailage longitudinal

La section des Poteaux du **RDC** est 50x50 cm²

2ème cas

$$\left. \begin{aligned} N_{\min} &= -617.02 \text{KN} \\ M_{\text{corr}} &= 60.72 \text{KN.m} \end{aligned} \right\}$$

La combinaison accidentelle (**ACC**) est :

B=0.5m H=0.5m

c = 0.03 m ; d = h – c = 0.37 m. Fissuration peu nuisible

Calcul de l'excentricité

e = Mu/Nu = 60.72/617.02 = 0.09 m

N= L'effort de traction

h/2 = 0.25m > e = 0.09m  donc : la section entièrement tendue

Calcul des armatures

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} (d - d')} & e_1 &= \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G \\ A_2 &= \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} (d - d')} & e_2 &= (d - d') - e_1 \end{aligned}$$

$$e_1 = (0.5/2 - 0.050) + 0.09 = 0.29\text{m} \quad \text{et} \quad e_2 = (0.45 - 0.050) - 0.29 = 0.11\text{m}$$

$$A_1 = 4.24\text{cm}^2 \quad A_2 = 11.20\text{cm}^2 \quad \text{avec : } f_{s10} = 400 \text{ MPA}$$

Tableau V-3 Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Sections	$A_{\min \text{ RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
RDC et 1 ^{ère}	50x50	20	11.2	4T20+4T16=20.61
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x45	18	7	4T20+4T16=20.61
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	16.2	3.9	4T20+4T16=20.61
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45x40	14.4	3.4	8T16=16.08
8 ^{ème}	40x40	12.8	5.9	4T16+4T14=14.2

V.13 Calcul du ferrailage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

T : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_1, 15\text{cm})$ (zone nodale).

- $t \leq 15 \times \phi_1$ (zone courante). (ϕ_1 Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau)

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique})$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

$$- \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ

TableauV-4Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC	1ère	2ème	3ém	4ém	5ém	6ém	7ème	8ème
Section (cm)	50x50	50x50	50x45	50x45	45x45	45x45	45x40	45x40	40x40
ϕ_i^{\max} (Cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
ϕ_i^{\min} (Cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (Cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.71	4.28	4.76	4.76	4.76	4.76	5.36	5.36	5.36
V_u (KN)	108.43	108.43	98.43	98.43	79	79	64.44	64.44	64.81
l_r (Cm)	64	64	64	64	56	56	56	56	56
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	10	15	15	15	15	15	15	15
$A^i \text{ Cal (cm)}$	1.36	2.03	1.85	1.85	1.65	1.65	0.90	0.90	1.01
A^i_{\min} (Cm ²) Zone nodale	1.5	1.6	1.62	1.62	1.62	1.62	1.2	1.2	1.2
A^i_{\min} (Cm ²) Zone courante	2.25	2.4	2.43	2.43	2.43	2.43	1.8	1.8	1.8
$A^i_{\text{adoptée}}$ (Cm ²)	4T10=3.14	4T10=3.14	4T10=3.14	4T10=3.14	4T10=3.14	4T10=3.14	4T8=2.01	4T8=2.01	4T8=2.01

V14 Vérifications

1.4.1 Vérification du flambement à l'ELU

Dans ce projet, Le poteau le plus élancé se situe au niveau du Rez de chaussée, avec une longueur de 4.08m et un effort normal égal à 2310.32KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ . et B_r :Section réduite du béton

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856\text{m}$$

l_f : Longueur du flambement.

$$I = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.144\text{m}$$

I : Rayon de giration.

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.586}{0.144} = 19.833 \rightarrow \alpha = 0.799$$

$$B_r = (b-2)(a-2) = 2.25\text{m}^2 \quad \text{Section réduite}$$

On a $N_{\max} = 3966.87 \text{ KN} < N_u = 2310.32 \text{ KN}$ CV ; **donc pas de risque de flambement.**

Tableau V-5 Justification de l'effort normal ultime.

Niveaux	Section	$L_0(\text{m})$	$L_f(\text{m})$	i	λ	α	$A_s(\text{cm}^2)$	$B_r(\text{m}^2)$	$N_u (\text{KN})$	$N_{\max} (\text{KN})$
RDC	50x50	4.08	2.856	0.144	19.833	0.799	20.35	2.25	2310.32	3966.87
1ère	50x50	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.35	2.25	2031.79	3968.26
2ème	50x45	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.35	2.325	790.46	3692.87
3ème	50x45	3.06	2.142	0.144	14.875	0.820	20.35	2.325	686.89	3694.39
4ème	45x45	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	18.47	2.403	532.48	3315.09
5ème	45x45	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	18.74	2.403	429.18	3315.09
6ème	45x40	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	15.39	2.48	308.23	2872.24
7ème	45x40	3.06	2.142	0.130	16.477	0.814	15.39	2.48	199.08	2872.24
8ème	40x40	3.06	2.142	0.115	18.626	0.804	15.39	2.56	91.82	2588.49

V.1.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu préjudiciable, nous allons vérifier les poteaux les plus sollicités à chaque niveau uniquement pour la contrainte de compression du béton. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

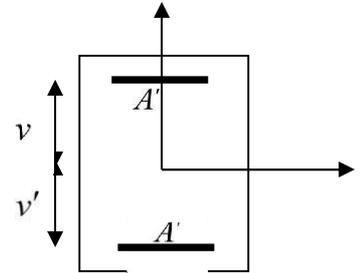
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I} \times v$$

$$A' \times 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$



FigureV-1Section d'un poteau

On a :

TableauV-6Vérification des contraintes du béton

Niveau	Section	d (Cm)	A (Cm ²)	V (m)	V' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)
	(Cm ²)									
RDC	50x50	0.45	20.35	0.27	0.23	6.30×10 ⁻³	1682.76	14.20	7.34	15
1 ^{ère}	50x50	0.45	20.35	0.27	0.23	6.30×10 ⁻³	1482.08	51.53	8.14	15
2 ^{ème}	50x45	0.45	20.35	0.27	0.23	5.77×10 ⁻³	1282.30	32.94	7.38	15
3 ^{ème}	50x45	0.45	20.35	0.27	0.23	5.77×10 ⁻³	1090.39	39.81	6.71	15
4 ^{ème}	45x45	0.41	18.47	0.25	0.2	4.25×10 ⁻³	903.63	36.14	6.59	15
5 ^{ème}	45x45	0.41	18.47	0.25	0.2	4.25×10 ⁻³	723.31	38.85	5.86	15
6 ^{ème}	45x40	0.41	15.39	0.25	0.2	3.74×10 ⁻³	546.59	32.81	5.23	15
7 ^{ème}	45x40	0.41	15.39	0.25	0.2	3.74×10 ⁻³	374.39	35.21	4.43	15
8 ^{ème}	40x40	0.36	15.39	0.22	0.18	2.65×10 ⁻³	205.04	49.96	5.43	15

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.1.4.3 Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u = 108.43 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = 5.712 \quad \text{Donc : } \lambda_g \geq 5$$

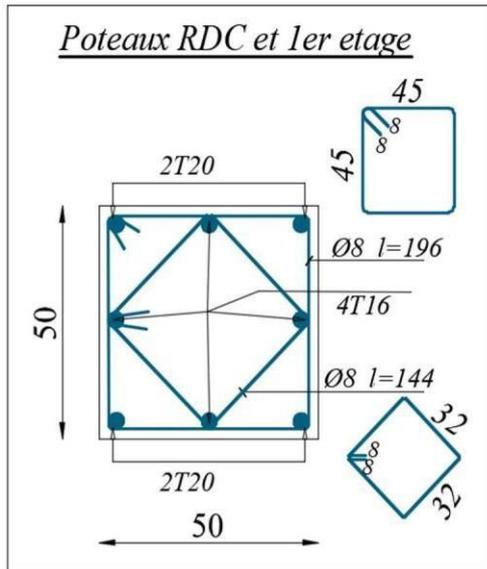
$$\rho_d = 0.075 \quad \text{Alors : } \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPA}$$

$$\tau_{bu} = \frac{108.43 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.48 \text{ MPA} \quad \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

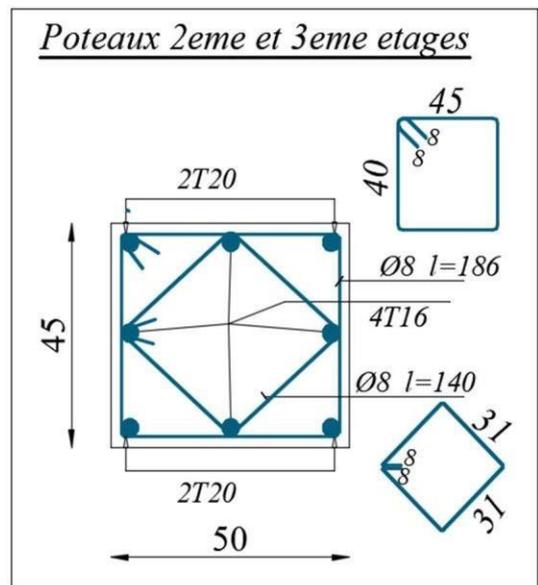
Tableau V-7 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	Mpa	$\bar{\tau}_{adm}$ Mpa	Observation
RDC	50x50	2.856	5.712	0.075	0.45	108.43	0.48	1.88	Vérifié
1 ^{ère}	50x50	2.142	4.284	0.04	0.45	108.43	0.48	1.88	Vérifié
2 ^{ème}	50x45	2.142	4.768	0.04	0.45	98.43	0.49	1	Vérifié
3 ^{ème}	50x45	2.142	4.768	0.04	0.45	98.43	0.49	1	Vérifié
4 ^{ème}	45x45	2.142	4.786	0.04	0.41	79	0.43	1	Vérifié
5 ^{ème}	45x45	2.142	4.786	0.04	0.41	79	0.43	1	Vérifié
6 ^{ème}	45x40	2.142	5.365	0.075	0.41	64.44	0.39	1.88	Vérifié
7 ^{ème}	45x40	2.142	5.365	0.075	0.41	64.44	0.39	1.88	Vérifié
8 ^{ème}	40x40	2.142	5.368	0.075	0.36	64.81	0.45	1.88	Vérifié

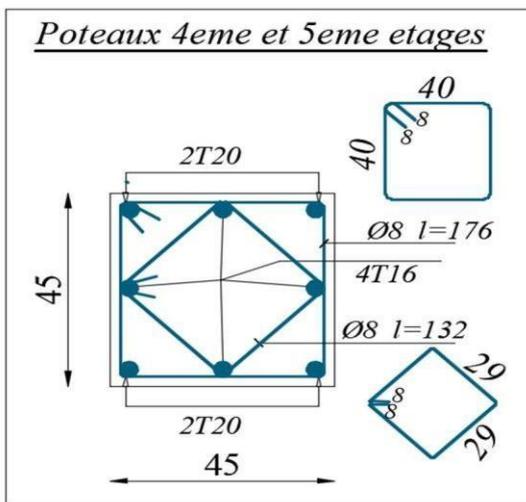
V.1.5 Schéma de ferrailage des poteaux



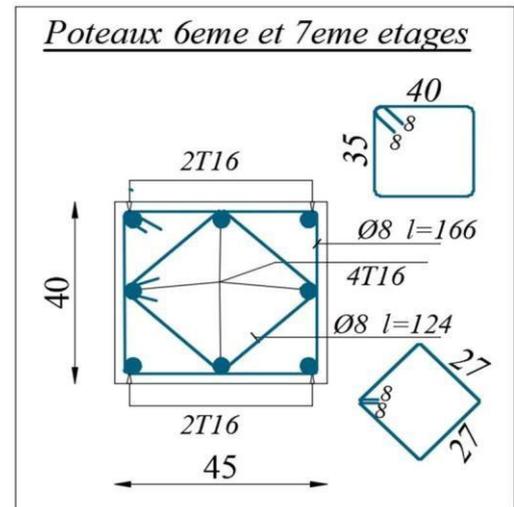
FigureV-2 poteaux RDC et 1^{er} étage



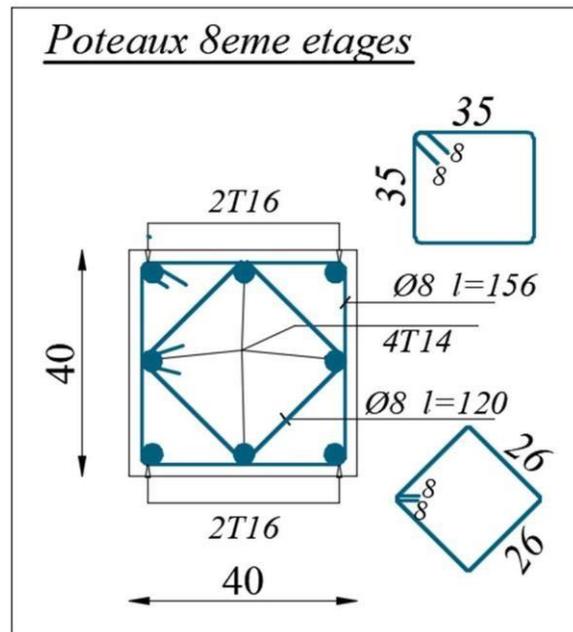
FigureV-3 poteaux 2^{eme} et 3^{eme} étage



FigureV-4 poteaux 4^{eme} et 5^{eme} étage



FigureV-5 poteaux 6^{eme} et 7^{eme} étage



FigureV-6 poteaux 8^{eme} étage

V.2 Étude de ferrailage des poutres

Le calcul du ferrailage des poutres se fera en flexion simple

V21 Combinaison des charges

➤ Selon **BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ Selon **RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.2.3 Calcul du ferrailage longitudinal

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** de la section totale du béton, c'est à dire, $A_s^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** de la section de béton en zone courante.
 - **6%** de la section de béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (**zone Iia**).
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

✚ Poutre principale

Tableau V-8 Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Niveaux	Type des poutres	Section (Cm ²)	Localisation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (RP A) (cm ²)	A _{max} (RPA) (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
RDC, étage courant et terrasse	Type 1 (La plus grande portée)	45x30	Travée	6.10	6.75	81	3T16+2T12 (chap) =8.29
			Appui	6.70	6.75	54	3T16+3T12 (Chap) =9.42
RDC et étage courante	Type 2 (Poutre liée avec voile)	45x30	Travée	4.10	6.75	81	3T14 = 4.62
			Appui	10.10	6.75	54	3T16+3T14(chap) =10.65
Terrasse	Type 3	45x30	Travée	4	6.75	81	3T14=4.62
			Appui	6.8	6.75	54	3T14+3T12(chap) =8.01

✚ Poutre secondaire

Tableau V-9 Les armatures longitudinales dans les poutres secondaires.

Niveaux	Type des poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} (RPA) (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
RDC, étage courant et terrasse	Type	30x30	Travée	0.8	3	12.40	3T12=3.39
			Appui	4.4	3	12.30	3T14+2T12(chap)=6.88

✚ Exemple de calcul des armatures longitudinales

Calcul à l'ELU

En travée : $M_t = -21.60 \text{ KN.m}$

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

$$f_{bc} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$f_s = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.60 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.167} = 0.031 \quad \mu_u < \mu_l = 0.396$$

Donc il n'y a pas d'armature comprimée $A'_s = 0$

Nous utilisons la méthode simplifiée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.039$$

$$z = d(1 - 0.6\alpha)$$

$$z = 0.405(1 - 0.6 \times 0.162) = 0.399 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_s}$$

$$A_s = \frac{21.60 \times 10^{-3}}{0.399 \times 347.826} = 4.4 \text{ cm}^2$$

En appui : $M_a = 7.08 \text{ KN.m}$

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

$$f_{bc} = 14.167 \text{ MPa} \quad f_s = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.167} = 0.010 \quad \mu_u < \mu_l = 0.396$$

Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$

Nous utilisons la méthode simplifiée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.013$$

$$z = d(1 - 0.6\alpha)$$

$$z = 0.405(1 - 0.6 \times 0.013) = 0.402 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_s}$$

$$A_s = \frac{7.08 \times 10^{-3}}{0.402 \times 347.826} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Calcul à L'ELU

En travée : $M_t = -62.86 \text{ KN.m}$

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

$$f_{bc} = 21.74 \text{ MPa} \quad f_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{62.86 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 21.74} = 0.058 \quad \mu_u < \mu_l = 0.384$$

Il n'y a pas d'armature comprimée $A'_s = 0$

Nous utilisons la méthode simplifiée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.075$$

$$z = d(1 - 0.6\alpha)$$

$$z = 0.405(1 - 0.6 \times 0.075) = 0.393m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_s}$$

$$A_s = \frac{62.86 \times 10^{-3}}{0.393 \times 400} = 3.99 \text{ cm}^2$$

en appui : $M_a = 140.79 \text{ KN.m}$

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

$$f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$f_s = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{140.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 400} = 0.132 \quad \mu_u < \mu_i = 0.396$$

Pas d'armatures comprimé $A'_s = 0$

On utilise la méthode simplifiée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.178$$

$$z = d(1 - 0.6\alpha)$$

$$z = 0.405(1 - 0.6 \times 0.178) = 0.376m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_s}$$

$$A_s = \frac{140.79 \times 10^{-3}}{0.362 \times 400} = 9.36 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \varphi$$

TableauV-10Longueur de recouvrement

$\Phi(\text{mm})$	$L_r(\text{Cm})$
16	64
14	56

V.2.4 Calcul du ferrailage des armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

TableauV-11Les armatures transversales dans les poutres.

Les Poutres	$\varphi_t(\text{mm})$	$\varphi_t(\text{cm})$	$A_t(\text{cm}^2)$ (Un cadre et un étrier)
Poutre principale	12	0.86	4T8=2.01
Poutre secondaire	14	1.29	4T8=2.01

V241 Calcul des espacements des armatures transversales

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t2} \leq 36.45 \text{ cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (u - 0.3 \times f_t 28)} \rightarrow S_{t3} \leq 166.202 \text{ cm}$

➤ $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

-

$$\gt S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \varphi\right).$$

$S_t = \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$ On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $L = 2 \times h = 90\text{cm}$.

$$A_t^{mint} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

V242 Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa})$$

Tableau V-12 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	92.22	0.759	Vérifiée
	280.80	2.31	Vérifiée
Secondaires	85.76	1.59	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}$ * Donc il n'y aura pas du risque de cisaillement.

V243 Vérification des contraintes de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

- En travée $M_{ts} = 61.68 \text{ KN.m}$

🔧 Calcule la position l'axe neutre

$$\frac{0.3}{2} \times y^2 + 15 \times (6.4 \times 10^{-4})y - 15(0.405 \times 6.4 \times 10^{-4}) = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$y = 0.132 \text{ m}$$

🔧 Calcule le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.3 \times 0.132^3}{3} + 15 \times 6.4 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.132)^2 = 1.060 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{61.68 \times 10^{-3} \times 0.132}{1.060 \times 10^{-3}} = 7.68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.68 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- En appui $M_{as} = 95.05 \text{ KN.m}$

📌 Calcul de la position de l'axe neutre

$$\frac{0.3}{2} \times y^2 + 15 \times (10.39 \times 10^{-4})y - 15(0.405 \times 10.39 \times 10^{-4}) = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$y = 0.160 \text{ m}$$

📌 Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.3 \times 0.160^3}{3} + 15 \times 10.39 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.160)^2 = 1.345 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{95.05 \times 10^{-3} \times 0.160}{1.345 \times 10^{-3}} = 11.307 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.307 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Tableau V-13 Vérification des contraintes de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (MN)	I (m ⁴)	Y(m)	σ _{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	Appui	95.05	1.345 × 10 ⁻³	0.160	11.307	Vérifiée
	Travée	61.68	1.060 × 10 ⁻³	0.132	7.68	Vérifiée
	Appui	73.98	1.659 × 10 ⁻³	0.165	7.358	Vérifiée
	Travée	46.72	1.616 × 10 ⁻³	0.163	4.712	Vérifiée
	Appui	114.21	1.735 × 10 ⁻³	0.169	11.125	Vérifiée
	Travée	61.61	1.616 × 10 ⁻³	0.163	6.214	Vérifiée
Secondaires	Appui	62.58	8.561 × 10 ⁻³	0.196	1.433	Vérifiée
	Travée	62.78	1.314 × 10 ⁻³	0.196	9.364	Vérifiée

V244 Vérifications de la flèche

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{22.5}\right)$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{15M_{0ser}}\right)$$

$$\left(\frac{A_s}{bxd}\right) \leq \left(\frac{3,6}{f_e}\right)$$

- Poutre principale (45x30)

$$h/L \geq 1/16 \longrightarrow 0.09 \geq 0.06 \quad CV$$

$$h/L \geq M_t / 10 \times M_0 \longrightarrow 0.09 \geq 0.06 \quad CV$$

$$A/b_0 \times d \geq 4.2/f_e \longrightarrow 0.005 \geq 0.010 \quad CV$$

- Poutre secondaire(20x30)

$$h/L \geq 1/16 \longrightarrow 0.090 \geq 0.06 \quad CV$$

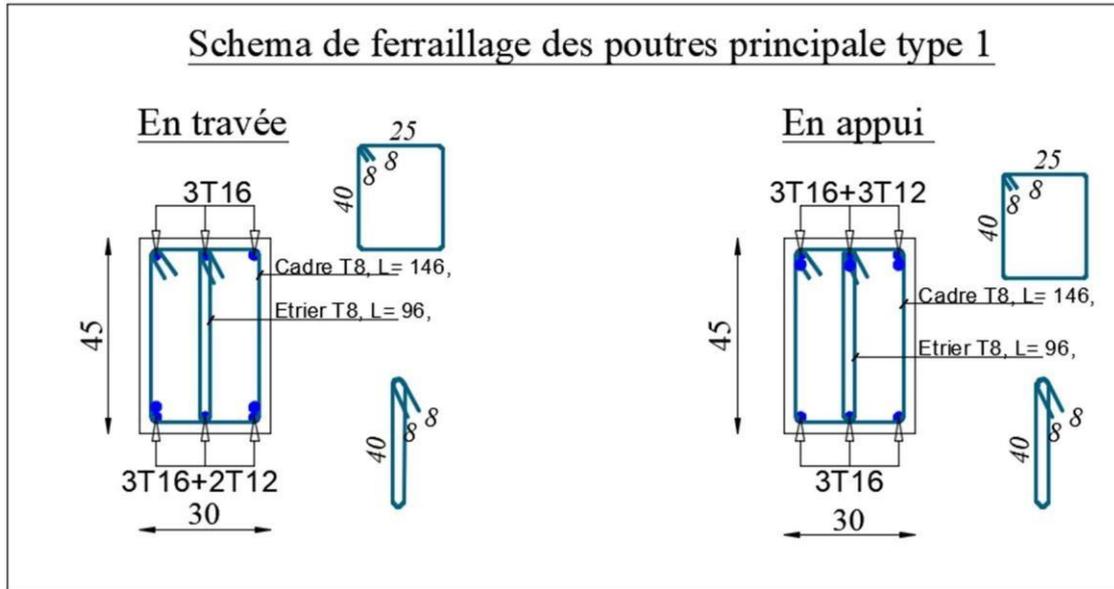
$$h/L \geq M_t / 10 \times M_0 \longrightarrow 0.1 \geq 0.06 \quad CV$$

$$A/b_0 \times d \geq 4.2/f_e \longrightarrow 0.022 \geq 0.010 \quad CV$$

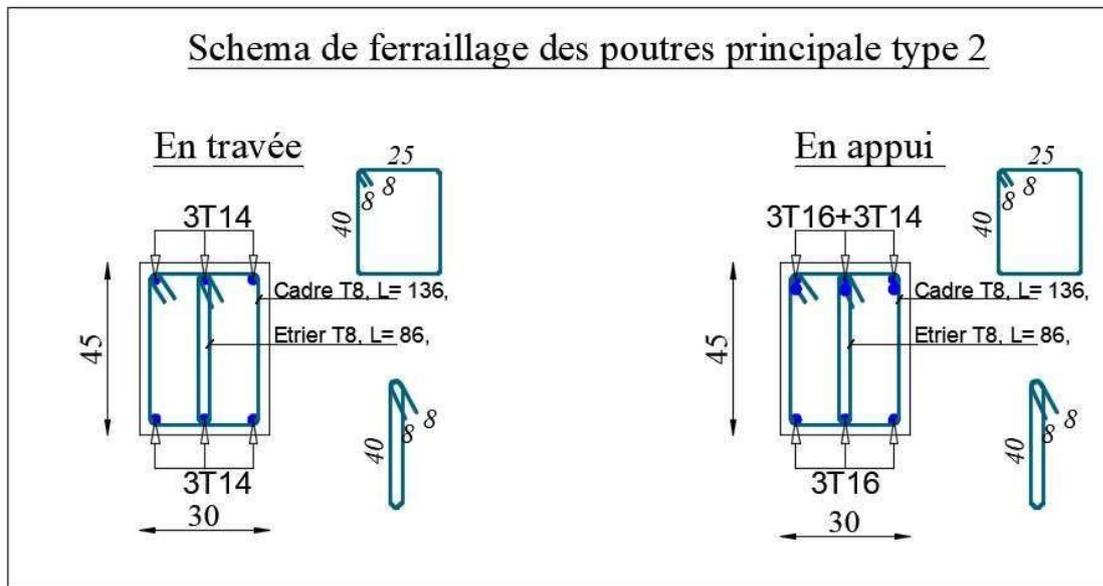
Conclusion

Comme les conditions précédentes sont tous vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

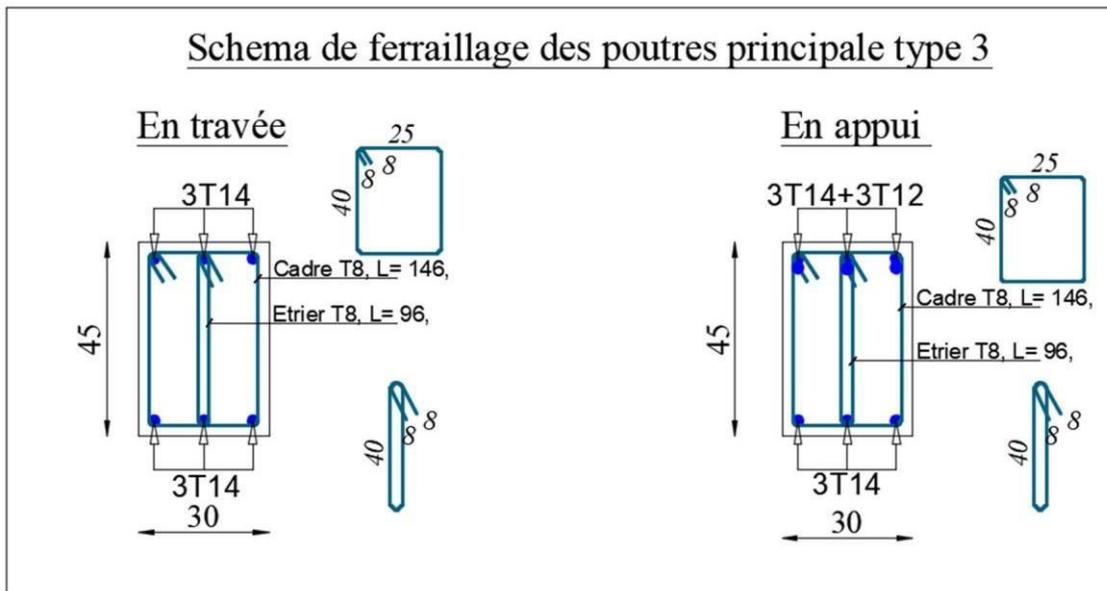
V.2.5 Schéma du ferrailage



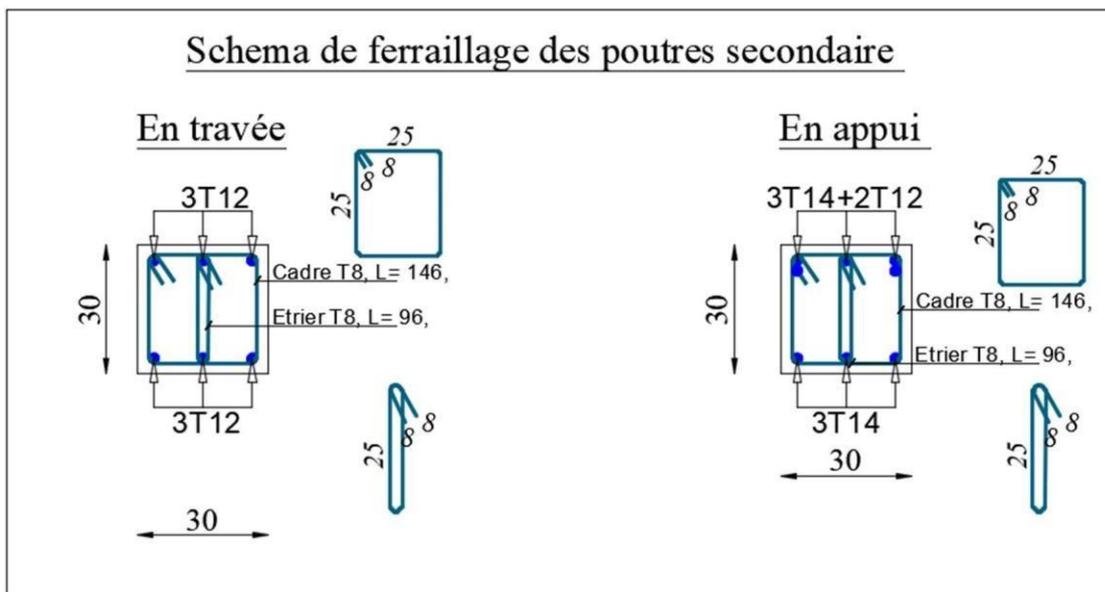
FigureV-7schéma du ferrailage des poutres principales type1



FigureV-8schéma de ferrailage des poutres principales type2



FigureV-9schéma du ferrailage des poutres principale type3



FigureV-10schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.3 Ferrailage des voiles

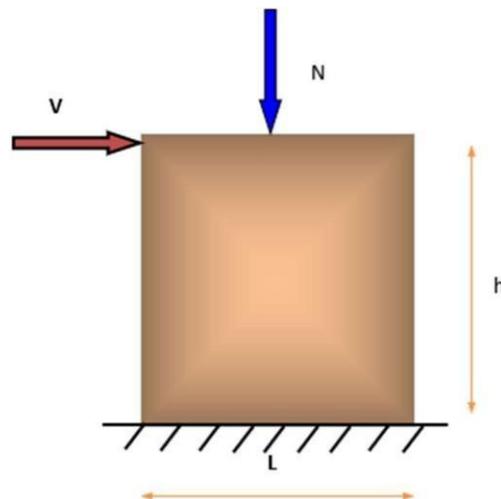
V31 Introduction

Un voile en béton armé est un mur vertical constitué de béton renforcé par des barres d'acier. Il est utilisé dans les constructions pour ses capacités à supporter des charges verticales et horizontales. Les voiles jouent un rôle crucial dans la stabilité et la rigidité des structures, notamment dans les immeubles de grande hauteur et les bâtiments soumis à des forces sismiques ou des vents forts.

On distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{H}{L} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{H}{L} < 1.5$



Figurev-11Sollicitations des voiles

V32 Les combinaisons d'action

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

❖ **Le BAEL 91**

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right\}$$

❖ **Selon le RPA 99 révisé 2003**

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

V33 Prescriptions imposées par le RPA99

➤ Armatures verticales

- ✿ Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- ✿ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- ✿ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- ✿ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- ✿ Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1 %.
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✿ L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$.
 - $S \leq 30 \text{ cm}$.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être placées sur chaque face entre les armatures verticales et la paroi du coffrage. Elles doivent être équipées de crochets à 135° d'une longueur de 10Φ . Ces armatures sont destinées à reprendre les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ **Armatures de coutures :**

Les armatures de coutures sont cruciales pour renforcer la résistance et la durabilité des structures en béton armé dans les régions sismiques. En adhérant aux directives du Règlement Parasismique Algérien, les ingénieurs peuvent concevoir des bâtiments capables de résister aux tremblements de terre de manière plus efficace, garantissant ainsi la sécurité des occupants et la longévité des constructions.

L'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

V34 Calcul des armatures verticales

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois zones.

Zone A : RDC-2ème étage.

Zone B : 3ème-5ème étage.

Zone C : 6^{ème} 8ème étage.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{aligned} \right\}$$

b) Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma}{\sigma_f} \right)^2$$

c) Calcul de Force :

$$F = \frac{\sigma_f L_t b}{2}$$

e) Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

f) Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

g) Le pourcentage minimal :**1) dans la section du voile courante :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

2) dans la zone courante :

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{courante}}$$

Avec : $l_{\text{courante}} = L - 2L_t$

V35 Vérifications

V35.1 Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (N_s effort normal de service)

B: section du béton.

A: Section d'armatures adoptées.

5.3.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA 99

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

\underline{d} : hauteur utile ($d=0.9h$)

\underline{h} : hauteur totale de la section brute

\underline{e} : épaisseur du voile.

V : effort tranchant.

- Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

τ_u : contrainte de cisaillement

V36 Exemple de calcul d'un voile de la zone 1

Zone I avec $L = 2\text{m}$; $e = 0.25\text{m}$

V36.1 Détermination des sollicitations

$N = 1869.44 \text{ KN}$

$M = 920.96 \text{ KN.m}$

$V = 261.76 \text{ KN}$

$$B = L \times e = 2.25 \times 0.25 = 0.563 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.237 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.125 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1869.44}{0.563} + \frac{920.96 \times 1.125}{0.237} = 7692.143 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = \frac{1869.44}{0.563} - \frac{920.96 \times 1.125}{0.237} = -1051.148 \text{ kN/m}^2$$

→ La section est partiellement comprimé

σ_2

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.27m$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e = 35.48 \text{ K}$$

V37 Calcul des armatures des voiles

✓ Armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{35.48 \times 10^{-3}}{400} = 0.862 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures minimales

- Selon RPA :

La longueur minimale d'après le RPA

$$A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (zone tendue)}$$

On adopte : 3HA10 = 2.36 cm²

✓ Espacement :

La longueur minimale d'après RPA :

- Longueur de la zone d'about : $L/10 = 200/10 = 20 \text{ cm}$
- Longueur de la zone courante : $L - (L/10) = 180 \text{ cm}$.

✓ L'espacement de la zone courante :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30) \longrightarrow S_t \leq \min(37.5; 30)$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

✓ L'espacement de la zone d'about

$$\checkmark S_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

❖ Conclusion

On adopte comme ferrailage verticale :

- ✓ Dans la zone d'about 3HA10 par nappe
- ✓ Dans la zone courante 10HA10 par nappe
- ✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 261.76 \times 10^{-3}}{400} = 9.16 \text{ cm}^2$$

Des armatures de couture sont envisagées en cas de reprise de bétonnage. Dans notre situation, étant donné l'absence de reprise de bétonnage, nous ne prévoyons pas l'ajout d'armatures de couture en complément des armatures verticales.

- ✓ **Armature horizontale :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{10.21}{4} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_H \text{ adop} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ Cm}^2 / \text{nappe}$$

$$S_t \leq \min(1.5e; 30) \longrightarrow S_t \leq \min(37.5; 30)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- ✓ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

V38 Vérification

V381 Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 261.76 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.25} = 0.73 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ condition vérifiée}$$

- Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{261.76 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.25} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

condition vérifiée

V382 Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1192.76 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.25 + (15 \times 21.55 \times 10^{-4})} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Voile de longueur L= 2m

Zone	L	(M, N (KN)	M	σ_1	σ_2	Section	L_i (m)	L_c	F	A_{Vcal}	
(s)	(m)	(N)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)			(m)	(KN)	(cm ²)	
1	2	N (max)	1869.4	920.9	7692.14	-1051.14	SPC	0.27	1.98	35.48	0.862
		4									
		N (min)	433.43	42.02							
		M (max)	1021.8	920.96			SPC	0.27	1.98	35.48	0.862
		7									
2	2	N (max)	1129.0	38.18	2543,3	-160.5	SPC	0,13	2.12	27	0.07
		3									
		N (min)	195.99	179.80							
		M (max)	670.16	285.17			SPC	0.13	2.12	27	0.07
3	2	N (max)	596.59	65.35	2031,4	-1473,6	SPC	0.95	1.3	174.3	4.36
		N (min)	25.96	133.77							
		M (max)	156.86	369.67			SPC	0.95	1.3	174.3	4.36

Voile de longueur L= 1.5m

Zone	L	(M, (N)	N (KN)	M	σ_1	σ_2	Section	L_i (m)	L_c	F	A_{vcal}
(s)	(m)			(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)			(m)	(KN)	(cm ²)
1	1.5	N (max)	1896.4	404.6	5409,7	-3835,9	SPC	0,62	0.88	298,4	7.46
		N (min)	7.52	412.8			SPC	0,62	0.88	298,4	7.46
		M (max)	295.09	433.3			SPC	0,62	0.88	298,4	7.46
2	1.5	N (max)	1083.3	19.63	674,3	2580	SEC	/	1.5	610.18	00
		N (min)	381.65	85.06			SEC	/	1.5	610.18	00
		M (max)	610.19	89.33			SEC	/	1.5	610.18	00
3	1.5	N (max)	579.71	20.33	365,1	1583	SEC	/	1.5	365.27	00
		N (min)	239.76	14.31			SEC	/	1.5	365.27	00
		M (max)	365.26	57.09			SEC	/	1.5	365.27	00

➤ Voile de longueur L= 1m :

Zone	L	(M, N (KN)	M	σ_1	σ_2	section	L_i (m)	L_c	F	A_{vcal}	
(s)	(m)	(N)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)			(m)	(KN)	(cm ²)	
1	1	N (max)	1364.5	4.04	3504,9	-2903,1	SPC	0.45	0.55	164.4	4.11
		N (min)	75.22	133.50			SPC	0.45	0.55	164.4	4.11
		M (max)	75.22	133.50			SPC	0.45	0.55	164.4	4.11
2	1	N (max)	483.16	0.04	600.4	2099.4	SEC	/	1	337.48	00
		N (min)	7.64	6.41			SEC	/	1	337.48	00
		M (max)	337.47	31.23			SEC	/	1	337.48	00
3	1	N (max)	240.78	6.78	389,3	1333	SEC	/	1	215.30	00
		N (min)	0.11	3.20			SEC	/	1	215.30	00
		M (max)	215.28	19.66			SEC	/	1	215.30	00

❖ Ferrailage des voiles

Tableau V-14 Ferrailages longitudinale de voile 1

Les sollicitations		Choix des barres (armatures verticales/nappe)				
Les Zones	L(m)	$A_{v \text{ Cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{Cm}^2)$	Choix	$S_t (\text{cm})$
1	2	0.862	7.5	10.21	13T10	20
2	2	0.07	7.5	10.21	13T10	20
3	2	4.36	7.5	10.21	13T10	20

Tableau V-15 Ferrailages transversale de voile 1

Les sollicitations		Choix des barres (armatures horizontales) /nappe			
Les Zones	L(m)	$A_{H \text{ BAEL}} (\text{Cm}^2)$	$A_{H \text{ adop}} (\text{Cm}^2)$	Choix	$S_t (\text{cm})$
1	2	2.55	3.14	4HA10	20
2	2	2.55	3.14	4HA10	20
3	2	2.55	3.14	4HA10	20

Tableau V-16 Ferrailages longitudinale de voile 2

Les sollicitations		Choix des barres (armatures verticales) /nappe				
Les Zones	L(m)	$A_{v \text{ Cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min VOILE RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	Choix	$S_t (\text{cm})$
1	1.5	7.46	5.63	10.21	13T10	20
2	1.5	00	5.63	10.21	13T10	20
3	1.5	00	5.63	10.21	13T10	20

TableauV-17Ferraillages transversale de voile 2

Les sollicitations		Choix des barres (armatures horizontales) /nappe			
Les Zones	L(m)	A _H BAEL (Cm ²)	A _H adop (Cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	1.5	2.55	3.14	3HA10	20
2	1.5	2.55	3.14	3HA10	20
3	1.5	2.55	3.14	3HA10	20

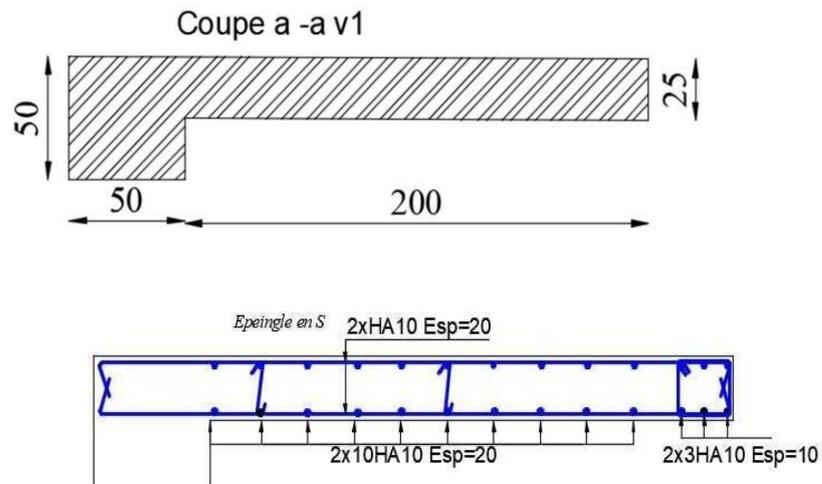
TableauV-18Ferraillages longitudinale de voile 3

Les sollicitations		Choix des barres (armatures verticales) /nappe				
Les Zones	L(m)	A _V Cal (cm ²)	A _{min} VOILE RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	1	4.11	3.75	6.28	8T10	20
2	1	00	3.75	6.28	8T10	20
3	1	00	3.75	6.28	8T10	20

TableauV-19Ferraillages transversale de voile 3

Les sollicitations		Choix des barres (armatures horizontales) /nappe			
Les Zones	L(m)	A _H BAEL (cm ²)	A _H adop (Cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	1	1.57	2.01	4HA8	20
2	1	1.57	2.01	4HA8	20
3	1	1.57	2.01	4HA8	20

V39 Schéma de ferrailage

**FigureV-11** Schéma et coupe de ferrailage de voile

Chapitre VI

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

VI.1 Introduction

Les infrastructures des bâtiments constituent l'ensemble des éléments de base nécessaires pour assurer le bon fonctionnement, la sécurité et le confort des occupants. Elles comprennent plusieurs systèmes et composants essentiels qui doivent être soigneusement conçus, installés et entretenus. Les fondations supportent la charge du bâtiment et la transmettent au sol de manière à éviter tout affaissement ou mouvement. Nous plusieurs types à savoir des fondations superficielles (semelles, radiers) et fondations profondes (pieux).

VI.2 Types des fondations

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après le rapport géotechnique, qui indique une contrainte du sol de 2 bars, le type de fondation recommandé est un radier général, ancré à 2 mètres sous le niveau de base.

Le choix du type de fondation est déterminé par deux principaux critères : la stabilité de l'ouvrage et l'économie., et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrages est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle et réduire les tassements différentiels entre les blocs.

VI.3 Vérification du type de semelle dans ce projet

- $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$ \Rightarrow Semelles isolées sous poteaux et filantes sous voiles
- $\frac{S_s}{S_b} \geq 50\%$ \Rightarrow Radier général

Avec :

- $S_s : S_{voiles} + S_{poteaux}$
- $S_b : \text{surface de la structure (largeur x longueur)} = 395.18\text{m}^2$

VI.4 Exemple de calcul

VI.4.1 Calcul de la surface des voiles

Pour un voile de 1 m : $S = (B \times L) \times n$

Avec :

- n : nombres des voiles de 1 m
- $N_v = 376.06 \text{ KN}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$

$$S \geq \frac{N_v}{\sigma_{sol}} = \frac{376.06}{200}$$

$$S \geq 1.88 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{S}{L} = \frac{1.88}{1} = 1.88 \text{ m}$$

$$S = (1.88 \times 1) \times 36 = 30.09 \text{ m}^2$$

Le calcul des autres types de voiles par la même méthode

$$S_{\text{totales v}} = \sum S_i = 834.96 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(1)$$

VI.4.2 Calcul de la surface des poteaux

$$S = (a \times b) \times n$$

Pour: $a = b = 0.5 \text{ m}$

$$N_p = 2310.32 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N_p}{\sigma_{sol}} \Rightarrow a = \frac{0.5}{0.5} = 1$$

$$\text{Donc: } S = a^2$$

$$a = \sqrt{S} = \sqrt{11.55} = 3.40 \text{ m}$$

$$S = (3.40 \times 3.40) \times 88 = 1017.28 \text{ m}^2$$

La même méthode pour les autres poteaux

$$S_{\text{totales P}} = \sum S_i = 1689.81 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(2)$$

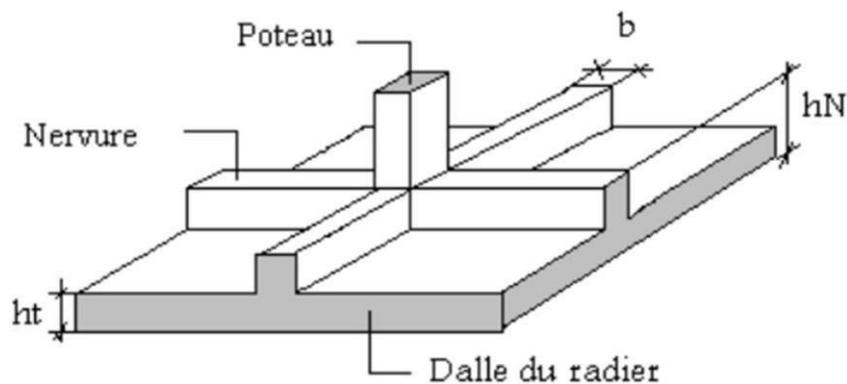
Donc : $I_{\text{finale}} = (1) + (2) = 2524.77 \text{ m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = 68\% \geq 50\%$$

Comme la surface totale des fondations dépasse 50 % de la surface du bâtiment, ce qui entraîne un chevauchement entre les semelles, ce choix n'est pas approprié. Par conséquent, nous opterons plutôt pour un radier général.

VI.5 Prédimensionnements du radier général

Un radier est une fondation superficielle qui recouvre la totalité de la surface de la construction.



FigureVI-1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.5.1 Hauteur de nervure h_n

L'épaisseur du radier (h) doit répondre aux critères suivants :

➤ **Selon la condition forfaitaire**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_n < \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : $L_{\max} = 5.15$ m cette distance est la plus grande entre deux points d'appuis

D'où : $64.38 \text{ cm} < h_n < 103 \text{ cm}$

$$h_n = 83.69 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_n = 90 \text{ cm}$ (1)

➤ **Condition de rigidité (longueur élastique)**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{Avec :} \quad L_e = \sqrt{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

- $E = 32164,20\text{MPa}$ (module d'élasticité du béton)
- $K = 0,5[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol
- $K = 4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne
- $K = 12 [\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol
- Pour notre cas **$K=4\text{kg/m}^3$** (Le cas d'un sol de densité moyenne).
- b : largeur du radier, les calculs sont faits pour une bande de 1 mètre linéaire
- I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

Donc on aura :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \rightarrow h_n \geq 0.76 \text{ m}$$

Donc on prend : $h_n = 76 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$

D'après (1) et (2) on opte $\Rightarrow h_n = 90\text{cm}$

VI.5.2 La largeur de nervure b_n

La largeur de nervure du radier = largeur du poteau + 5cm

$$b_n = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

VI.5.3 Hauteur de la dalle du radier

Pour dimensionner la dalle du radier, elle doit répondre à la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{515}{20} = 25.75 \text{ cm}$$

On choisit une hauteur de $h_r = 30 \text{ cm}$ pour la dalle du radier

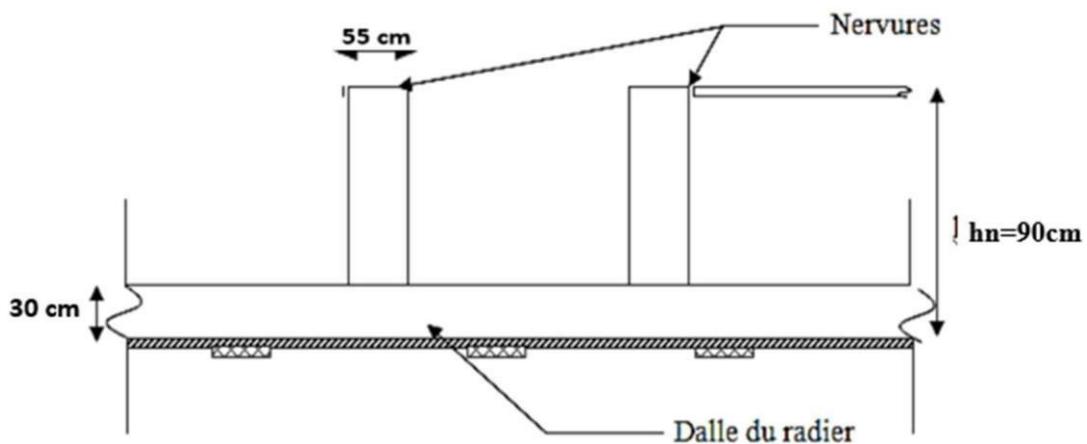


Figure VI-2 Dimensions des radier

VI.5.4 Calcul de la surface du radier

Pour déterminer la surface du radier nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\max} + G'}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{avec: } \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

Avec G' : est le poids de l'infrastructure

Pour notre cas, on constate que :

$N_{\text{ser}} = W_b = 4874.49 \text{ t}$ d'après les résultats obtenus à partir de notre modélisation

$G' = 498.02 \text{ t}$

Poids totaux = $W_{\text{bat}} + W_{\text{infra}} = 5372.52 \text{ tons}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}} + G'}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{4874.9 + 498.2}{20}$$

$S_{\text{radier}} \geq 268.63 \text{ m}^2$ On prend $\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} = 395.18 \text{ m}^2$

\Rightarrow on a pas besoin d'un débord

VI.6 Vérification de la contrainte tangentielle

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 \cdot c_i}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 90 = 81 \text{ cm}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis-à-vis l'ELU. qL

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$N_u = 7339,658 \text{ t}$$

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{7339,658 \times 1}{395,18} = 185,73 \text{ kN/ml}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = W \text{ du bat} \Rightarrow \text{on l'opte directement par ROBOT} + 1,35(W \text{ radier})$$

$$\text{onc : } V_u = \frac{185,73 \times 1}{2} = 92,87 \text{ kN}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0,9h} \rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9b\bar{\tau}_u} = \frac{92,87 \times 10^3}{0,9 \times 1 \times 3,5} = 29,48 \text{ cm}$$

$$h_r = 90 \text{ cm} > 29,48 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI.7 Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier
- N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELU.

Pour notre structure, $N_u \text{ max} = 2310,32 \text{ kN}$

de dimensions **a=50cm et b=50cm**

- h : Epaisseur du radier

appliqué sur un poteau de section
rectangulaire

- $\mu_c = (a + b + 2h)2 = (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5,6 \text{ m}$

$$2310.32 \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 3780 \text{ KN}$$

$$2310.32 \text{ KN} < 3780 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement

VI.8 Vérification de la stabilité du radier

VI.8.1 Vérification à l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq F_s * \gamma * Z * S$$

- W : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 48745 + 49802 = 53725,2 \text{ KN}$$

- F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5
- γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3
- Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 2.00 m)
- S : surface de radier = 395.18 m^2
- D' où : $W = 53725,2 \text{ KN} > 1.5 \times 10 \times 2 \times 395.18 = 11855.4 \text{ kN}$

=> Condition vérifiée

La condition est vérifiée ; donc pas de risque de soulèvement

VI.8.2 Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale

La contrainte du sol sous le radier $\sigma \leq \sigma^-$; donc on doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec: } N_T = N_{\text{ser}} + G'$$

Avec N_{ser} : Effort normale du aux charges verticales à L'ELS ($N_{\text{ser}} = W_b = 48745 \text{ KN}$)

G' : le poids de l'infrastructure $G = W_{\text{serv}} + W_{\text{rad}} = 4980.2 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{53725.2}{395.18} = 135.95 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.9 Vérification des contraintes dans le sol

- A L'ELS

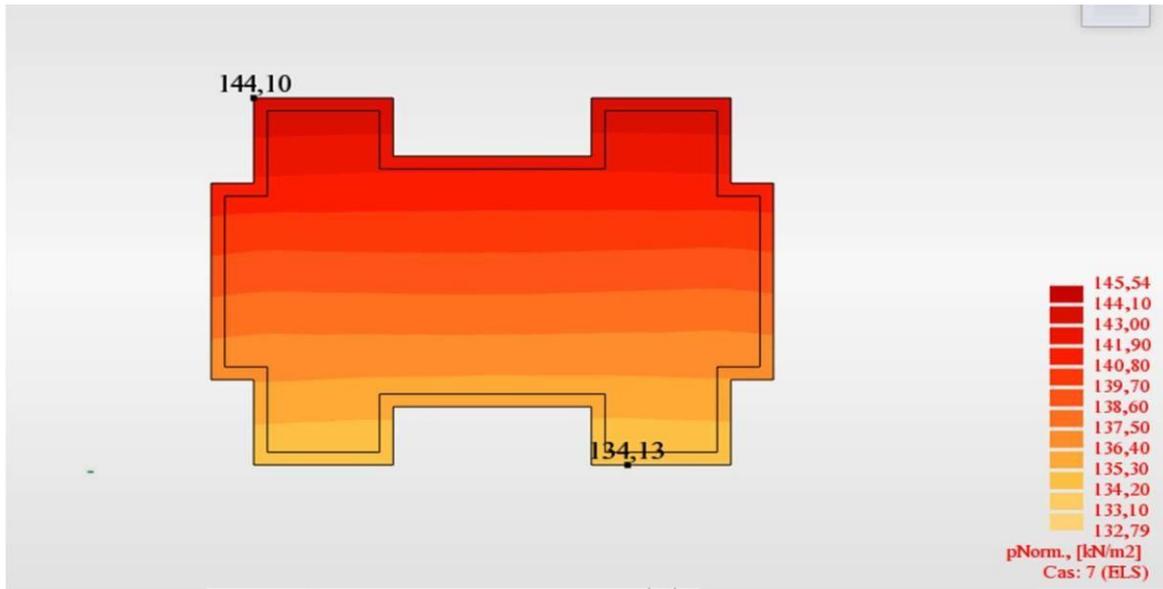


Figure VI-3 Les contraintes du sol sous le radier à L'ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(144,10) + 134,13}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 141,61 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

- A L'ELU

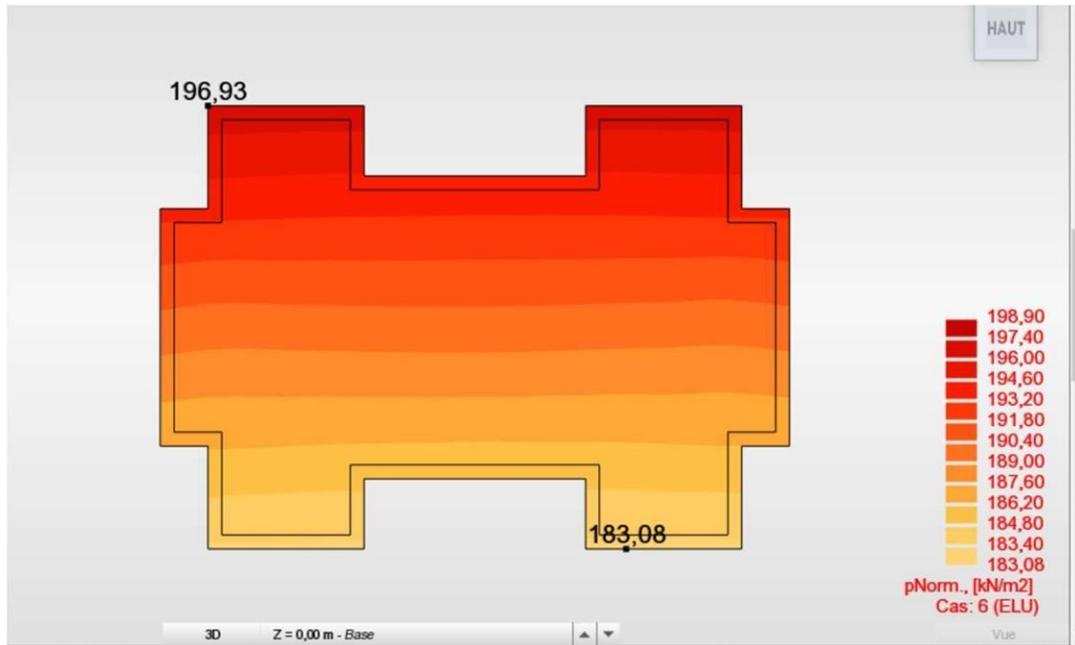


Figure VI-4 les contraintes du la sole sous le radier a L'ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(196.93) + 183.08}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 193.47 \text{ KN} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

- A L'ELA

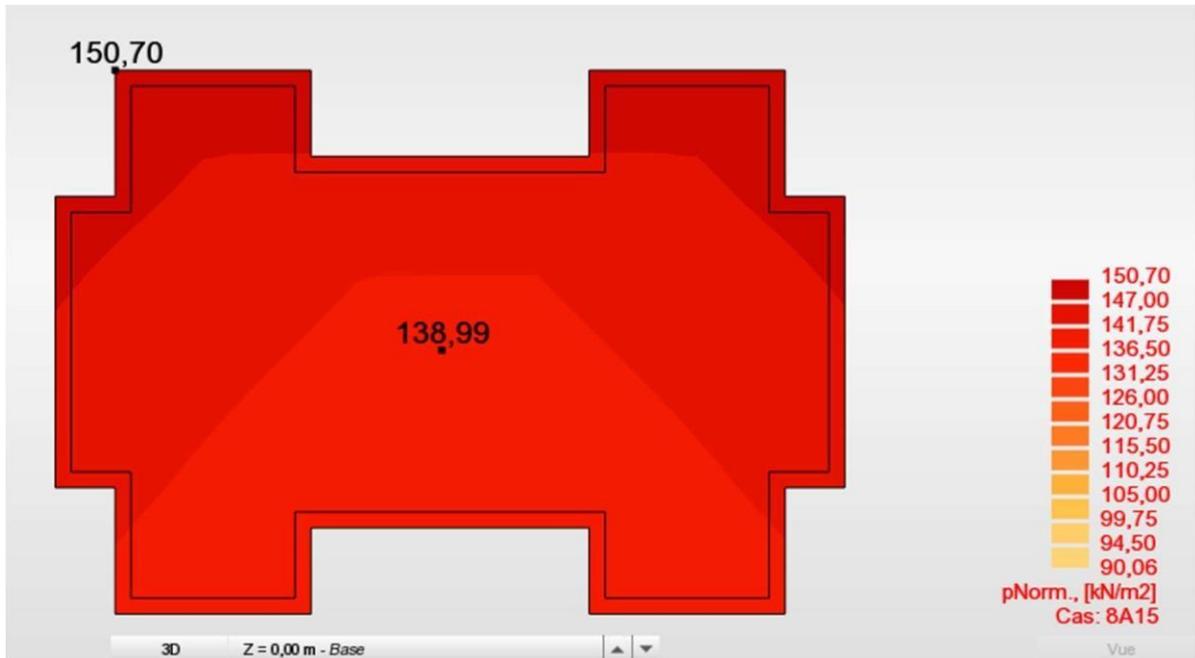


Figure VI-5 Les contraintes du sol sous le radier a L'ELA

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$= \frac{3(150.70) + 90.06}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 135.54 \text{ KN} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

VI.10 Ferrailage du radier

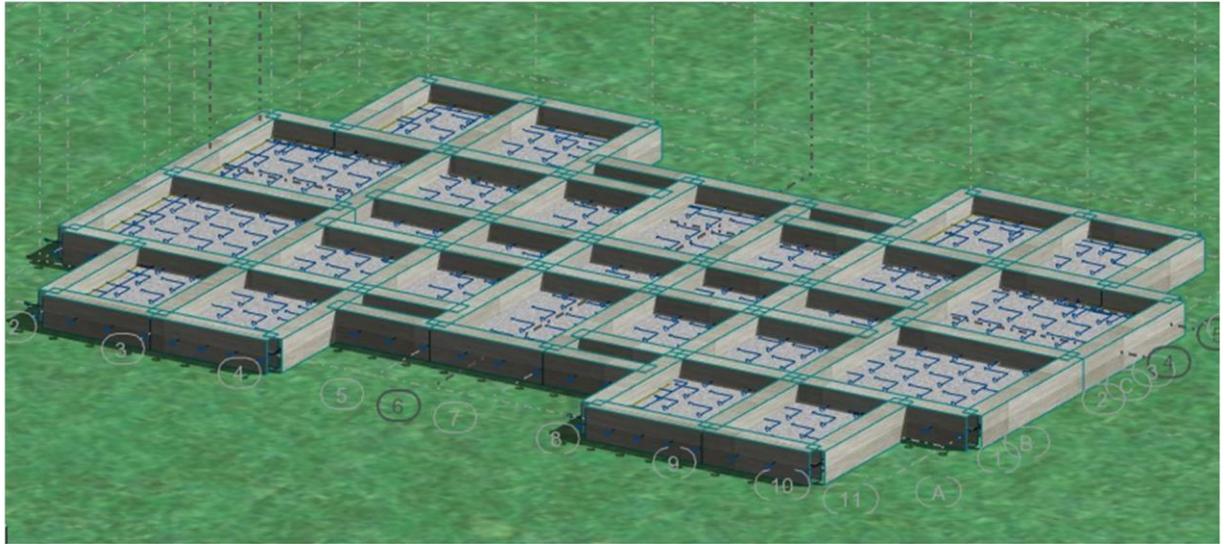


Figure VI-6 Vue 3D du radier

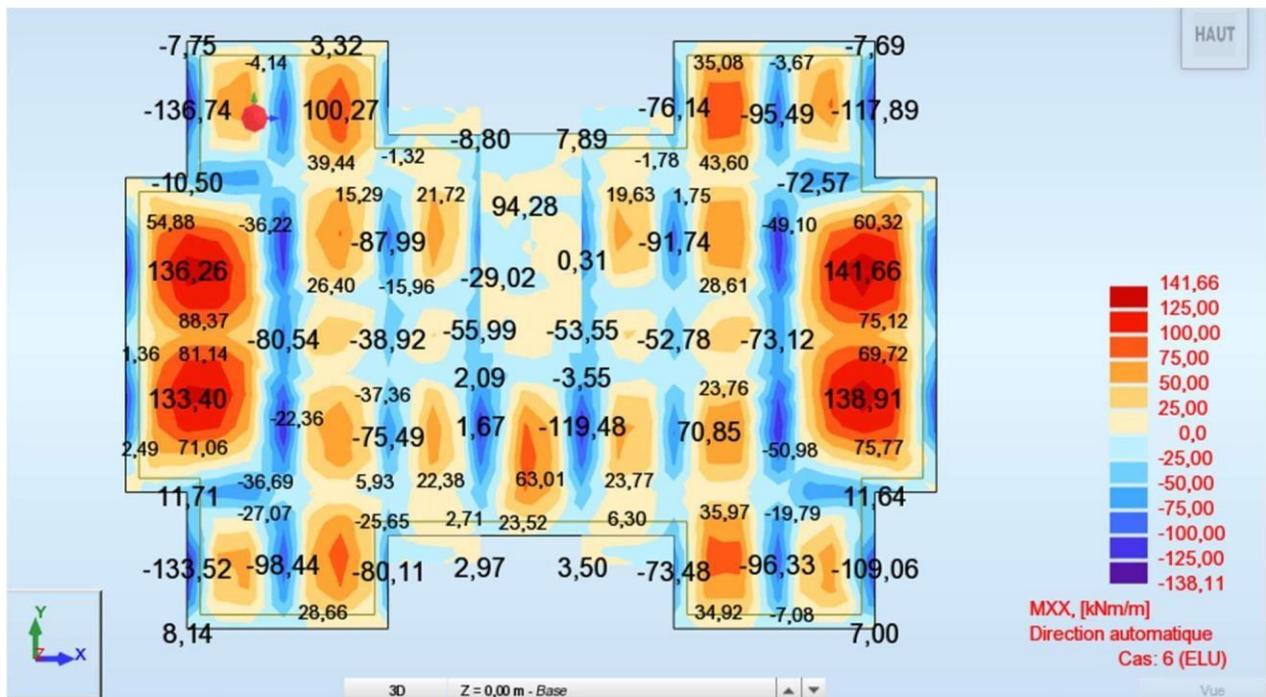


Figure VI-7 Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens(x-x) (combinaison ELU)

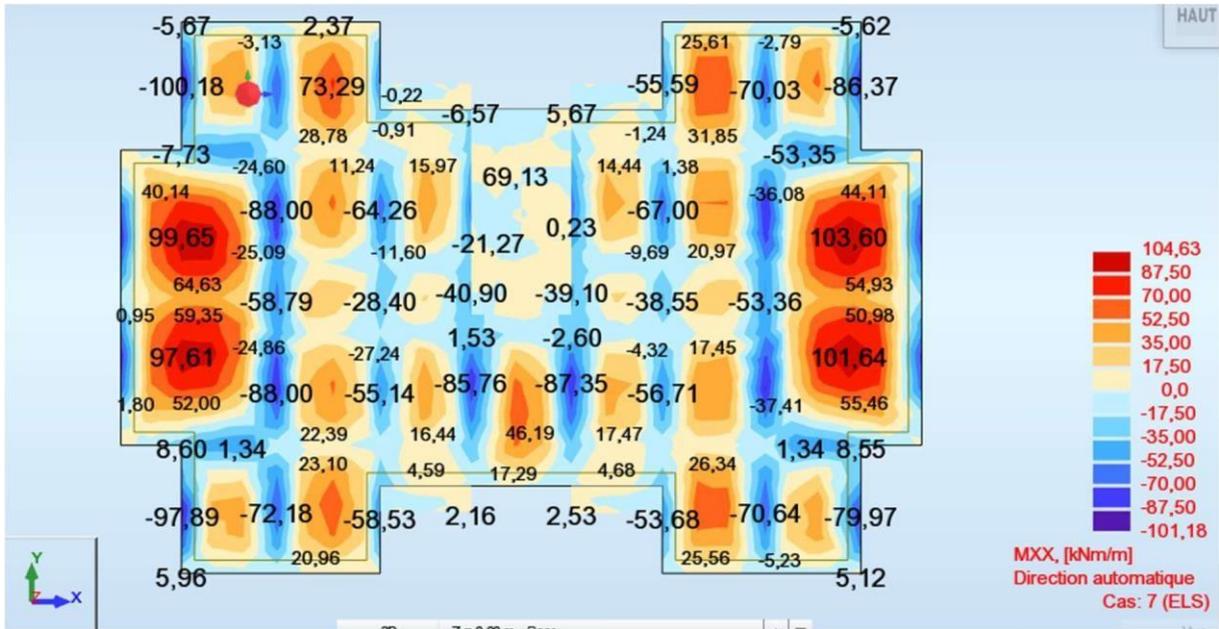


Figure VI-8 Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens(x-x) (combinaison ELS)

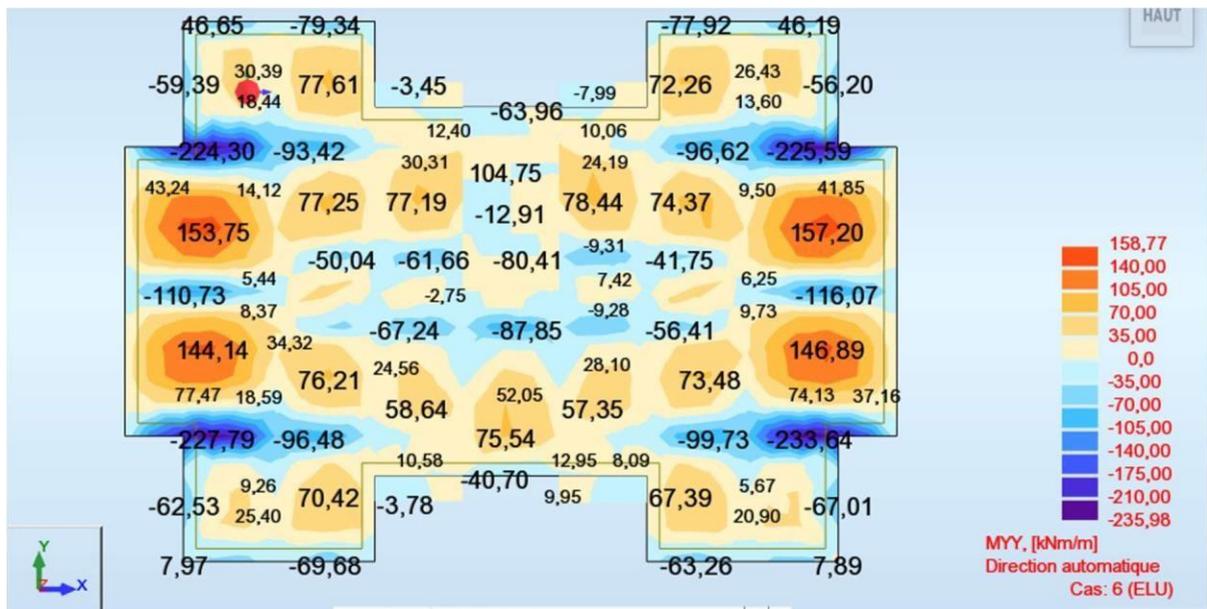


Figure VI-9 Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens(Y-Y) (combinaison ELU)

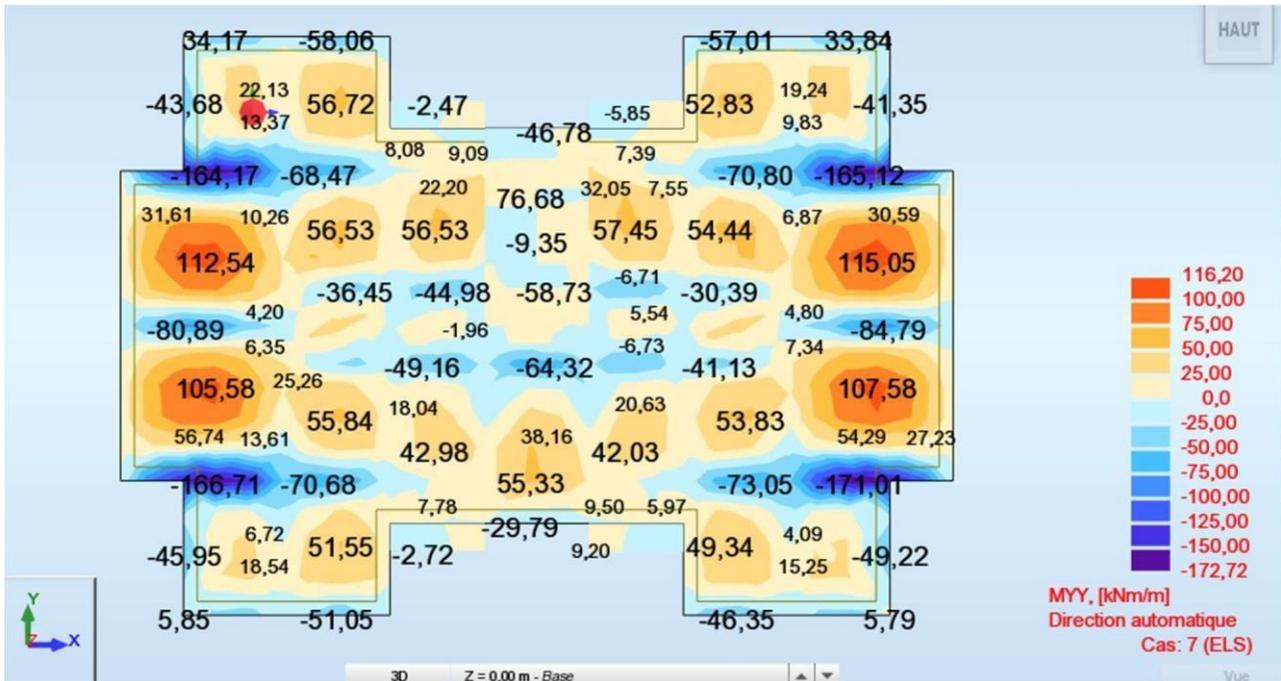


Figure VI-10 Moment au radier au niveau d'appuis et travée sens(Y-Y) (combinaison ELS)

Tableau VI-1 Moment des radier suivant les deux sens à l'ELU

M _{x-x} (KN.m)		M _{y-y} (KN.m)	
Travée	Appui	Travée	Appui
-138.11	141.66	158.77	-235.98

Tableau VI-2 Moment des radier suivant les deux sens à l'ELS

M _{x-x} (KN.m)		M _{y-y} (KN.m)	
Travée	Appui	Travée	Appui
-101.18	104.63	116.20	-172.72

VI.11 Calcul du ferrailage de la dalle du radier

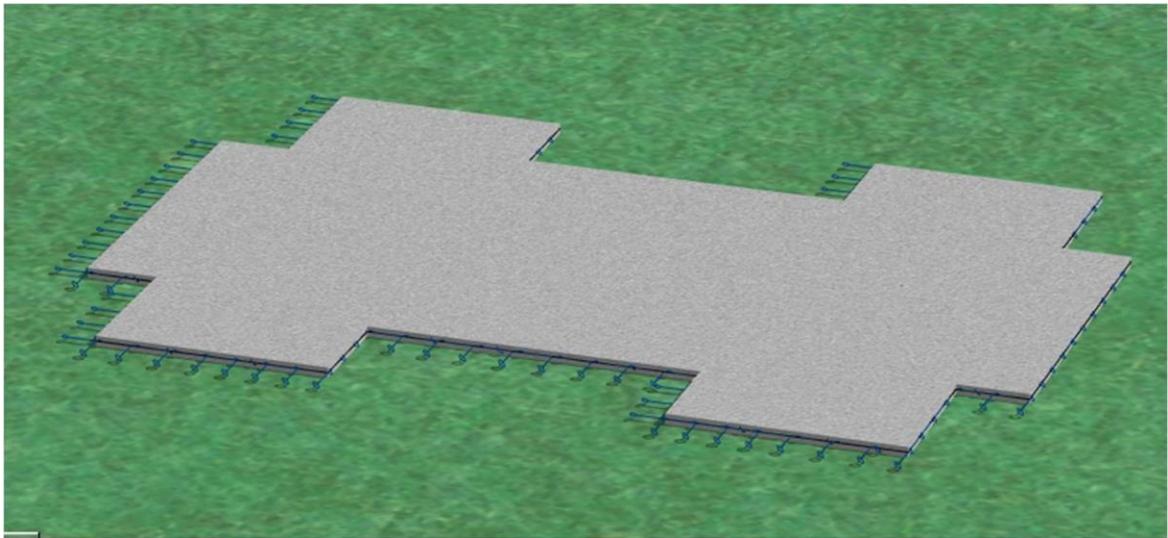


Figure VI-11 vue 3D de la dalle radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section $(b \cdot h) = (1,00 \cdot 0,30) \text{ m}^2$; et en deux directions ; l'une suivant l'axe $x.x'$ et l'autre suivant l'axe $y.y'$

Avec :

$$h = 30 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm} \quad d = 0,9 \cdot h = 27 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

VI.11.1 Ferrailage à l'ELU

✓ Sens $x.x'$:

Tableau VI-3 Ferrailage des radier suivant le sens $x.x'$

	$M_{x.x'}$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Nappe supérieure	141.66	100	27	0.137	0.185	0.25	16.28	3.26	9T16=18.10cm ² /ml
Nappe inférieure	-138.11	100	27	0.134	0.181	0.25	15.87	3.26	8T16=16.08cm ² /ml

✓ Sens y.y' :

Tableau VI-4 Ferrailage des radier suivant le sens y.y'.

	$M_{x.x'}$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Nappe sup	158.77	100	27	0.154	0.210	0.247	18.47	3.26	10T16=20.11cm ² /ml
Nappe inf	-99.73	100	27	0.096	0.126	0.26	10.36	3.26	7T14=10.78 cm ² /ml
Nappe inf (zone nodale)	-235.98	100	27	0.228	0.328	0.234	28.97	3.26	7T14+6T20 = 29.63cm ² /ml

VI.11.2 Ferrailage a l'ELU

✓ Sens x.x' :

Tableau VI-5 Ferrailage des radier suivant le sens x.x'

	$M_{x.x'}$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	-101.18	100	27	0.098	0.129	0.256	11.36	3.26	8T14=12.31cm ² /ml
Appui	104.63	100	27	0.101	0.133	0.256	11.74	3.26	7T16=14.07cm ² /ml

✓ Sens y.y' :

Tableau VI-6 Ferrailage des radier suivant le sens y.y'

	$M_{x.x'}$ (KN.m)	b (cm)	d (Cm)	μ	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	116.20	100	27	0.112	0.149	0.254	13.15	3.26	8T16=16.05cm ² /ml
Appui	-172.72	100	27	0.167	0.230	0.245	20.25	3.26	7T20=21.99cm ² /ml

Conclusion : l'ELU est le cas le plus défavorable donc on adopte le ferrailage de l'ELU

VI. 2 Schéma de ferrailage du radier

✓ Sens x-x' :

Nappe supérieure : 8T16 = 16.08 cm²/ml

Nappe inférieure : 9T16 = 18.10 cm²/ml

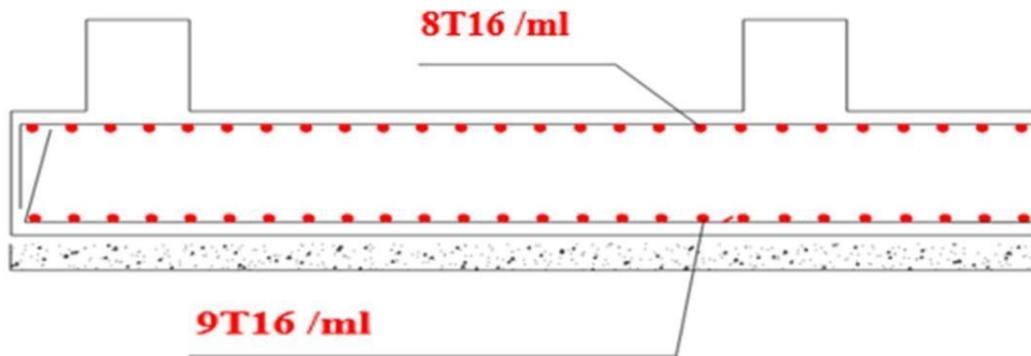


Figure VI-12 schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x

✓ Sens y.y' :

Nappe supérieure : 10T16 = 20.11 cm²/ml

Nappe inférieure : 7T14 + 6T20 = 31.42 cm²/ml

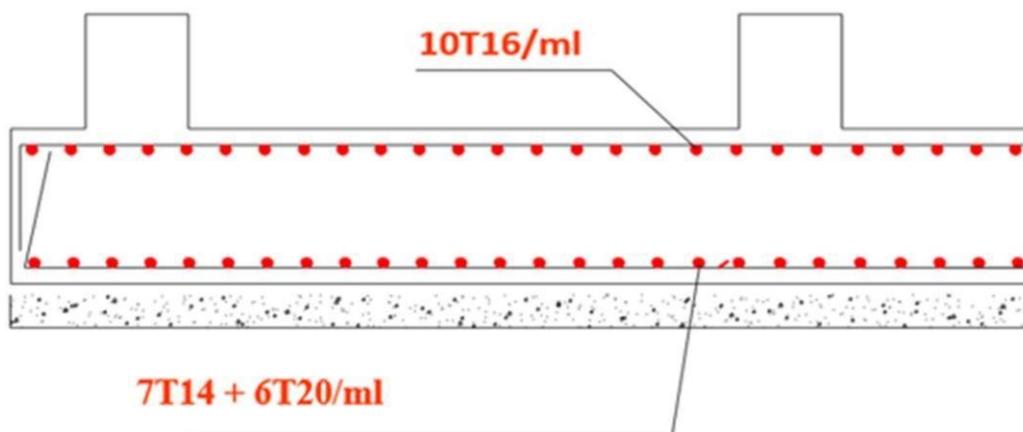


Figure VI-13 schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y

VI.13 Calcul du ferrailage des nervures

1^{er} type des nervures

✓ ELU :



Figure VI-14 Moments des nervures au niveau appuis et travée (combinaison ELU)

Tableau VI-7 Moment des nervures à l'ELU

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-1196.38	392.16

Tableau VI-8 ferrailage des nervures

Nervure (Type 01)	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acal(cm ²)	A adop(cm ²)	A cal (cm ²)	A adop(cm ²)	Travée	Appuis
Sens Y-Y	44.84	47.13	13.44	15.71	5T20+10T20(chape)	5T20

✓ ELS :



FigureVI-15 Moments des nervures au niveau appuis et travée (combinaison ELS)

TableauVI-9 Moment des nervures a L'ELS

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-874.47	286.27

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées			limites	
béton fibre supérieure :	9,97	MPa	<	15	MPa
armatures supérieures :	136,1	MPa	<	400	MPa
armatures inférieures :	-239,7	MPa	<	400	MPa
béton fibre inférieure :	0	MPa	<	15	MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,33 m

FigureVI-16 vérification les contraintes des nervures(1^{ere}type) à L'ELS

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées

✓ ELA :



Figure VI-17 Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinaison ELA)

Tableau VI-10 Moment des nervures a L'ELA

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-918.78	340.57

Tableau VI-11 Ferrailage des nervures

Nervure (Type 01)	Travée	Appui
	Acal(cm ²)	A cal (cm ²)
Sens YY	28.26	10.2

VI.13.1 Choix des armatures

$A_{cal}(ELA) < A_{cal}(ELU) \Rightarrow$ Donc on adopte le même ferrailage a L'ELU

2er types des nervures

✓ ELU :



FigureVI-18Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinaison ELU)

Tableau6-12Moment des nervures a L'ELU

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-915.55	1176.17

Tableau6-13Ferrailage des nervures

Nervure (Type 01)	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acal(cm ²)	A adop(cm ²)	A cal (cm ²)	A adop(cm ²)	Travée	Appuis
Sens Y- Y	33.16	35.82	43.97	47.12	5T20+10TT16(chap)	15T20

✓ Els :

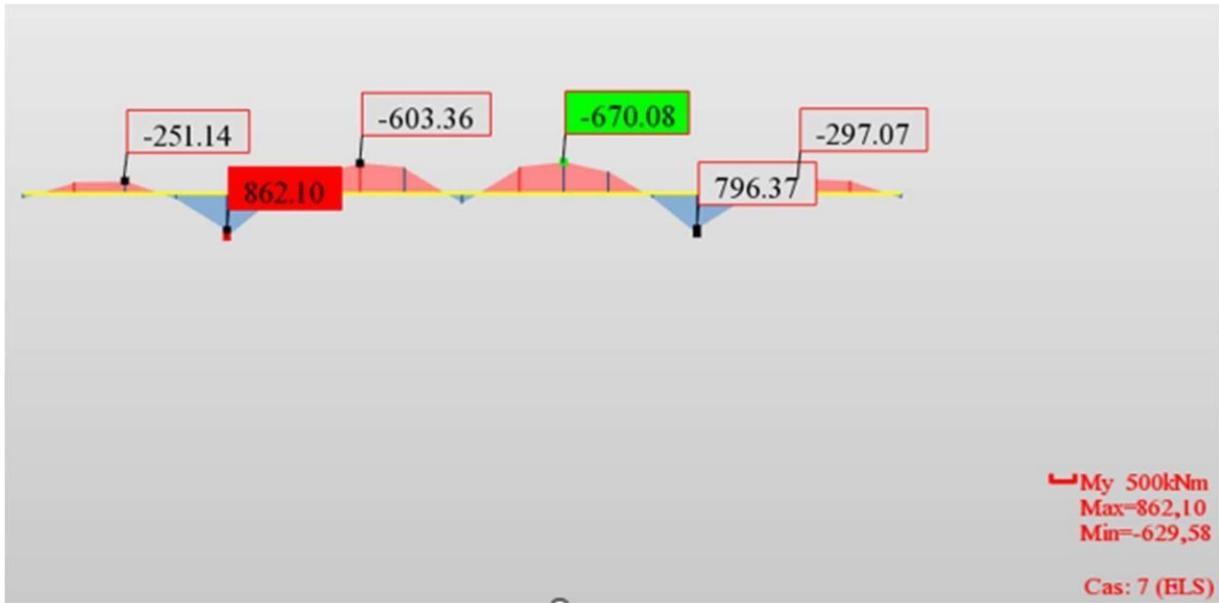


Figure VI-19 Moment des nervures au niveau appuis et travée (combinaison ELS)

Tableau 6-14 Moment des nervures a L'ELS

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-670.08	862.10

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	6,27 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	82,9 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-230,5 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,25 m

Figure VI-20 vérification les contraintes des nervures (2^{eme} type) à L'ELS

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées

✓ ELA :

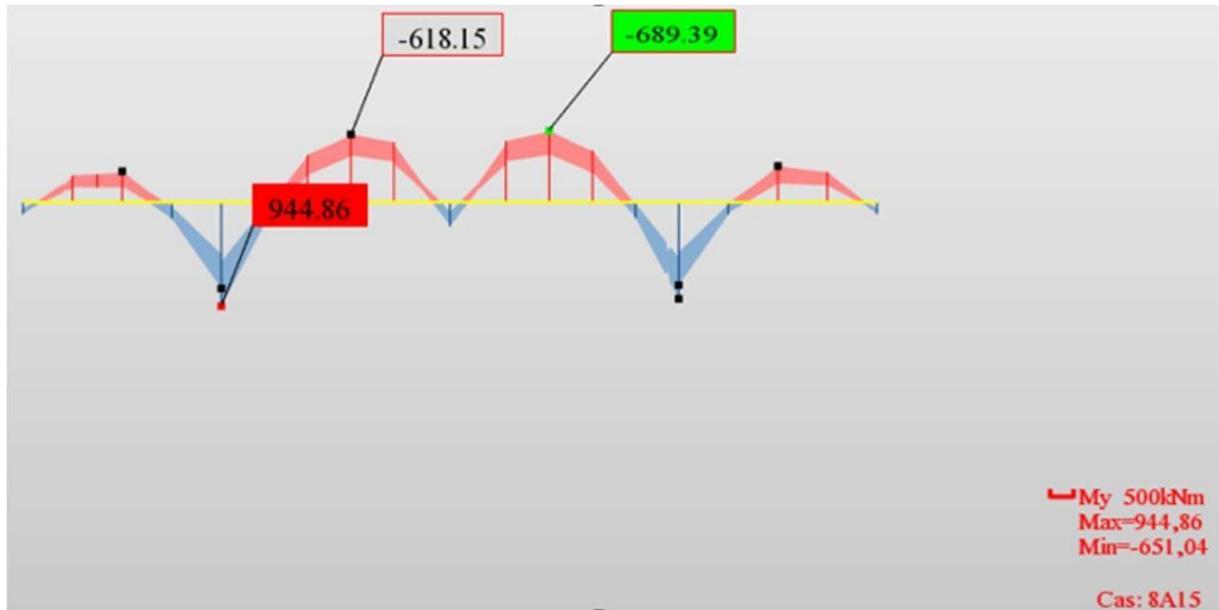


Figure 6-21 Moment des nervures au niveau appuis et travée (Combinaison ELA)

Tableau VI-15 Moment des nervures a L'ELA

MY-Y (KN.m)	
Travée	Appui
-689.39	944.86

Tableau VI-16 Ferrailage des nervures

Nervure	Travée	Appui
	Acal(cm ²)	A cal (cm ²)
Sens YY	20.82	29.12

VI.13.2 Choix des armatures

$A_{cal} (ELA) < A_{cal} (ELU) \Rightarrow$ Donc on adopte le même ferrailage a L'ELU

VI.12.3 Schéma de ferrailage des nervures

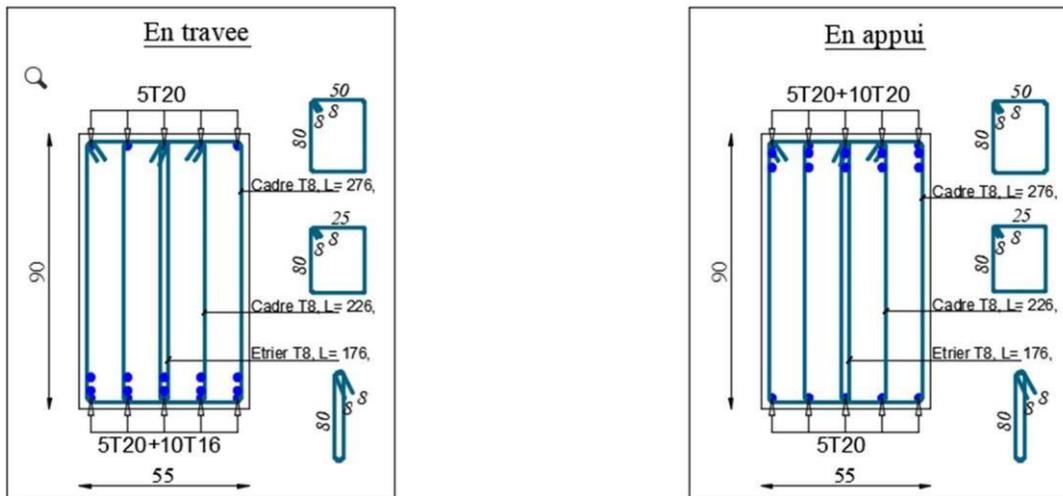


Figure VI-22 schéma de ferrailage des nervures en travée et en appuis

VI.14 Les longrines

VI.14.1 Définition

Les longrines, qui connectent les poteaux au niveau de l'infrastructure, doivent assurer la solidarité des points d'appui d'un même bloc. Cela nécessite la mise en place d'un réseau bidirectionnel de longrines ou d'un dispositif similaire, afin de prévenir les déplacements relatifs de ces points dans le plan horizontal.

VI.14.2 Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale dès l'origine sont :

(25x30) cm²..... sites de catégorie S2, S3

(30x30) cm²..... Site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (b*h) = (25 x 30) cm²

VI.14.3 Sollicitations

Les longrines doivent être dimensionnées pour supporter la traction résultant de la force "F" qui égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$$\Rightarrow NU = 2310.32 \text{ KN}$$

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$\Rightarrow \text{(Zone IIa ; site 02)} \Rightarrow \alpha = 15$$

$$F = \frac{2310.32}{15} \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow 154.021 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

VI.14.4 Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte: } 6\text{HA}12 \Rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

VI.14.4.1 Armatures transversales

➤ **Disposition constructive**

Espacement

St $\geq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$

Donc : St $\geq \min(24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow$ Soit : St = 15 cm

➤ **Calcul de la section minimale**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \leq 0.4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$$

Donc on opte : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \approx 4\text{HA}8$

VI.14.5 Schéma de ferrailage

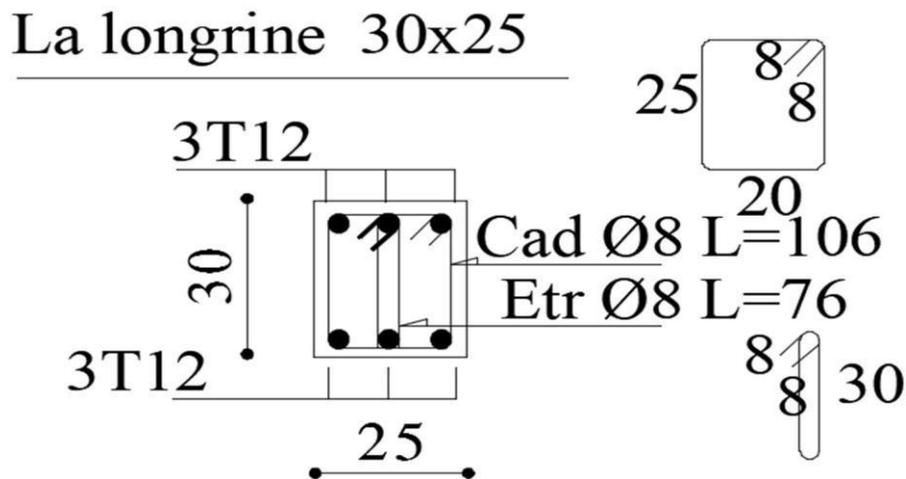


Figure6-23 Ferrailage de la longrine

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques accumulées durant notre parcours académique. Nous avons ainsi pu analyser, étudier un projet de construction réel. De plus, nous avons développé une expertise dans l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que ROBOT2018 et AUTOCAD2015, devenus des outils essentiels dans la conception des projets de construction. En outre, nous avons assimilé les différentes étapes du processus d'étude en génie civil, nécessaires à la réalisation d'une construction conforme aux normes en vigueur.

Les défis rencontrés tout au long de cette étude nous ont incités à rechercher des informations supplémentaires et à étudier des méthodes que nous n'avions pas encore explorées durant notre formation. Cela nous a donné l'occasion d'enrichir nos compétences en génie civil.

À la conclusion de ce projet, nous considérons cette expérience comme une première étape. Nous avons constaté que l'utilisation des outils informatiques pour l'analyse et le calcul des structures est extrêmement bénéfique en termes de gain de temps et d'efforts, à condition de maîtriser les concepts de base des sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs avec ce travail et pouvoir appliquer ces connaissances dans notre vie professionnelle future. Nous souhaitons également que ce modeste projet serve de référence pour d'autres travaux de fin d'études.

Bibliographie

Bibliographie

➤ Règlements

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

B.C.2.42 : Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché

➤ Livre et cours

M. Belazougui., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions office des publications universitaires, Alger 1988

Autres documents consultés :

- Cahiers de cours de cursus
- Mémoires de fin d'études précédentes

➤ Logiciels et programmes

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 (pour l'analyse des structures)

AUTOCAD 2015 (pour le dessin de ferrailage et lire les plans)

EXPERT 2010

Word 2019 (pour le traitement du texte)

Excel 2019

وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ

حمداً الذي مانع جَهْد ولا خِمْ سَعِي إِلا بِفَضْلِهِ، الحمدُ عاى السابوغ ثم الحمدُ عاى التمام