



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème :

Comportement dynamique des bâtiments de différentes hauteurs en présence des réservoirs

PRESENTE PAR :

- BENSAFI Said Mohamed
- LOUS Meriem Niema

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : Mr. AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed

EXAMINATEUR : Mr. SAID Abderrahmane

ENCADREUR : Pr.TAHAR BERRABAH Amina

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

*Tout d'abord, nous tenons à remercier **ALLAH** de nous avoir donné la force et la patience de mener à bien ce travail.*

*A travers ce modeste travail, nos remerciements vont en premier lieu à notre encadrante, **Mme TAHAR BERRABAH Amina**, qui tout au long de ce travail a su nous apporter un soutien continu, une disponibilité, une écoute, une confiance et toutes les facilités dont nous avons besoin durant la réalisation de ce projet.*

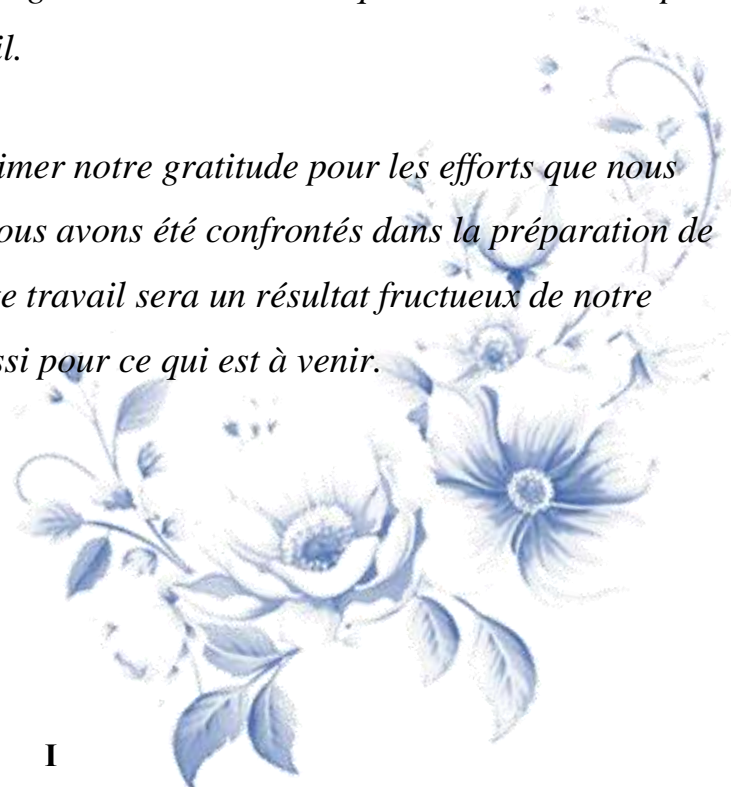
*Nous tenons également à adresser nos sincères remerciements au **Mr BENNACEUR Sidi Mohamed** en particulier pour son assistance continue, ses précieux conseils et les facilités qu'il nous a fournies.*

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Je voudrais également adresser mes sincères remerciements à tous les précieux professeurs qui m'ont enseigné et ont contribué à notre arrivée à ce moment. Je tiens également à remercier tous les membres du corps professoral du département de génie civil.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin, nous ne pouvons que vous exprimer notre gratitude pour les efforts que nous avons déployés et les défis auxquels nous avons été confrontés dans la préparation de cette thèse, en espérant que ce modeste travail sera un résultat fructueux de notre parcours académique et un début réussi pour ce qui est à venir.



DEDICACE

Je dédie ce travail , avec toute ma gratitude :

A la femme, ce cadeau inestimable de Allah, qui est à l'origine de ma vie, de mes succès et de tout mon respect : Ma chère mère.

A l'homme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : Mon père.

A ma chère sœur, mon cher frère , ma chère tante et mes petits trésors : mon neveu et ma nièce ; qui n'ont pas cessé de me encourager et leur présence réconfortante. Qu'Allah les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

Une dédicace spéciale à mes chers amis proches :

MAROUANE , NADJIB , SABRINE pour leur soutien fidèle et leur énergie positive .Qu'Allah leur donne une longue et joyeuse vie.

Sans oublier mon binôme : MERIEME , pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet. Qu'Allah lui accorde succès et bonheur.

A tous mes amis et proches de toutes les promotions de génie civil en particulier la filière STRUCTURE.

BENSAFLS

DEDICACE

Louange à Dieu seul, c'est par sa grâce que j'ai pu achever ce travail.
Je le dédie aux personnes les plus chères à mon cœur dans ce monde, à celles que j'aime et qui m'aiment, et qui ont été présentes à chaque étape de mon parcours, un chemin qui n'a pas été court, et dont voici enfin l'aboutissement.

À mon cher père Lous Sahraoui et à ma chère mère Djabri Soumia , toujours présents pour moi, J'ai toujours souhaité et essayé d'être une source de fierté pour vous, de donner le meilleur de moi-même pour réussir et être la fille que vous avez toujours espéré avoir

À ma chère petite sœur Chorouk et à Mes deux chers frères,
À chaque membre de ma famille : mes oncles et tantes, du côté maternelleurs et paternel enfants, ainsi qu'à mes voisins.

À mes chers amis et collègues qui m'ont toujours soutenu : Dyma, Fatima Sabrine, Salima, Souha, Sarah, Maghnia, Saliha , Nihal , Nadjib, Ihab ,
Mouhamed.

Et à tant d'autres dont je n'ai pas pu citer les noms.

À mon binôme dans ce mémoire, Bensafi Said.

À tous ceux qui m'ont souhaité réussite et succès, et m'ont soutenu de près ou de loin.

♥ Merci infiniment ♥

LOUS.M

Sommaire

Remerciement	I
Dédicace	II
Dédicace	III
Résumé	1
Introduction Générale	2

Chapitre I : Présentation de projet et Caractéristique des matériaux

I.1 - Présentation du projet	4
I.2 - Caractéristique du bâtiment	4
I.2.1 - Caractéristique géométrique du bâtiment	4
I.2.2 - Caractéristiques géotechniques du sol	4
I.3 - Système structural	4
I.4 - Caractéristique des matériaux	5
I.4.1 - Béton	5
I.4.2 - Acier	9
I.4.3- Définition des états limite	10
I.5 – Conclusion	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1-Introduction	14
II.2 - Pré dimensionnement des poutres	14
II.3 - Pré dimensionnement des planchers	17
II.3.1 - Calcul de plancher	17
II.3.2 - Calcul les dimensions de la poutrelle	17
II.4 - Pré dimensionnement des escaliers	18
II.4.1 - Méthode de calcul	Error! Bookmark not defined.
II.4.2 - Détermination des dimensions d'escalier	19

II.5 - Pré dimensionnement des balcons	20
II.6 - Pré dimensionnement des voiles	21
II.7- Descente des charges	23
II.7.1 - Les charges permanentes « D.T.R B.C.22 »	24
II.7.2 - Les charges d'exploitations « D.T.R B.C.22 »	26
II.7.3 - Conclusion	26
II.8 - Pré dimensionnement des poteaux	27
II.8.1 - Détermination des dimensions des poteaux	27
II.8.2 – Verification des conditions	32
II.8.3 - Verification du poteau au flambement	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 – Introduction	34
III.2 – Etude des planchers	34
III.2.1- Définition	34
III.2.2 - Plancher à corps creux	34
III.2.3 - Dimensionnement des poutrelles	35
III.2.4 - Type de poutrelles	35
III.2.5 - Méthodes de calcul	36
III.2.6 - Calcul des sollicitations	36
III.2.7 – Calcul du ferrailage des poutrelles	44
III.2.8 – Calcul le ferrailage de la dalle de compression	57
III.3 – Etude de l'acrotère	58
III.3.1 - Évaluation et Combinaison d'action	59
III.3.2 - Ferrailage de l'acrotère	60
III.3.3 - Vérification	61
III.4 – Etude de balcon	62
III.4.1- Évaluation et combinaison des charges	62

III.4.2 - Calcul du Ferrailage	63
III.4.3 - Vérification	63
III.5 – Etude des escaliers	64
III.5.1- Dimensions des escaliers	65
III.5.2 - Evaluation des charges et des surcharges	65
III.5.3 - Détermination des sollicitations	65
III.5.4 - Détermination du ferrailage	67
III.5.5 – Vérification	68
III.6 - Etude de la poutre palière	71
III.6.1 - Évaluations des charges	71
III.6.2 - Calcul des sollicitations	72
III.6.3 - Calcul du ferrailage	72
III.6.4 - Vérifications	72

Chapitre IV : Etude dynamique et modélisation numérique

IV.1 - Introduction	75
IV.2 - Objectif de l'étude dynamique	75
IV.3 - Les méthodes de calcul	75
IV.3.1 - La méthode statique équivalente	75
IV.3.2 - Les méthodes dynamiques	77
IV.4 - Choix de la méthode de calcul	77
IV.5 - Présentation de logiciel SAP2000	77
IV.6 - Modélisation de la structure	77
IV.7 - Calcul de la force sismique totale	78
IV.8 - Spectre de réponse de calcul	83
IV.9 – Disposition des voiles de contreventements	86
IV.10 - Résultante des forces sismiques de calcul :	88
IV.11 - Conclusion :	89

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 – Introduction	90
V.2 – Etude des poutres	90
V.2.1- Recommandation des règlements	91
V.2.2 – Ferrailge des poutres	92
V.2.3 – Vérification selon le RPA	93
V.2.4 – Vérification à ELU	94
V.2.5 – Vérification à ELS	94
V.3 – Etude des poteaux	97
V.3.1 - Recommandation des règlements	97
V.3.2 - Ferrailge des poteaux	100
V.3.3 – Vérification nécessaire	101
V.4 – Etude des voiles	103
V.4.1 - Recommandation des règlements	103
V.4.2 - Calcul des voiles	104

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 - Introduction	110
VI.2 - Le choix du type de fondation	110
VI.3 - Type de fondations	110
VI.4 - Calcul des semelles	111
VI.5- Dimensionnement des semelles isolée	Error! Bookmark not defined.
VI.6 - Type de répartition	112
VI.7 - Calcul du ferrailage	113
VI.8 - Les longrines	114
VI.8.1 - Pré dimensionnement	114
VI.8.2 - Sollicitations	114
VI.8.3 - Ferrailage de longrine	114

Chapitre VII : L'effet dynamique du réservoir sur la structure

VII.1- Introduction	116
VII.2 - Interaction fluide-structure	116
VII.3 – Les méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure	117
VII.3.1 – Méthode de masse ajoutée "Added mass" de WESTERGAARD	117
VII.3.2 - Modèle de Housner	119
VII.4 - Etude de l'influence du réservoir sur le comportement dynamique du Bâtiment	121
VII.4.1 - Vérification des périodes	123
VII.4.2 - Vérification des efforts tranchant à la base	126
VII.4.3 - Vérification des déplacements	127
VII.5 – Conclusion	131
Conclusion Générale.....	124

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de projet et Caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Combinaisons de calcul selon RPA version 2024 11

Tableau I.2 : Valeur de coefficient d'accompagnement Ψ pour la charge d'exploitation Q_i 12

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes du terrasse inaccessible 24

Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes d'étage courant 24

Tableau II.3 : Évaluation des charges permanentes du mur extérieur 25

Tableau II.4 : Évaluation des charges permanentes du mur intérieur 25

Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes du balcon 25

Tableau II.6 : Évaluation des charges permanentes du palier 25

Tableau II.7 : Évaluation des charges permanentes du paillasse 26

Tableau II.8 : Charges permanentes et d'exploitation des éléments 26

Tableau II.9 : Charges permanentes et d'exploitation des éléments 28

Tableau II.10 : Régal de digression adoptée 29

Tableau II.11 : Récapitulatif les majorations des efforts de compression 29

Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux selon RPA99/ver2003 31

Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux selon RPA/ver2024 31

Tableau II.14 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité 32

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles 44

Tableau III.2 : Vérification des contraintes (étage type 1) 47

Tableau III.3 : Vérification des contraintes (étage type 2) 52

Tableau III. 4 : Le ferrailage et les vérification de plancher terrasse type 1 55

Tableau III. 5 : Le ferrailage et les vérification de plancher terrasse type 2 56

Tableau III. 6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles de plancher étage et terrasse 56

Tableau III. 7 : Schémas de ferrailage des poutrelles 57

Tableau III. 8 : Combinaison des charges de balcon 63

Tableau III. 9 : Ferrailage des balcons adoptés 63

Tableau III. 10 : Évaluation des charges 65

Tableau III. 11 : Les sollicitation dans l'escalier 67

Tableau III. 12 : Le ferrailage des escaliers 67

Tableau III. 13 : Vérification des Contraintes à l'ELS 68

Tableau III.14 : Vérification les conditions de la flèche 69

Tableau III.15 : Évaluation des charges de la poutre palière 72

Tableau III.16 : Ferrailage de la poutre palière	72
Tableau III.17 : Vérification de contrainte de compression du béton à ELS	73
Tableau III.18 : Vérification des conditions de la flèche	74

Chapitre 4 : Etude dynamique et modélisation numérique

Tableau IV.1: Les conditions complémentaires de la méthode statique équivalente (RPA99/v03)	76
Tableau IV.2 : Les conditions complémentaires de la méthode statique équivalente (RPA/v24)	76
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q selon RPA99 version 2003	80
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités P_q selon RPA version 2024	82
Tableau IV.5 : Période et coefficients de participation massique (RPA99/v03)	86
Tableau IV.6 : Période et coefficients de participation massique (RPA/v24)	87
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du modèle RPA99/v03	88
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du modèle RPA/v24	89

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Combinaisons de calcul selon RPA/v24	90
Tableau V.2 : Sollicitations maximales dans les poutres	92
Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	93
Tableau V.5 : Résultats de calcul des armatures transversales	93
Tableau V.6 : Vérification au cisaillement	94
Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS	94
Tableau V.8 : Vérification des conditions de la flèche des poutres	95
Tableau V.9 : Les recommandations du RPA	98
Tableau V.10 : Armatures longitudinales min et max dans les poteaux	98
Tableau V.11 : Sollicitations dans les poteaux	100
Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux	100
Tableau V.13 : Ferrailage transversales des poteaux	100
Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement	101
Tableau V.15 : Vérification au flambement	101
Tableau V.16 : Vérification des contraintes à l'ELS	102
Tableau V.17 : Sollicitations et ferrailage des voiles	106
Tableau V.18 : Les résultats du calcul des voiles du modèle du code RPA/v24	108

Chapitre 7 : L'effet dynamique du réservoir sur la structure

TableauVII.1 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA(R+4)	123
TableauVII.2 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA (R+6)	124
TableauVII.3 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA (R+8)	125
TableauVII.4 : Les efforts tranchant maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+4)	126
TableauVII.5 : Les efforts tranchant maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+6)	126
TableauVII.6 : Les efforts tranchants maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+8)	126
TableauVII.7 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+4)	127
TableauVII.8 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+4)	127
TableauVII.9 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+6)	128
TableauVII.10 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+6)	129
TableauVII.11 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+8)	129
TableauVII.12 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+8)	130

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de projet et Caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)	6
Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS)	7
Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation d'acier	9
Figure I.4 : Plan du RDC	13
Figure I.5 : Plan d'étage courant	13

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1 : Schéma de la poutre palière	16
Figure II.2 : Dalle à corps creux	17
Figure II.3 : Schéma de poutrelle	18
Figure II.4 : Schéma d'escalier	19
Figure II.5 : Coffrage Les escaliers	20
Figure II.6 : Schéma de balcon	20
Figure II.7 : Coupe de voiles en élévation	21
Figure II.8 : Coupe de voiles en plan	22
Figure II.9 : Coupe de voiles en élévation	22
Figure II.10 : Coupe de voiles en plan	23
Figure II.11 : Section du poteau le plus sollicité	27

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Coupe verticale du plancher à corps creux (20+4)	34
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU	39
Figure III.2 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU	39
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS	41
Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS	41
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (étage)	42
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage)	42
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (étage)	42
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (étage)	42
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (terrasse)	42
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (terrasse)	43
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS (terrasse)	43
Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (terrasse)	43
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (terrasse)	43
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (terrasse)	43

Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (terrasse)	44
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (terrasse)	44
Figure III.18 : Ferrailage de la dalle de compression	58
Figure III.19 : Schéma statique de l'acrotère	58
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	62
Figure III.21 : Schéma statique du balcon.....	63
Figure III.22 : Schéma de ferrailage des balcons.....	64
Figure III.23 : Vue en plan d'escalier.....	64
Figure III.24 : Schéma statique d'escalier.....	65
Figure III.24 : Schéma statique d'une volée + palier	65
Figure III.25 : Schéma du ferrailage de l'escalier	71
Figure III.26 : Schéma du ferrailage de la poutre palière	74

Chapitre 4 : Etude dynamique et modélisation numérique

Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure	78
Figure IV.2 : Spectre de réponse selon X et Y (RPA99/v03)	84
Figure IV.3 : Spectre de réponse (RPA/v24)	85
Figure IV.4 : Disposition des voiles	86
Figure IV.5 : Le comportement des trois premiers modes	88

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales (RPA99/v03)	95
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire (RPA99/v03)	96
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales (RPA/v24)	96
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire (RPA/v24)	97
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux	102
Figure V.6 : Disposition des armatures dans les voiles pour le modèle du code RPA/v03	107
Figure V.7 : Interface de logiciel TRUMEAUX_RPA2024	107
Figure V.8 : Disposition des armatures dans les voiles pour le modèle du code RPA/v24	109

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Types de fondation superficielle	110
Figure VI.2 : Semelle isolée	111
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée	113

Chapitre 7 : L'effet dynamique du réservoir sur la structure

FigureVII.1 : Représentation de la masse ajoutée de WESTERGAARD	118
FigureVII.2 : Modèle de HOSNER	119
FigureVII.3 : Modélisation de la structure sans réservoir	122

Figure VII.4 : Modélisation de la structure avec réservoir	122
Figure VII.5 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA (R+4)	123
Figure VII.6 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA (R+6)	124
Figure VII.7 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA(R+8)	125
Figure VII.8 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles du code RPA (R+4)	127
Figure VII.9 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+4)	128
Figure VII.10 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+6)	128
Figure VII.11 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+6)	129
Figure VII.12 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+8)	130
Figure VII.13 : Les valeurs du déplacements U2 pour les deux modèles (R+8)	130

Tableau des symboles et notations

Symbole	Notation
G	Action ou charge permanente
Q	Action ou charge variable
E	Action accidentale
Ψ	Coefficient d'accompagnement
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible de l'acier
$\bar{\tau}$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ	Contrainte de cisaillement
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a (j) jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a (j) jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I	Moment d'inertie
i	Rayon de giration
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
β	Bras de levier
d	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieurs
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inférieur)

Br	Section réduite
M	Moment fléchissant
V	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
Q	Facteur de qualité
T	La période
R	Coefficient de comportement de la structure
I	Coefficient d'importance
S	Coefficient de site
C_T	Coefficient de la période
β	Coefficient de pondération
S_t	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
a	Une dimension (en générale longitudinal)
b	Une dimension (largeur d'une section)
D	Diamètre
h_e	Hauteur libre d'étage
f_{adm}	Flèche admissible
f	La flèche
L	Longeur ou portée
l_f	Longeur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé

\ddot{U}_g	Accélération de sol
P_w	Pression hydrodynamique sur la face amont à la cote z à partir de la base
ρ_w	Masse volumique du fluide
H	Niveau d'eau du réservoir
Z	Cote de la partie immergée de la face amont
M_i	Masse ajoutée
A_i	Surface afférente du nœud i
M	Masse totale du fluide
L	Largeur du récipient
g	Accélération gravitationnelle
h	Hauteur totale de fluide
h_0	Localisation de la masse impulsive
h_1	Localisation de la masse convective
K	Rigidité convective
M_c	Masse convective
h_c	Hauteur convective

Résumé :

Le présent travail s'articule sur l'étude de l'effet séparé et combiné de la hauteur de bâtiment et de la présence du réservoir en terrasse sur son comportement dynamique modal spectrale utilisant les deux versions du code RPA et choisissant le code élément finis SAP 2000 pour la simulation. Une structure R+4 située à Ain Témouchent a été prise comme un cas d'étude. La méthode de Housner est jugée utile et simple pour la simulation du fluide de réservoir. Par rapport à l'étude de l'impact de la hauteur du bâtiment, d'autres étages ont été ajoutés à la structure initiale (R+4) à savoir R+6 et R+8. Les résultats ont été comparés et des conclusions ont été obtenues.

Mots-clés : Analyse modale spectrale, méthode de Housner , RPA99 version 2003, RPA version 2024, effet du réservoir.

Abstract :

This work focuses on the study of the separate and combined effects of building height and the presence of a terraced reservoir on its spectral modal dynamic behavior using both versions of the RPA code and choosing the SAP 2000 finite element code for simulation. A four-story structure located in Ain Temouchent was used as a case study. The Housner method is considered useful and simple for reservoir fluid simulation. In order to study the impact of building height, other floors were added to the initial structure (four-story), namely six-story and eight-story. The results were compared and conclusions were drawn.

Keywords: Spectral modal analysis, Housner method, RPA99 version 2003, RPA version 2024, reservoir effect.

الملخص:

يتناول العمل الحالي دراسة التأثير المنفصل والمركب لارتفاع المبنى ووجود الخزان المائي على سلوكه الديناميكي الطيفي باستخدام نسختين من كود واختيار كود العناصر المحدودة SAP 2000 للمحاكاة. تم أخذ مبنى R+4 الواقع في عين تموشنت كحالة دراسية. تعتبر طريقة هوسنر مفيدة وبسيطة لمحاكاة سائل الخزان. وفيما يتعلق بدراسة تأثير ارتفاع المبنى، تمت إضافة طوابق أخرى إلى الهيكل الأولي (R+4) وهي R+6 و R+8 وتمت مقارنة النتائج والحصول على الاستنتاجات.

الكلمات المفتاحية : التحليل الطيفي النمطي، طريقة هوسنر، RPA99 version 2003، RPA version 2024، تأثير الخزان.

Introduction Générale

Les tremblements de terre comptent parmi les catastrophes naturelles les plus terrifiantes que l'humanité ait jamais connues. Au fil du temps, elle a causé de nombreuses pertes, notamment la destruction de nombreuses villes et la perte de nombreuses vies humaines. Face à cette menace permanente, les ingénieurs en génie civil et les spécialistes du génie parasismique sont appelés à concevoir des structures capables de résister aux effets destructeurs des séismes.

Avec le développement urbain, l'installation de réservoirs d'eau sur les toits des bâtiments est devenue une pratique courante. Toutefois, la présence d'un tel élément en hauteur modifie le comportement dynamique global de la structure, notamment sous sollicitation sismique. En effet, sous l'effet d'un séisme, les accélérations enregistrées en partie supérieure d'un bâtiment sont significativement plus élevées que celles au niveau du sol, ce qui peut accentuer l'impact d'un réservoir mal pris en compte dans le modèle d'analyse.

Dans la plupart des cas, ces réservoirs ne sont pas inclus de manière explicite dans les études sismiques classiques, car leur modélisation exige des approches spécifiques et des méthodes d'analyse avancées. Il devient donc nécessaire de mieux comprendre leur influence sur la réponse dynamique globale de la structure.

Le code RPA99/version2003 a été utilisé pour le prédimensionnement ainsi que pour le calcul dynamique des structures choisies comme des cas des études. Afin de garantir que l'étude soit à jour, nous avons utilisé aussi la dernière version, RPA/version2024, qui a inclus des révisions approfondies. Cette intégration permet une comparaison précise des anciennes et nouvelles exigences pour évaluer l'impact des mises à jour sur la sécurité structurelle.

Le présent travail s'inscrit dans cette optique et poursuit les objectifs suivants :

- Effectuer une analyse modale spectrale détaillée d'une structure (R+4) sans la présence d'un réservoir d'eau sur la terrasse utilisant les deux versions du code RPA. Le code élément finis SAP 2000 a été utilisé.
- l'influence de la variation de la hauteur des bâtiments et de l'usage des deux versions du RPA sur le comportement modal spectrale des structures sans réservoir en terrasse. À cet effet, deux autres niveaux ont été choisis : R+6 et R+8.
- Étudier l'effet de la présence du réservoir d'eau sur le toit de chaque structure objet de la présente sur son comportement modal spectrale, en utilisant toujours les deux versions du RPA. La méthode de Housner a été choisie pour la modélisation du fluide de réservoir.
- Les résultats trouvés sont interprétés et comparés.

Le manuscrit est structuré en sept chapitres, encadrés par une introduction et une conclusion générale:

1. Présentation de projet et caractéristique des matériaux .
2. Pré-dimensionnement des éléments et descents des charges .
3. Etude des éléments secondaires .
4. Etude dynamique et modélisation numérique.
5. Etude des éléments structuraux
6. Etude de l'infrastructure
7. L'effet dynamique du réservoir sur la structure

Chapitre I :

Présentation de projet et
caractéristique des matériaux

I.1 - Présentation du projet :

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un RDC et 4 étages et une terrasse inaccessible (R+4) . Le bâtiment sera implanté à SIDI BENADDA wilaya d'AIN TEMOUCHENT qui est considérée comme zone sismique moyenne (IIa) selon l'ancien code de RPA99 (version 2003) et qui a été changée en zone sismique élevée (V) dans le nouveau version du code RPA (version 2024).

I.2 - Caractéristique du bâtiment:

I.2.1 - Caractéristique géométrique du bâtiment :

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- Longueur totale en plan $L = 23.85\text{m}$
- Largeur totale en plan $L = 19\text{m}$
- Hauteur de RDC $H_{\text{RDC}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur d'étage courant $H_{\text{étage}} = 3.06\text{m}$
- Hauteur totale $H_{\text{totale}} = 15.3\text{m}$

I.2.2 - Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le site est classé dans la catégorie : S3 (site meuble)
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$.
- Le poids volumique du sol : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.

I.3 - Système structural :

- **L'Ossature** : La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation et les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par :

- Des voiles conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques.
- Des portiques composées des poteaux et poutres rigidement liés.

- **Les plancher** : Les planchers adoptés pour notre structure sont des planchers à corps creux.
- **La maçonneries** : Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :
 - Les murs extérieurs sont réalisés en double parois en briques creuses de (15+10) cm, séparés par un vide (l'âme d'air) de 5cm.
 - Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- **Revêtement** : Le revêtement du bâtiment est constitué par :
 - Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
 - De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
 - De l'enduit de plâtre e de 2 cm pour les murs intérieurs et plafonds ;
 - Du mortier de ciment e de 2 cm pour crépissages des façades extérieures.
- **Terrasse** : Il existe un seul type de terrasse, terrasse inaccessible.
- **Escaliers** : Les escaliers utilisent dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et paliers inter étage.

I.4 - Caractéristique des matériaux :

La structure de notre bâtiment est conçue avec de béton armé, qui est constituée de béton et d'acier. Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA93.

I.4.1 - Béton :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants " pour obtenir les propriétés désirées.

La masse volumique de béton est 2500 kg/m^3 ($f_{c28} = 25\text{MPa}$) .

La composition de béton doit assurer :

- Une bonne résistance mécanique.
- Une bonne résistance aux agressions chimiques.
- Une mise en œuvre satisfaisante (l'ouvrabilité).

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 , alors que le béton de propreté est dosé à 150kg .Se sont des dosages acceptables car le dosage minimum est donné par le BAEL 91.

- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge notée f_{cj} . Elle est calculée comme suit :

- Pour $j \leq 28$; on a :

$$F_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4.76 + 0.88j)} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1.40 + 0.95j)} \quad \text{Si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j \geq 28$ on a : $F_{cj} = F_{c28}$

- Résistance caractéristique à la traction (art A-2.12 BAEL 91) :

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; On a $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- Les Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU): [BAEL91/Art 4.3.41]**

Le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contrainte déformations donné sur la figure I.1.

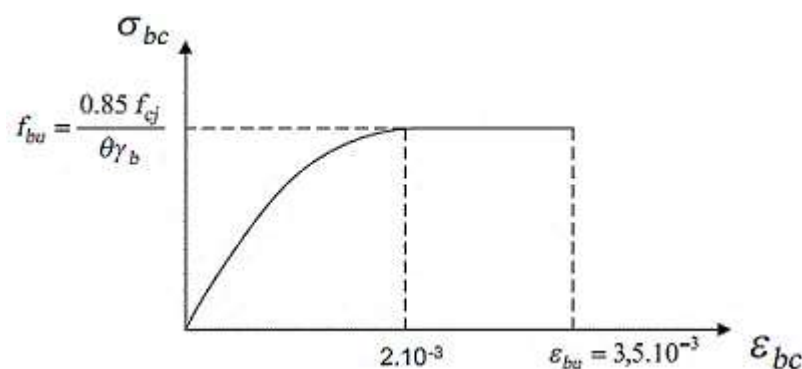


Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU).

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton , sachant que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les combinaisons normales} \\ 1.15 & \text{pour les combinaisons accidentales} \end{cases}$$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque } T > 24\text{h} \\ 0.9 & \text{lorsque } 1\text{h} < T < 24\text{h} \\ 0.85 & \text{lorsque } T < 1\text{h} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient : $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

- **Etat limite de service (ELS) : [BAEL91/ Art .4.5.2]**

La contrainte limite de service en compression du béton est notée par $\bar{\sigma}_{bc}$ avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; \text{ donc } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

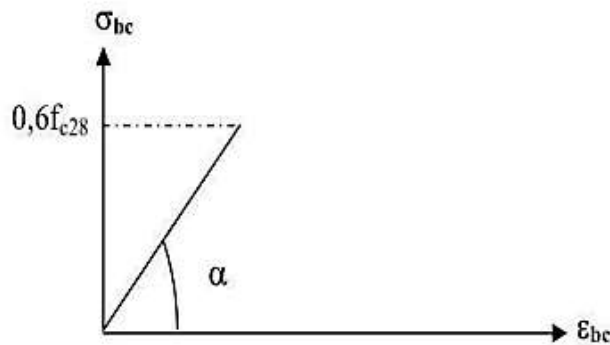


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS).

- **Contrainte limite de cisaillement de béton [BAEL 91/ Art.5.1.1] :**

Elle est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

V_u : Effort tranchant

$b \times d$: Dimension de la pièce

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si la fissuration est non préjudiciable : } \tau_u \leq \min \left\{ \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} \right); 5\text{MPa} \right\} \\ \text{Si la fissuration préjudiciable et très préjudiciable : } \tau_u \leq \min \left\{ \left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} \right); 4\text{MPa} \right\} \end{array} \right.$$

- Module de déformation longitudinales du béton :

Il existe deux modules de déformation longitudinale d'après le [BAEL91/ Art A.2.1.2] :

- **Le module de déformations instantanées « Eij » :** Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

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

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

- **Le module de déformations différées « Evj » :** On admet que sous contraintes de longue durée d'application :

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

Dans notre cas : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

- Coefficient de poisson : [BAEL91/ Art A.2.1.3]

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

ELU: $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations .

ELS: $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

- Module de déformation transversal :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : raccourcissement longitudinal.

ν : Le coefficient de poisson.

I.4.2 - Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage ,caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Généralement on utilise trois types d'acier :

- Aciers rond lisse pour les armatures transversales (RL) : $f_e = 235 \text{ Mpa}$.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour pour les armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

- Les modules d'élasticité longitudinale d'acier:

Est près égale : $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

- Les contraintes limites :

- A L'ELU :

$$\text{Contrainte limite ultie : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité pris égale à :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

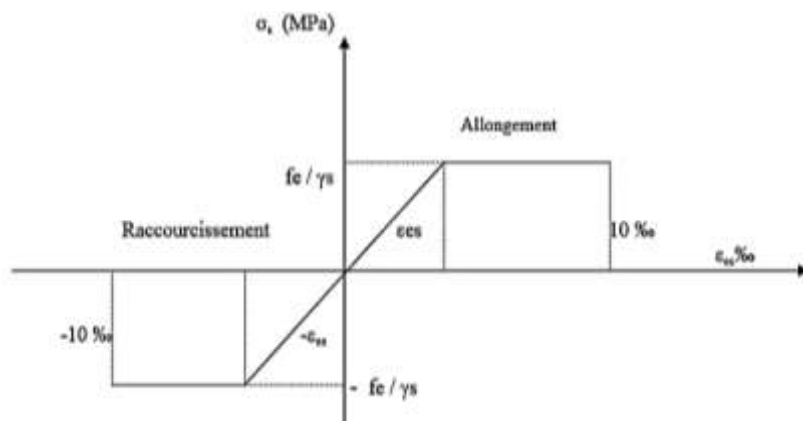


Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation d'acier.

- **A L'ELS :**

Selon le BAEL91 la limitation des ouvertures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de est donnée en fonction du type de la fissuration :

a. Fissuration peu nuisible : [BAEL91/Art A.4.5.32]

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (pas de limitation)

b. Fissuration préjudiciable : [BAEL91/Art A.4.5.33]

Cas des éléments exposés aux intempéries : $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

c. Fissuration très préjudiciable : [BAEL91/Art 4-5.34]

Cas des éléments exposés à un milieu agressif : $\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

η : Coefficient de fissuration ,sachant que :

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence (HA), (FeE400,500)} \\ 1 & \text{pour les ronds lisses (RL), (FeE315,235)} \end{cases}$$

I.4.3- Définition des états limite :

Selon le [Article A.12 du BAEL 91] , On distingue 02 catégories d'états limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier:

- L'équilibre statique (renversement du bâtiment).
- La résistance de tous les éléments de la construction (non rupture).
- La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre.

- Etat limite de service (ELS) :

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments

I.4.4 - Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- La résistance du béton à la traction est négligée .
- Les sections planes avant déformation, restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $\eta=15$).

I.4.5 - Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

- Sollicitation durable :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

- Sollicitations sismique :

- **RPA99 version2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 E \text{ (Poteaux)} \end{array} \right.$$

- **RPA version2024 :**

Composantes de l'action sismique	Sollicitations sismique	Combinaison des composantes
Composantes horizontales	$G + \Psi.Q + E_1$	$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$
	$G + \Psi.Q + E_2$	$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$
Composantes verticales	$G + \Psi.Q + E_3$	$E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
	$G + \Psi.Q + E_4$	$E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
	$G + \Psi.Q + E_5$	$E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

Tableau I.1 : Combinaisons de calcul selon RPA version 2024 .

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme

Ψ : Coefficient d'accompagnement, en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau I.2 : Valeur de coefficient d'accompagnement Ψ pour la charge d'exploitation Q_i .

I.5 – Conclusion :

Dans ce 1^{er} chapitre , nous avons exposé la préinscription du notre projet en détaillant ses différentes caractéristiques ainsi que celle des matériaux employés.

Les valeurs standard à adopter pour notre projet sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance du béton à la traction est **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**
- Contrainte ultime du béton en compression : **$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$**
- Le module d'élasticité instantané de béton est **$E_{ij} = 321641.2 \text{ MPa}$**
- Le module d'élasticité différé de béton est **$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$**
- Contrainte limite de service de compression du béton : **$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$** .

Pour les armateurs de l'acier :

- Contrainte limite de l'acier : **$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$**
- Armatures longitudinales (HAfe400) : **$f_e = 400 \text{ MPa}$**
- Armatures transversales (RLfe235) : **$f_e = 235 \text{ MPa}$**
- Treillis soudés (HAfe400) : **$f_e = 400 \text{ MPa}$**

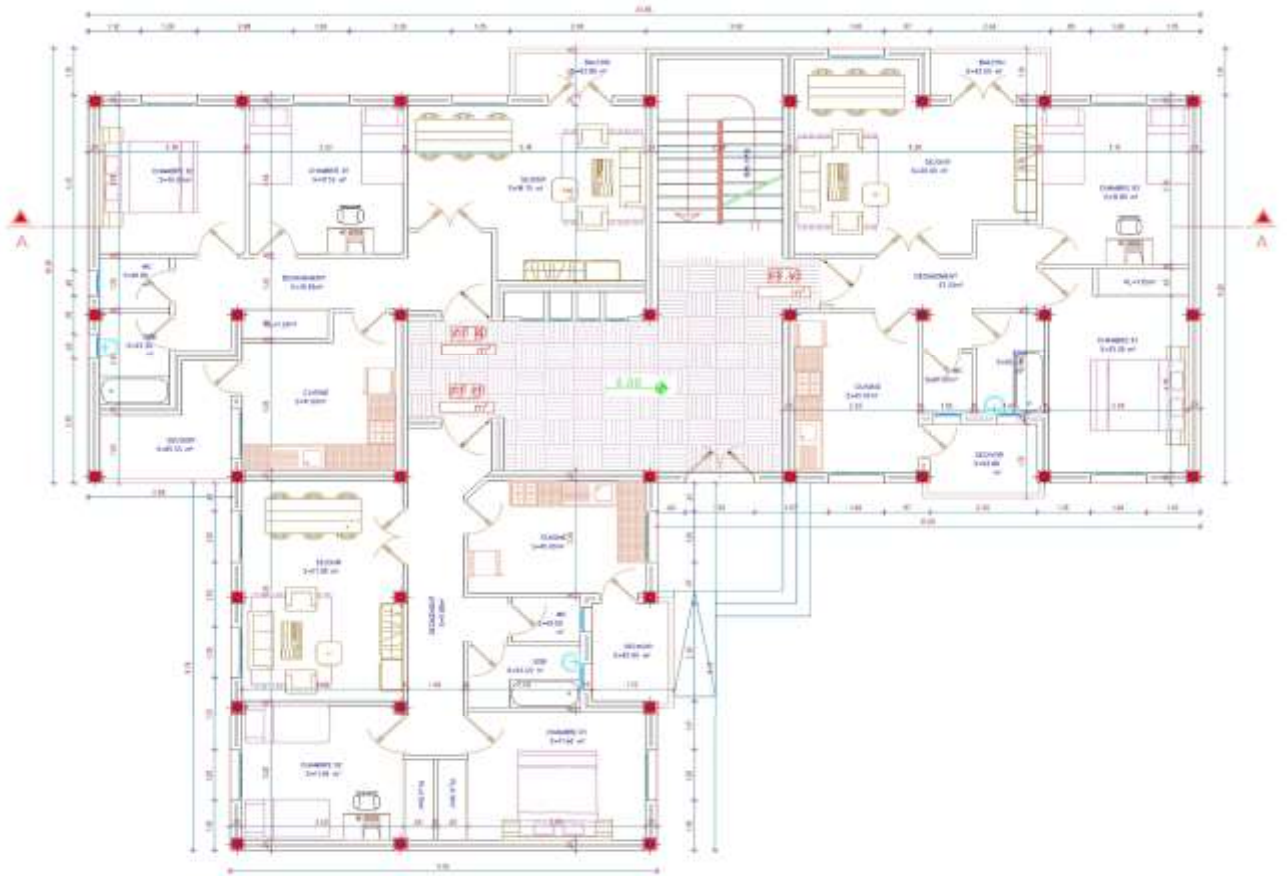


Figure I.4 : Plan du RDC.

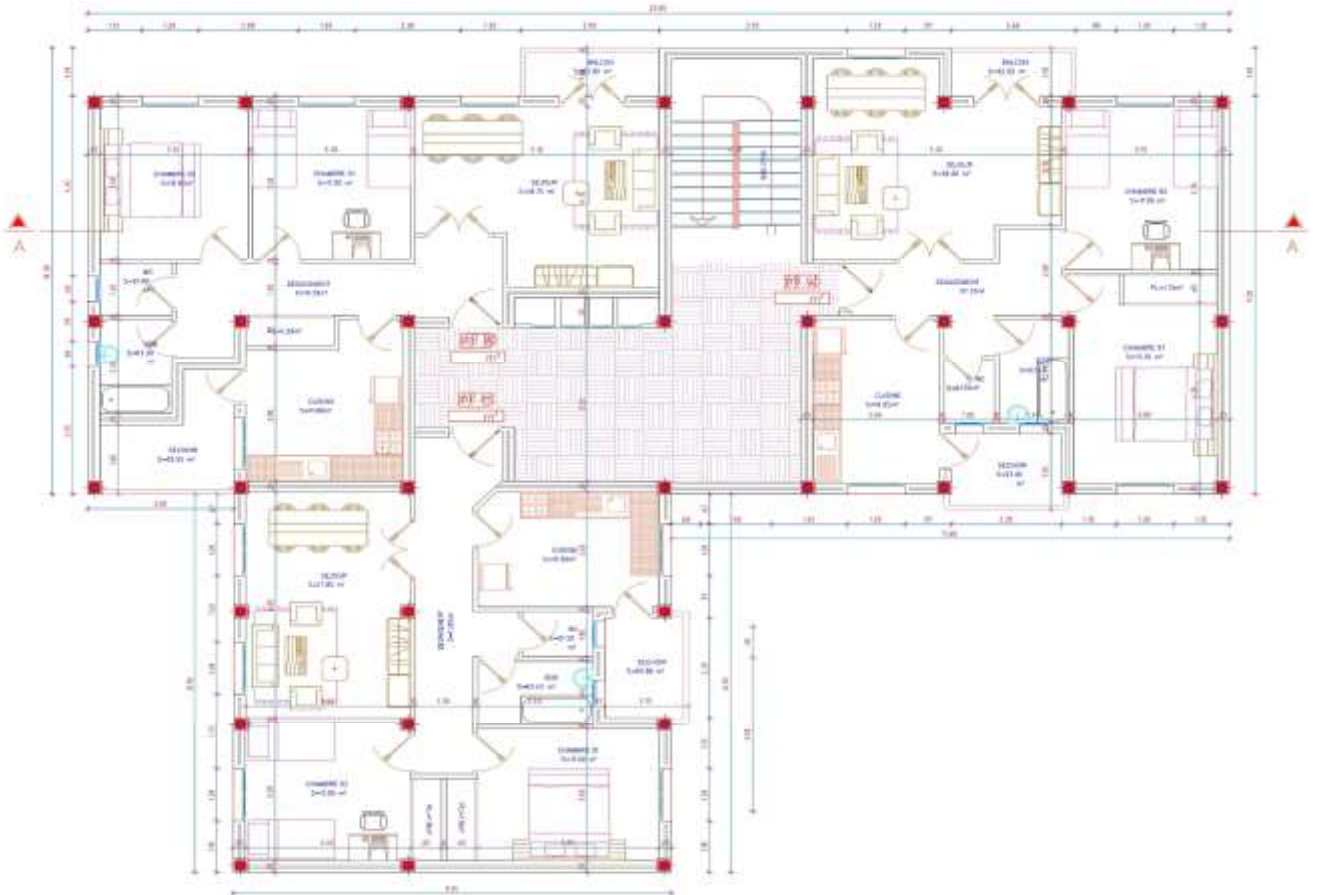


Figure I.5 : Plan d'étage courant.

— Chapitre II: —

Pré dimensionnement des éléments
et descente des charges

II.1-Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux , poutres ,voiles...) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure selon les préconisations du RPA (versions 2003 et versions 2024) , CBA93 , BAEL91.

II.2 - Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé de section rectangulaire coulé sur place supportant les charges et surcharges .On utilise les formule données par les BAEL99 pour pré dimensionner les poutres, et vérifier les sections trouvées par les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99). Elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L_{\max} : portée maximale de poutre.

A. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmise par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent , et supportent la dalle.

- **Calcul hauteur (h) :** On prend la plus grande portée (entre nus d'appui) : $L_{\max} = 535$ cm

Selon les règles de la BAEL 91 on a : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.7 \leq h \leq 53.5$$

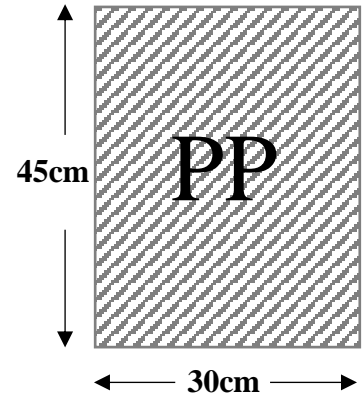
Donc , on adopte : **h= 45 cm**

• **Calcul largeur (b) :**

On a : $0.7h \geq b \geq 0.4h$

$0.7(45) \geq b \geq 0.4(45) \Rightarrow 31.5 \geq b \geq 18$

Donc, on adopte : **b= 30 cm**



- **Vérification des exigences du RPA 99(ver 2003) :**

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Vérification des exigences du RPA (ver 2024) :**

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

B. Les poutres secondaires (chainage) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

• **Calcul hauteur (h) :** $L_{\max} = 505 \text{ cm}$

$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.7 \leq h \leq 50.5$

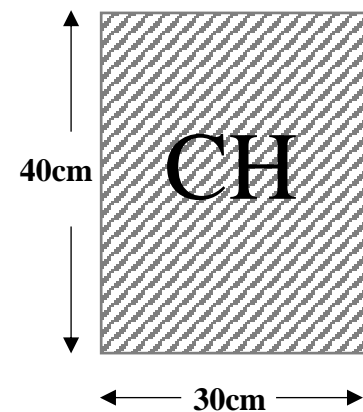
On adopte : **h= 40 cm**

• **Calcul largeur (b) :**

On a : $0.7h \geq b \geq 0.4h$

$0.7(40) \geq b \geq 0.4(40) \Rightarrow 28 \geq b \geq 16$

Donc, on adopte : **b= 30 cm**



- **Vérification des exigences du RPA 99(ver 2003) :**

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- Vérification des exigences du RPA(ver 2024) :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Poutre principale (b×h) : (30×45) cm²
 Poutre secondaire (b×h) : (30×40) cm²

C. Poutre palier :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (b×h), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, et une partie du poids de l'escalier.

- **Calcul hauteur (h) :** $L = 300 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30$$

On adopte : **h= 30 cm**

- **Calcul largeur (b) :**

On a : $0.7h \geq b \geq 0.4h$

$$0.7 \times 30 \geq b \geq 0.4 \times 30 \Rightarrow 21 \geq b \geq 12$$

On adopte : **b = 30 cm**

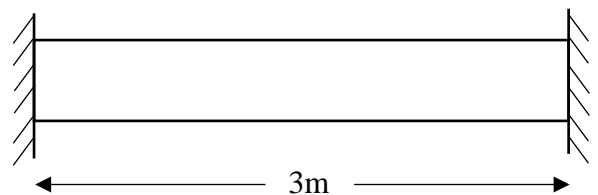
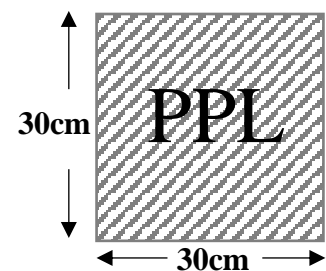


Figure II.1 : Schéma de la poutre palière.



- Vérification des exigences :

Du RPA 99 (ver 2003) :

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Du RPA (ver 2024) :

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

II.3 - Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs.

Le pré-dimensionnement des planchers est une étape initiale dans la conception d'un plancher qui permet d'estimer les dimensions approximatives des éléments structurels du plancher. Cette étape est généralement effectuée au début de la conception, avant la phase de calcul détaillé des éléments structurels.

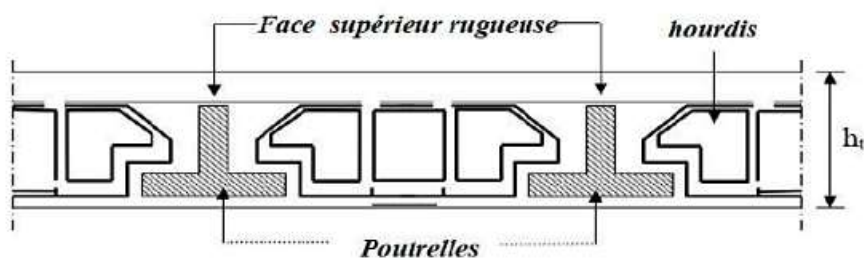


Figure II.2 : Dalle à corps creux.

II.3.1 - Calcul de plancher :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Le plancher est dimensionné à partir de condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Ou bien :} \quad \frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad ; \text{ avec :}$$

h_t : hauteur totale du plancher

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu appuis , $L = 505 \text{ cm} = 5.05 \text{ m}$

$$\frac{505}{25} \leq h_t \leq \frac{505}{20} \quad \Rightarrow \quad 20.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 25.25 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 25 \text{ cm}$; tel que : $h_t = d + e$ $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm pour corps creux .} \\ 5 \text{ cm pour la dalle de compression.} \end{array} \right.$

II.3.2 - Calcul les dimensions de la poutrelle:

Les poutrelles portent suivant la plus petit portée. Ceci permet de diminuer l'épaisseur de la dalle de compression ainsi que sa flèche.

b : la largeur de la table de compression.

h_0 : L'épaisseur de la table de compression ($h_0 = 5$ cm).

b_0 : le large de l'âme (la nervure).

- **Détermination de b_0** : On a $h_t = 25$ cm

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \Rightarrow 0.4(25) \leq b_0 \leq 0.8(25)$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm} ; \text{ Donc on prend } \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}}$$

- **Détermination de b_1** : $L_y = 505$ cm

$$b_1 = \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) ; \text{ avec : } L_x = 65 - b_0 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 50.5) ; \text{ donc on prend } \mathbf{b_1 = 26.5 \text{ cm}}$$

- **Détermination de b** :

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

- **Détermination de e** :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow 11.22 \leq e \leq 12.62 ; \text{ On prend } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

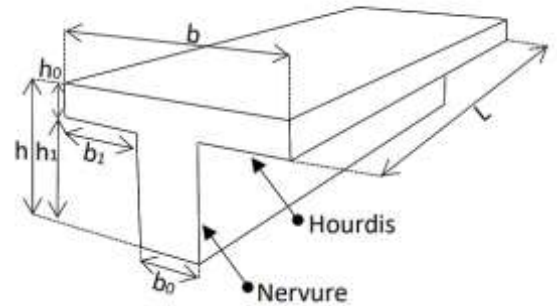


Figure II.3 : Schéma de poutrelle.

II.4 - Pré dimensionnement des escaliers:

Dans le bâtiment, la circulation entre les étages se fait via l'intermédiaire des escaliers. L'escalier est une structure en béton armé, constituée de volées préfabriquées en béton armé reposant sur un palier coulé sur place, l'intersection du palier et de la volée étant assurée par des piques de scellements qui s'opposent à l'effort transmis par la paillasse au palier.

II.4.1 - Détermination des dimensions d'escalier :

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

H : Hauteur d'étage.

g : Hauteur de la marche (Giron).

e : épaisseur de paillasse .

h : hauteur de la contre marche.

L : la longueur de la paillasse pochetée.

n : nombre de contre marche .

n-1 : nombre de marche.

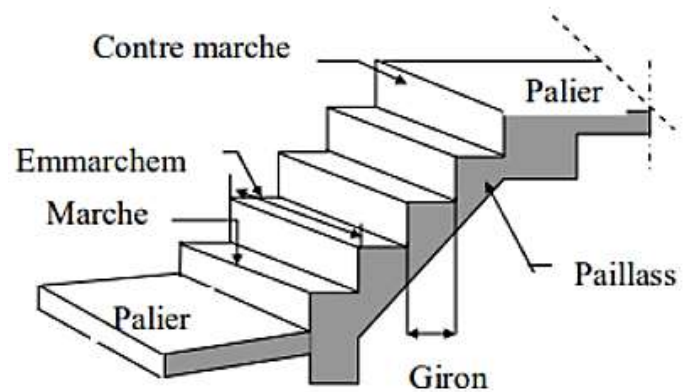


Figure II.4 : Schéma d'escalier.

Le dimensionnement se fait suivant la condition de (BLONDEL) :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

- **Hauteur de la marche** : $16\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$, on prend $h = 17 \text{ cm}$
- **Le giron** : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$; on prend $g = 30 \text{ cm}$
Alors : $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$
- **Hauteur d'étage** : $H = 3.06 \text{ m}$
- **Nombre de contre marche** : $n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} \Rightarrow n=18$ (9 contre marche par volée)
- **Nombre de marche** : $n-1 = 9-1 = 8$ marche
- **La paillasse** :

- L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = \text{artg} \frac{h}{g} = \text{artg} \frac{17}{30} = 29.54^\circ$; on prend $\alpha = 30^\circ$

- Largeur de paillasse : $L = 2.4\text{m}$.

- L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{270}{30} \leq e \leq \frac{270}{20}$$

$9 \leq e \leq 13.5$; On prend $e = 15 \text{ cm}$

- **Le palier :**

-Largeur de palier : $L = 1.4 \text{ m}$

-L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{20}$$

$7 \leq e \leq 9.3$; On prend $e = 15 \text{ cm}$

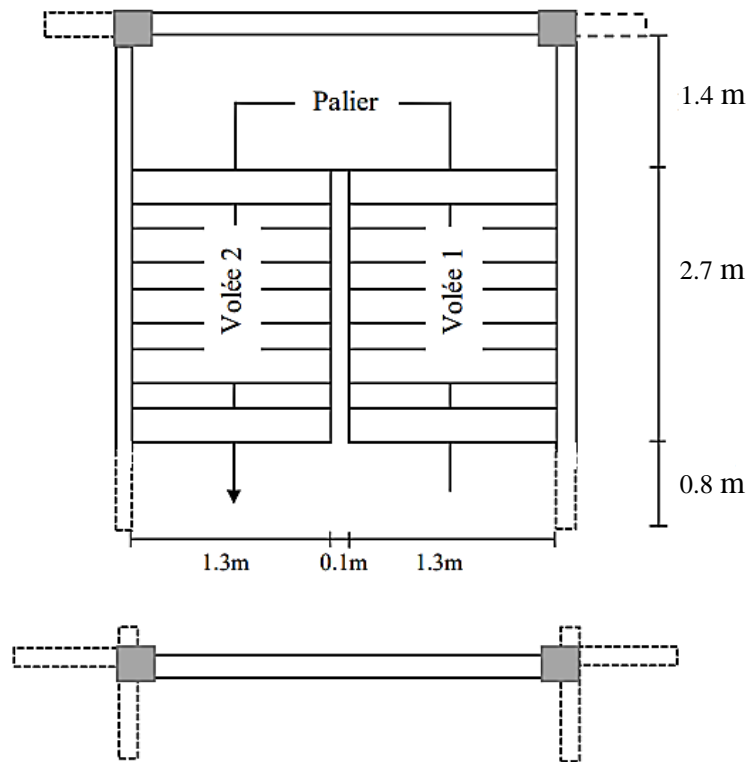


Figure II.5 : Coffrage Les escaliers.

II.5 - Pré dimensionnement des balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

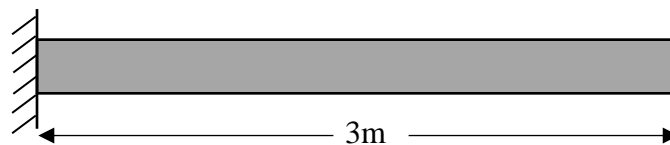


Figure II.6 : Schéma de balcon.

Selon les règles BAEL 91 :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \text{ avec } L : \text{ largeur de balcon (} L=1.1\text{m)}$$

$$e \geq \frac{110}{10} \Rightarrow e \geq 11 \text{ cm , on prend : } e = 15 \text{ cm}$$

II.6 - Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Selon RPA99 version 2003 :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

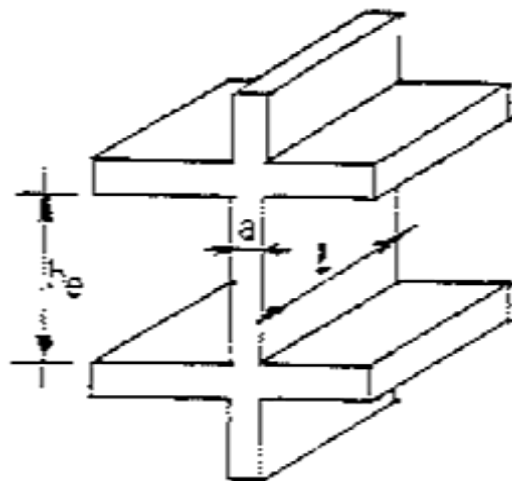


Figure II.7 : Coupe de voiles en élévation.

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

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteaux : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$

Avec :

L : longueur du voile ($L \geq 4a$).

a : épaisseur des voiles ($a_{\min}=15\text{min}$).

he : hauteur libre d'étage.

On a: $h=3.06\text{m}$, où : $he = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{ m}$

$$a \geq \max \left[\frac{he}{20}, 15\text{ cm} \right] \Rightarrow a \geq \max \left[\frac{261}{20}, 15\text{ cm} \right] \Rightarrow a \geq \max [13.05\text{ cm}, 15\text{ cm}]$$

On prend : **a = 20 cm**

$L \geq 4 \times 15 = 60\text{ cm}$; On prend : **L = 60 cm**

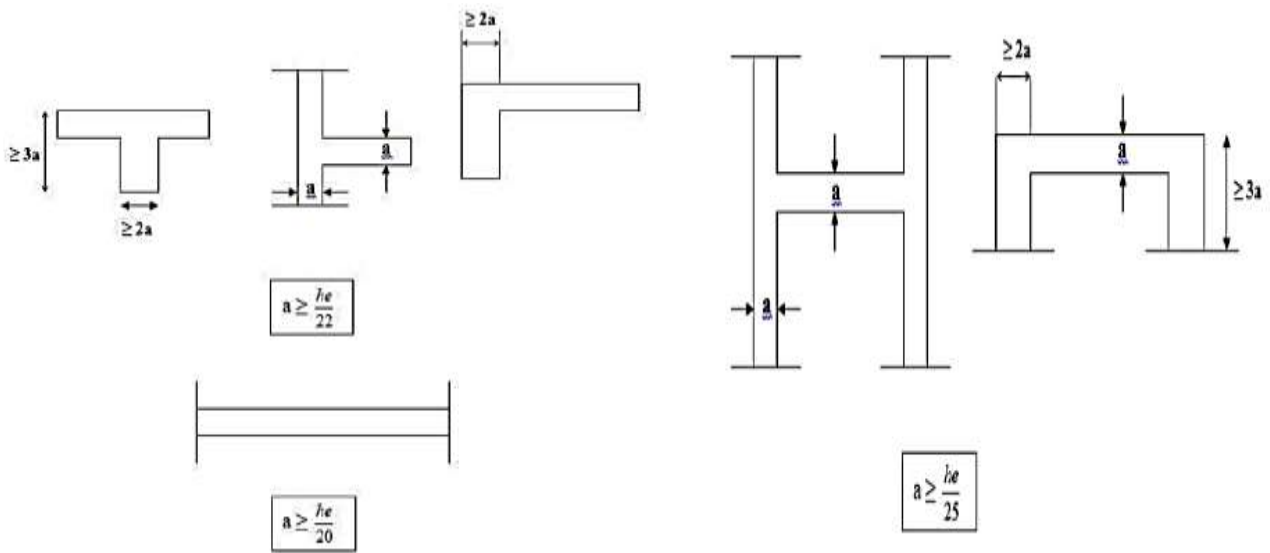


Figure II.8 : Coupe de voiles en plan.

- Selon RPA version 2024 :

Sont considérés et pris comme voiles de contreventements , satisfaisant à la condition :

$$L \geq \max \left[\frac{he}{3}, 4b_w, 1\text{m} \right]$$

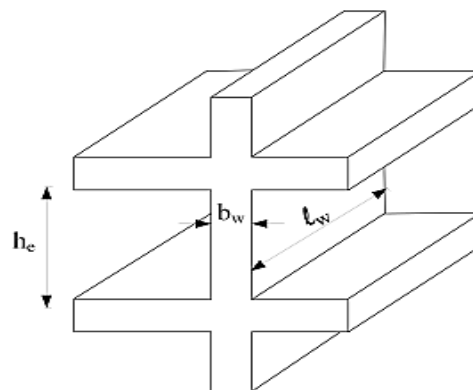


Figure II.9 : Coupe de voiles en élévation.

L'épaisseur minimale b_w doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow b_w \geq \max \left[\frac{261}{20}, 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow b_w \geq \max [13.05 \text{ cm}, 15 \text{ cm}]$$

On prend : $b_w = 15 \text{ cm}$

$$L \geq \max \left[\frac{2.86}{3}, 4 \times 0.15, 1\text{m} \right] \Rightarrow L \geq \max [0.95\text{m}, 0.6\text{m}, 1\text{m}]$$

On prend : $L = 100 \text{ cm} = 1\text{m}$.

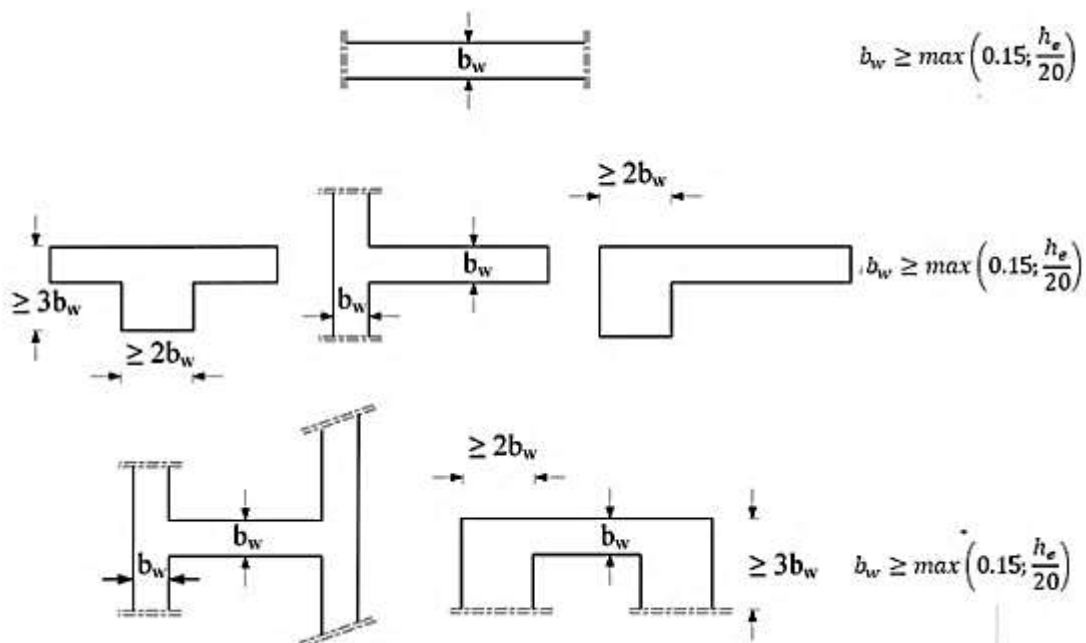


Figure II.10 : Coupe de voiles en plan.

II.7- Descente des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- **Les charges permanentes (G) :** Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

- **Les surcharges d'exploitation (Q) :** Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

II.7.1 - Les charges permanentes « D.T.R B.C.22 » :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

- **Plancher terrasse inaccessible:**

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente en béton léger	0.1	22	2.20
Isolation thermique polystyrène	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (16+5)	0.20	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Totale	G = 6.33 KN /m²		

Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes du terrasse inaccessible.

- **Plancher étage courant :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.20	14	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons légères	/	/	1
Totale	G = 5.2 KN /m²		

Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes d'étage courant.

- Murs extérieure (doubles parois) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.40
Briques creuses ext	0.15	9	1.35
Briques creuses int	0.10	9	0.9
Enduit intérieur	0.02	10	0.20
Totale	G = 2.85 KN /m²		

Tableau II.3 : Évaluation des charges permanentes du mur

- Murs intérieurs :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.04	10	0.40
Briques creuses	0.10	9	0.9
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36
Totale	G = 1.66 KN /m²		

Tableau II.4 : Évaluation des charges permanentes du mur intérieur.

- Balcons :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Totale	G = 5.35 KN /m²		

Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes du balcon.

- Les escaliers :

- Palier de repos :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Totale	G = 5.15 KN /m²		

Tableau II.6 : Évaluation des charges permanentes du palier .

-Volée (Paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier en pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17	22	1.87
Paillasse	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Garde corps	/	/	1
Totale	G = 8.22 KN /m²		

Tableau II.7 : Évaluation des charges permanentes du paillasse.

II.7.2 - Les charges d’exploitations « D.T.R B.C.22 » :

- Plancher terrasse inaccessible Q = 1 KN/m²
- Plancher étages courant Q = 1.5 KN/m²
- Balcons Q = 3.5 KN/m²
- Les escaliers Q = 2.5 KN/m²

II.7.3 - Conclusion :

Elément		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse		6.33	1
Plancher étage		5.2	1.5
Mur extérieur		2.85	/
Mur intérieur		1.66	/
Balcons		5.35	3.5
L’escalier	Palier	5.15	2.5
	Paillasse	8.22	

Tableau II.8 : Charges permanentes et d’exploitation des éléments.

II.8 - Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé constituant les éléments du système planchers – poutres, ils sont destinés à recevoir les charges et surcharges verticales des différents niveaux et transmettre aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d’exploitation à l’état limite ultime Nu.

II.8.1 - Détermination des dimensions des poteaux :

- Choix du poteau le plus sollicité :

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c’est celui qui supporte des charges réparties sur une surface « S ». Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C-5 ».

- La surface reprise par le poteau le plus sollicité :

$$S = (2.525+1.925) \times (1.75+2.675) = 19.69 \text{ m}^2$$

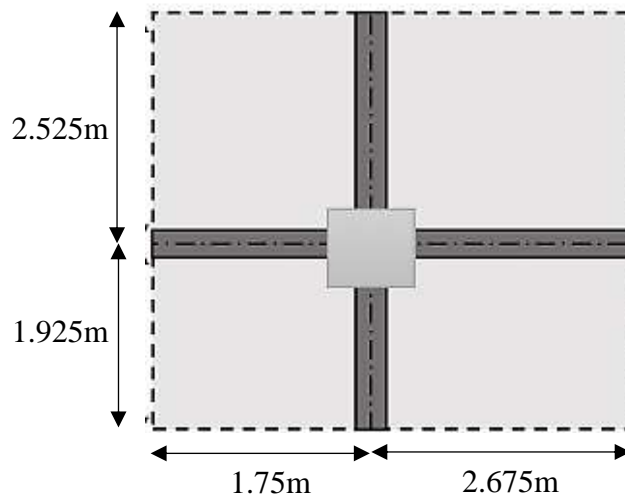


Figure II.11 : Section du poteau le plus sollicité

- Les charges permanentes : $G = G_{PP} + G_{PS} + G_{PL}$

- Poids propres de poutre principale :

$$G_{PP} = (2.675 + 1.75) \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 14.934 \text{ KN}$$

- Poids propres de poutre secondaires :

$$G_{PS} = (2.525 + 1.925) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.35 \text{ KN}$$

• **Poids propres de plancher :**

- Terrasse : $G_{PLT} = 19.69 \times 6.33 = \mathbf{124.637 \text{ KN}}$

- Etage courant : $G_{PLE} = 19.69 \times 5.2 = \mathbf{102.388 \text{ KN}}$

$$G_{\text{Etage}} = 14.934 + 13.35 + 102.388 = \mathbf{130.627 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Terrasse}} = 14.934 + 13.35 + 124.637 = \mathbf{152.921 \text{ KN}}$$

- **Les charges d'exploitation :**

$$Q_{\text{Etage}} = 19.69 \times 1.5 = \mathbf{29.535 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 19.69 \times 1 = \mathbf{19.69 \text{ KN}}$$

	Etage	Terrasse
G (KN)	130.627	152.921
Q (KN)	29.535	19.69

Tableau II.9 : Charges permanentes et d'exploitation des éléments.

- **Effort normal du aux charges permanentes :**

$$N_G = G_{\text{Terrasse}} + 4G_{\text{Etage}} = 152.921 + (4 \times 130.627) = \mathbf{675.429 \text{ KN}}$$

- **Effort normal du aux charges d'exploitation :**

• **Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé de la façon suivante :

- Sous la terrasse inaccessible Q_0

- Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$

- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

- Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Pour notre projet en applique la loi comme suit :

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN/m ²)
Sous la terrasse inaccessible	Q ₀	19.69
Sous le 4 ^{ème} étage	Q ₀ + Q ₁	49.225
Sous le 3 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.95(Q ₁ + Q ₂)	75.806
Sous le 2 ^{ème} étage	Q ₀ + 0.9(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	99.434
Sous le 1 ^{er} étage	Q ₀ + 0.85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	120.109
Sous le RDC	Q ₀ + 0.85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	137.83

Tableau II.10 : Régal de digression adoptée.

$$N_Q = 137.83 \text{ KN}$$

- On évalua la charge verticale à ELU par l'unique combinaison :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35(675.429) + 1.5(137.83) \Rightarrow N_U = 1118.574 \text{ KN}$$

- On effectue les majorations de charge réglementaires [BAEL91] (B.8.1) dans le cas où l'on ne tient pas compte de la continuité dans le calcul des efforts de réaction transmis aux poteaux selon le tableau suivant :

Bâtiment à deux travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux centraux	15 %
Bâtiment à plus de trois travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux intermédiaire voisin des poteaux de rive	10%
	Poteaux centraux	15 %

Tableau II.11 : Récapitulatif les majorations des efforts de

$$\text{Tel que : } N_U^* = 1.1N_U = 1.1 \times 1118.574 \Rightarrow N_U^* = 1230.431 \text{ KN} = 1.23 \text{ MN}$$

A. Selon CBA93 :

Dans une section droite d'une pièce sollicitée en compression simple, l'effort normal N_u sera équilibré par la résultante des forces internes appliquées au acier et la résultante des forces internes appliqués au béton. D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 , l'effort normal admissible est :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

N_U : Effort normal ultime (compression).

Br : Section réduite du poteau ; $(a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton n à 28 jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_e : Limite Elastique de l'acier ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ; $\gamma_s = 1.15$

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton ; $\gamma_b = 1.5$

A_s : Section du ferrailage du poteau .

λ : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right) \end{array} \right. \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \\ \beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

il est préférable de prendre $\lambda = 35$, donc :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35^2}{35} \right) \Rightarrow \beta = 1.2$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{Br} = 0.8\% \text{ [RPA99/version2003]} (\text{Art.7.4.2.1}) \\ \frac{A_s}{Br} = 1\% \text{ [RPA99/version2024]} (\text{Art.7.4.2.1}) \end{array} \right.$$

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + \frac{0.85f_e}{100\gamma_s} \right)} \quad ; \text{ avec } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 1.23}{\left(\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15} \right)} \Rightarrow Br \geq 0.078 \text{ m}^2$$

On prend $a = b$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) \Rightarrow Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.078$$

$$a = b = \sqrt{Br} + 0.02 = \sqrt{0.078} + 0.02 = 0.299 \text{ m}$$

Donc **a=30cm** et **b=30 cm**

B. Selon RPA99 Ver 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99/version 2003 , pour la Zone IIa :

Niveau d'étage		RDC	1er	2ème	3ème	4ème
Dimension du Poteau	a (cm)	40	40	35	35	35
	b (cm)	40	40	35	35	35

Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux selon RPA99/ver2003.

C. Selon RPA Ver 2024 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99/version 2024 , pour la zone V :

Niveau d'étage		RDC	1er	2ème	3ème	4ème
Dimension du Poteau	a (cm)	45	45	40	40	40
	b (cm)	45	45	40	40	40

Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux selon RPA/ver2024.

II.8.2 – Verification des conditions :

Réglements	Conditions	Application de condition	Observation
RPA99 Ver 2003	$\text{Min} (a , b) \geq 25 \text{ cm}$	$40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	CV
	$\text{Min} (a , b) \geq \frac{he}{20}$	$40 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$	CV
	$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} < 4$	$0.25 \leq 1 < 4$	CV
RPA Ver 2024	$\text{Min} (a , b) \geq 30 \text{ cm}$	$45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	CV
	$\text{Min} (a , b) \geq \frac{l_{cl}}{20}$	$40 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$	CV
	$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} < 4$	$0.25 \leq 1 < 4$	CV

Tableau II.14 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité.

II.8.3 - Verification du poteau au flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \text{Où} :$$

λ : l'élancement géométrique.

L_f : longueur de flambement , sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_f = 0.7L_0 : \text{si le poteau est encastré à ses extrémités.} \\ L_f = L_0 : \text{dans les autres cas.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0.7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à fondation).

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$) ; Avec :

$$I : \text{Moment d'inertie du poteau} : I = \frac{bh^3}{12}$$

B : Section transversal du poteau ($B = h \times b$).

Le poteau possède une section carré $\Rightarrow I_x = I_y \Rightarrow i_x = i_y$

- **Applications numériques :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{b^4}{12} = \frac{a^4}{12} = \frac{30^4}{12} \Rightarrow I = 67500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{67500}{30^2}} \Rightarrow i = 8.66$$

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 \Rightarrow L_f = 2.14 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{2.14 \times 10^2}{8.66} \Rightarrow \lambda = 24.71$$

- l'élancement (λ) est inférieur de 50, donc on ne tient pas compte du phénomène de flambement.

Chapitre III:

Etude des éléments secondaires

III.1 – Introduction :

Dans une structure , on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre , on se calcule les éléments secondaires. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

On va procéder au calcul des éléments suivants : Les planchers à corps creux ; Acrotère ; les escaliers ; le balcon ; la poutre palière.

III.2 – Etude des planchers :

III.2.1- Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers à corps creux est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations , administratifs , ...).

Plancher = Poutrelle + Corps creux + Dalle de compression.

III.2.2 - Plancher à corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (17+5) associée à des poutrelles préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux. Ils sont constitués de :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous.

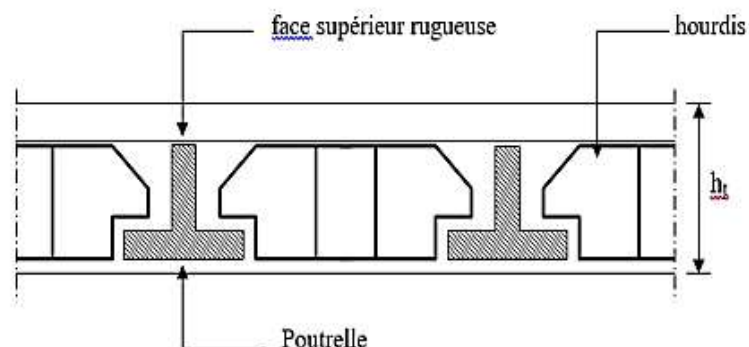


Figure III.1: Coupe verticale du plancher à corps creux (20+4).

III.2.3 - Dimensionnement des poutrelles :

On a un seul type de plancher à corps creux $h_t = 25$ cm

- 20 cm : Corps creux.
- 5 cm : dalle de compression.

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

- Hauteur du plancher : $h_t = 25$ cm
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 5$ cm
- Largeur de nervure : $b_0 = 12$ cm
- Largeur de la poutrelle : $b = 65$ cm

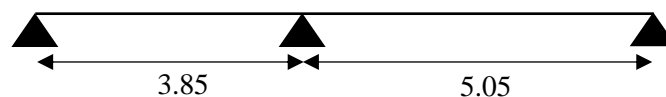
III.2.4 - Type de poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives, et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

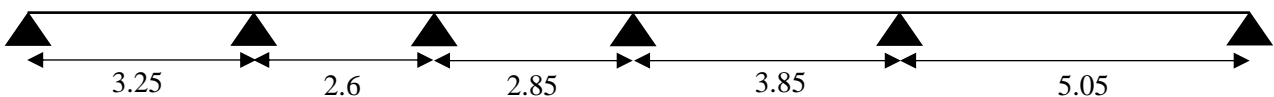
Nous avons 2 types des poutrelles :

- **Etage courant :**

Type 1 : à 2 travées

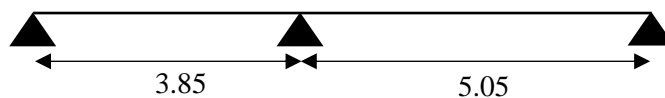


Type 2 : à 7 travées

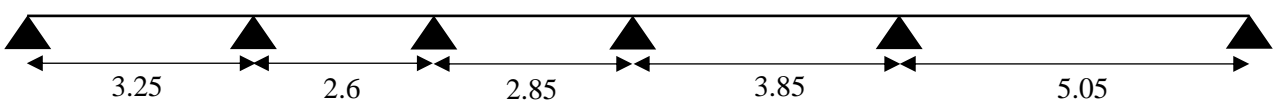


- **Terrasse inaccessible :**

Type 1 : à 2 travées



Type 2 : à 7 travées



III.2.5 - Méthodes de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 03 méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode des trois moments.

III.2.6 - Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

- Méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence). Cette méthode est applicable si les quatres conditions suivantes sont vérifiées :

1. Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Terrasse inaccessible : } 1 \leq 2(6.33) ; 5 \dots\dots\dots \text{ C.V} \\ \text{Etage courant : } 1.5 \leq 2(5.2) ; 5 \dots\dots\dots \text{ C.V} \end{array} \right.$$

2. Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées C.V

3. Pour les portées successives, il faut vérifier $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{5.05} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.76 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifier}$$

4. La fissuration est peu préjudiciable C.V

Remarque: Puisque le rapport $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ n'est pas satisfait ; on passe à la méthode de Caquot.

- Méthode de Caquot :

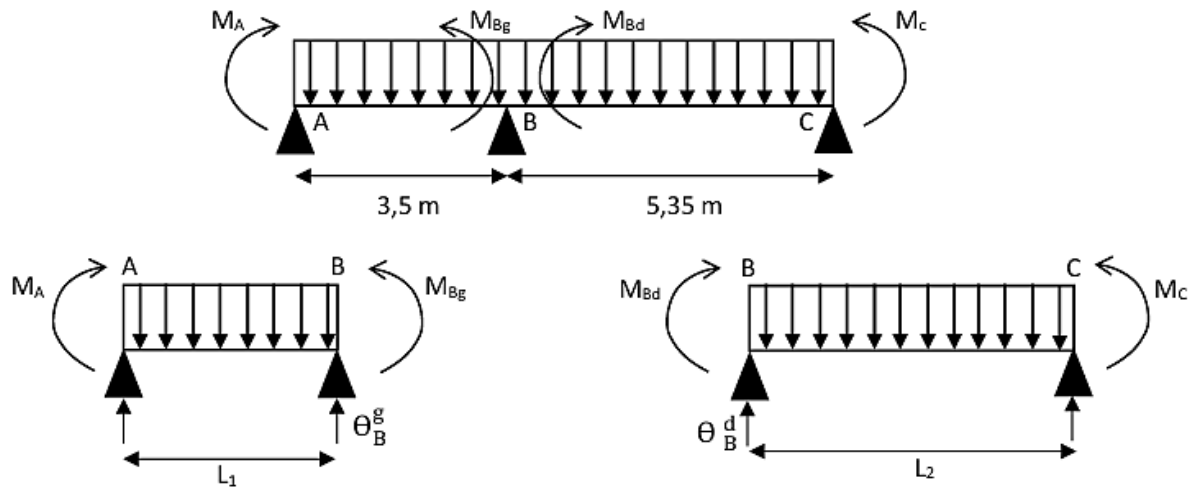
Cette méthode s'applique aux poutres qui supportent des charges d'exploitation modérées c'est-à-dire ceux pour lesquelles la surcharge est supérieur à deux fois la charge permanente ($Q > 2G$).

$$Q > 2G \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.4 \text{ KN/m}^2$$

Lorsque cette conditon n'est pas vérifiée , on va utilise la méthode des trois moments.

- Méthode de trois moments :

Cette méthode on lève l'hyperstaticite en associant à la poutre continue des poutres isostatiques correspondant à chaque travée et en calculant les moment de flexion sur appuis qui assurent la continuité de la ligne moyenne.



- **Principe de calcul :** L'équation des trois moments se simplifie :

$$M_A \cdot L_i + 2M_B (L_i + L_{i+1}) + M_C \cdot L_{i+1} = -6EI (\Theta_g + \Theta_d)$$

M_A, M_B, M_C : Les moments en travée.

L_i, L_{i+1} : Les travées de la poutre.

Θ_g, Θ_d : Les rotations au niveau des appuis (gauche et droite) $\Theta_g = \Theta_d = \frac{-ql^3}{24EI}$

Plancher étage courant :

- Type 1 :

Calcul à l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q)b = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 6.02 \text{ KN/ml}$

- **Calcul les moments fléchissants :**

- Moments en appui :

On a $M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$

$$2(3.85 + 5.05) M_B = -6EI \left(\frac{ql_1^3}{24EI} + \frac{ql_2^3}{24EI} \right)$$

$$M_B = \frac{-6EI \left(\frac{ql_1^3}{24EI} + \frac{ql_2^3}{24EI} \right)}{2(l_1+l_2)} \Rightarrow M_B = -15.71 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :

Réaction d'appui :

$$R_A = \frac{ql_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = \frac{6.02 \times 3.85}{2} + \frac{-15.71 - 0}{3.85} \Rightarrow R_A = 7.56 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{ql_1}{2} + \frac{ql_2}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = \frac{6.02 \times 3.85}{2} + \frac{6.02 \times 5.05}{2} + \frac{-15.71}{3.85} + \frac{15.71}{5.05}$$

$$R_B = 25.82 \text{ KN}$$

$$R_C = \frac{ql_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = \frac{6.02 \times 5.05}{2} + \frac{15.71}{5.05} \Rightarrow R_C = 18.38 \text{ KN}$$

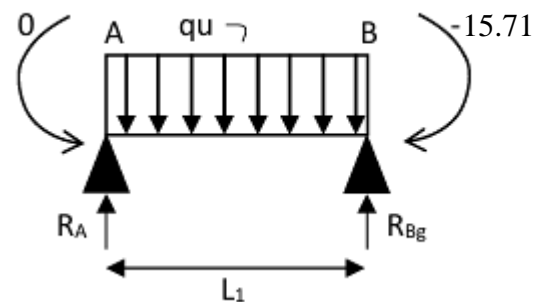
Travée AB : $L_1 = 3.85 \text{ m}$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 7.56x - 6.02 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 7.56 - 6.02x = 0 \Rightarrow x = 1.25 \text{ m}$$

$$M_t(1.25) = 7.5 \times (1.25) - \frac{6.02 \times 1.25^2}{2} \Rightarrow M_t(1.25) = 4.74 \text{ KN.m}$$

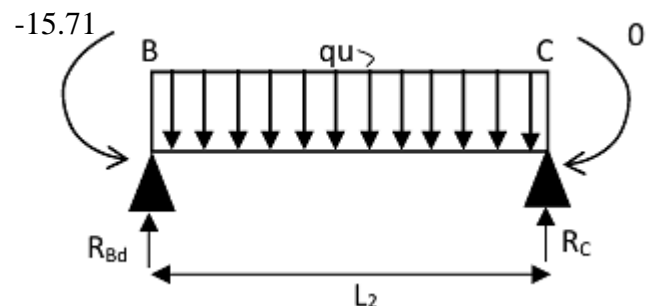


Travée BC : $L_2 = 5.05 \text{ m}$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow M(x) = R_C \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 18.38x - 6.02 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 18.38 - 6.02x = 0 \Rightarrow x = 3.05 \text{ m}$$



$$M_t(3.05) = 18.38 \times (3.05) - \frac{6.02 \times 3.05^2}{2} \Rightarrow M_t(3.05) = 28.08 \text{ KN.m}$$

- Calcul les efforts tranchants:

$$T(x) = \frac{dM_t(x)}{dx}$$

$$T_1(x) = 7.56 - 6.02x \left\{ \begin{array}{l} T_1(0) = 7.56 \text{ KN} \\ T_1(3.85) = -15.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_2(x) = 18.38 - 6.02x \left\{ \begin{array}{l} T_2(0) = 18.38 \text{ KN} \\ T_2(5.05) = -12.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

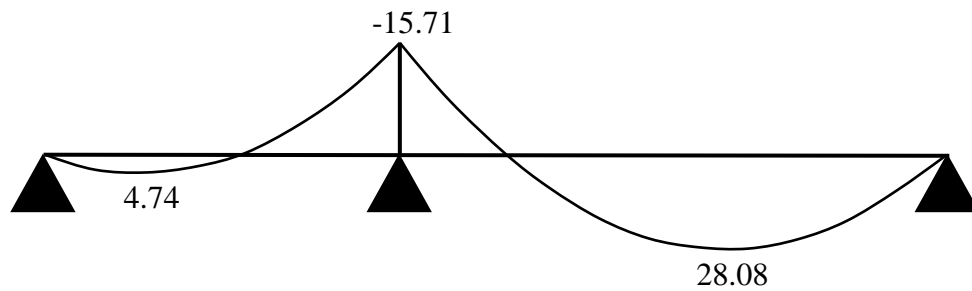


Figure III.2 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

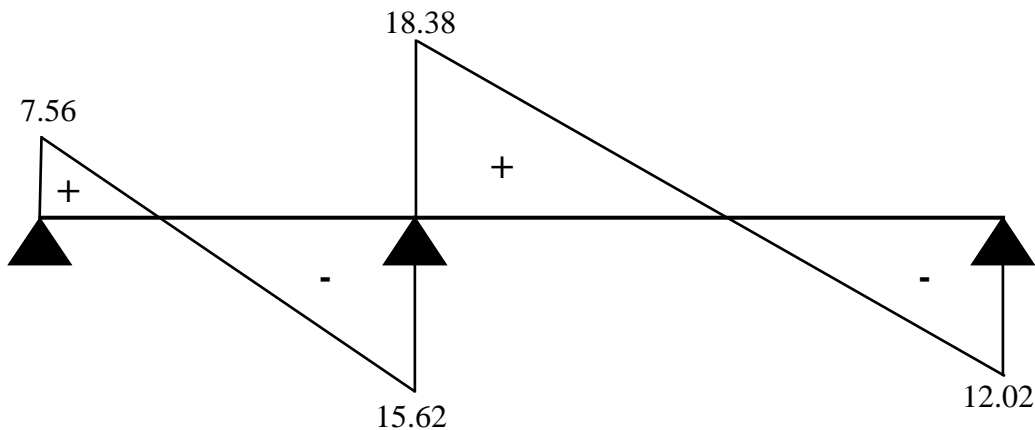


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

Calcul à l'ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times b \Rightarrow q_{ser} = 4.35 \text{ KN/ml}$

- Calcul les moments fléchissants :

- Moments en appui : On a $M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$

$$2(3.85+5.05) M_B = - 6EI \left(\frac{ql_1^3}{24EI} + \frac{ql_2^3}{24EI} \right)$$

$$M_B = \frac{- 6EI \left(\frac{ql_1^3}{24EI} + \frac{ql_2^3}{24EI} \right)}{2(l_1+l_2)} \Rightarrow M_B = - 11.35 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :

Réaction d'appui :

$$R_A = \frac{ql_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = \frac{4.35 \times 3.85}{2} + \frac{-11.35 - 0}{3.85} \Rightarrow R_A = 5.42 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{ql_1}{2} + \frac{ql_2}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = \frac{4.35 \times 3.85}{2} + \frac{4.35 \times 5.05}{2} + \frac{-11.35}{3.85} + \frac{11.35}{5.05}$$

R_B = 18.65 KN

$$R_C = \frac{ql_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = \frac{4.35 \times 5.05}{2} + \frac{11.35}{5.05} \Rightarrow R_C = 13.23 \text{ KN}$$

Travée AB : L₁ = 3.85m

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 5.42x - 4.35 \frac{x^2}{2}$$

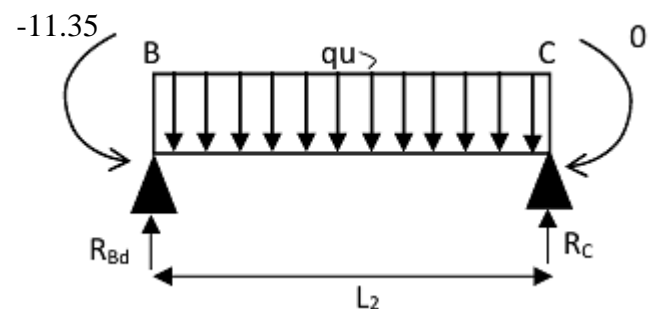
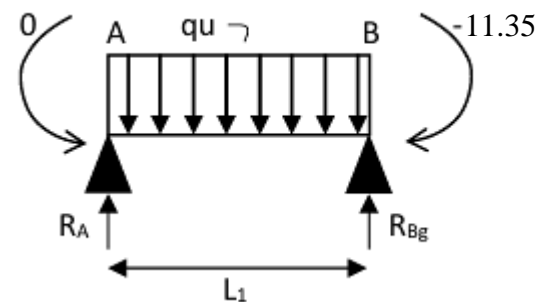
$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 5.42 - 4.35 x = 0 \Rightarrow x = 1.24 \text{ m}$$

$$M_t(1.24) = 5.34 \times (1.24) - \frac{4.35 \times 1.24^2}{2} \Rightarrow M_t(1.24) = 3.27 \text{ KN.m}$$

Travée BC : L₂ = 5.05 m

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow M(x) = R_C \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 13.23x - 4.35 \frac{x^2}{2}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 13.23 - 4.35x = 0 \Rightarrow x = 3.04 \text{ m}$$

$$M_t(3.04) = 13.29 \times (3.04) - \frac{4.35 \times 3.04^2}{2} \Rightarrow M_t(3.04) = 20.3 \text{ KN.m}$$

- Calcul les efforts tranchants:

$$T(x) = \frac{dM_t(x)}{dx}$$

$$T_1(x) = 5.42 - 4.35x \begin{cases} T_1(0) = 5.42 \text{ KN} \\ T_1(3.85) = -11.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_2(5.35) = 13.23 - 4.35x \begin{cases} T_2(0) = 13.23 \text{ KN} \\ T_2(5.05) = -8.73 \text{ KN} \end{cases}$$

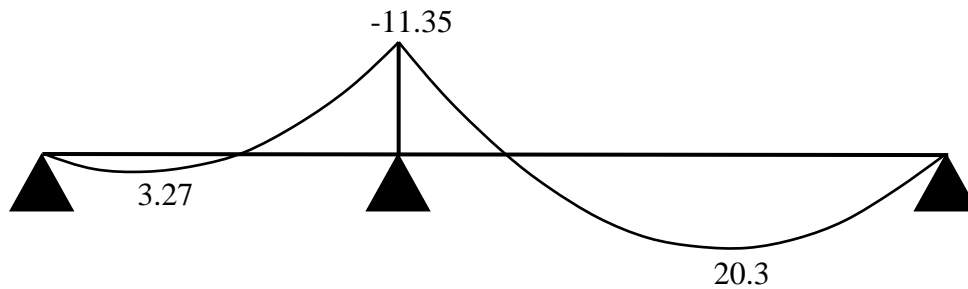


Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

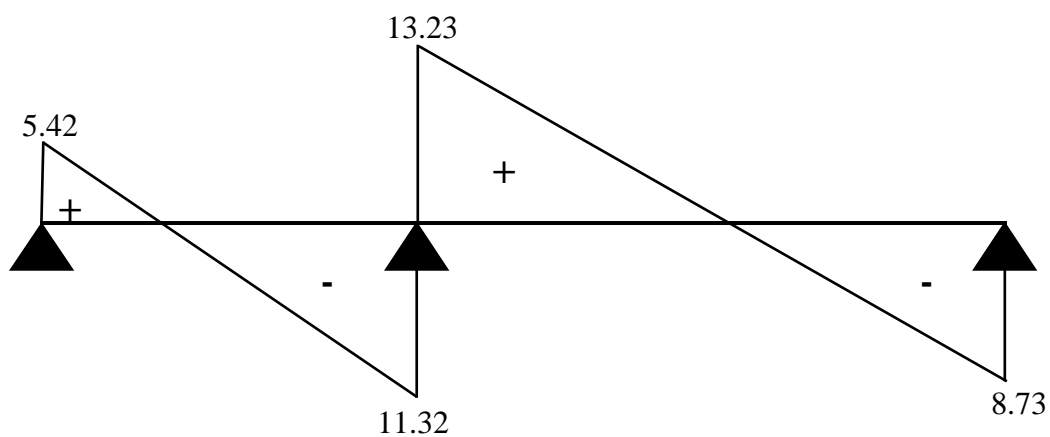


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

Il semble que le moment puissent être calculés par « SAP2000 », qui utilise le même principe de la méthode de trois moments et qui nous donne des résultats précis et fiables :

- Type 2 :

A ELU :

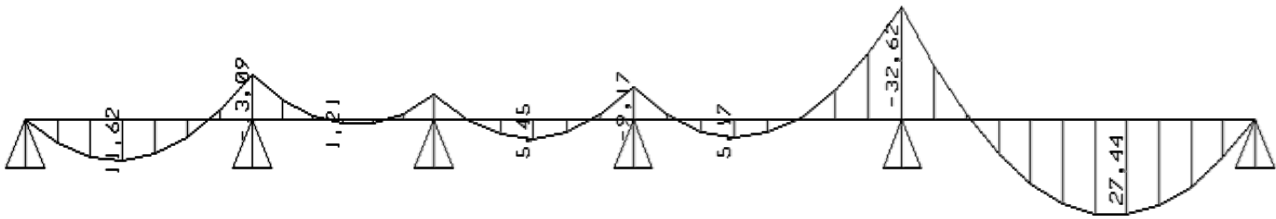


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (étage).

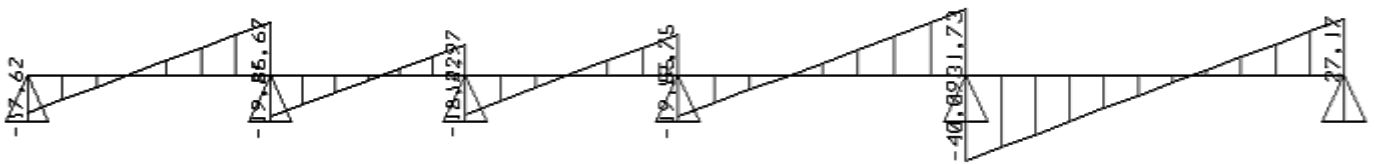


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage).

A ELS :

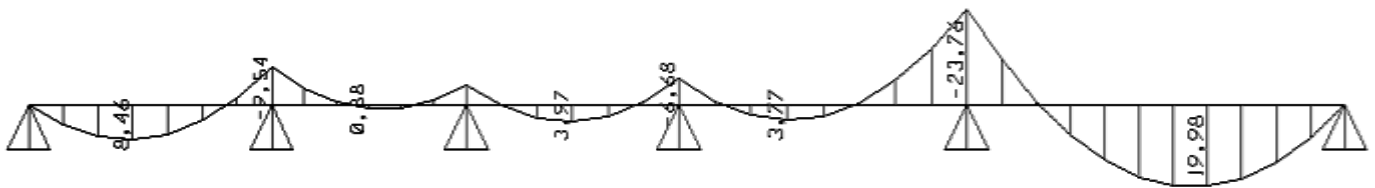


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (étage).

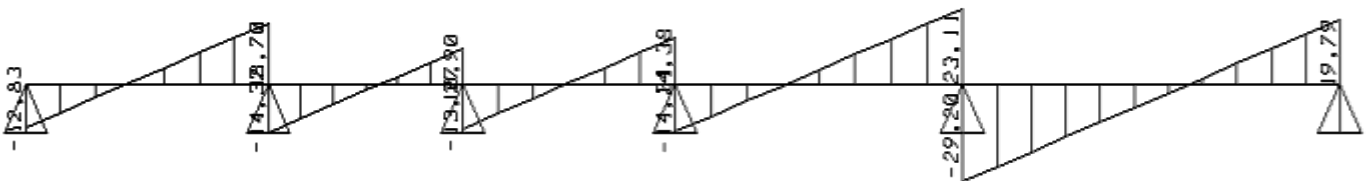


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (étage).

Plancher Terrasse inaccessible :

- Type 1 :

A ELU :

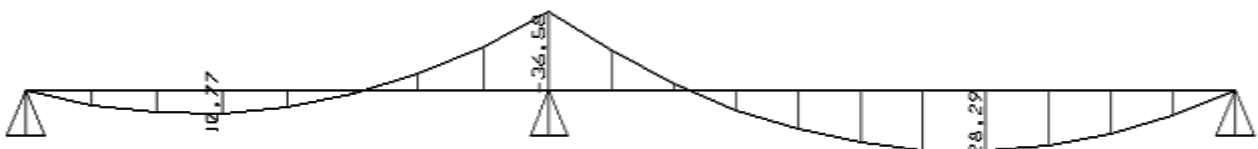


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (terrasse).

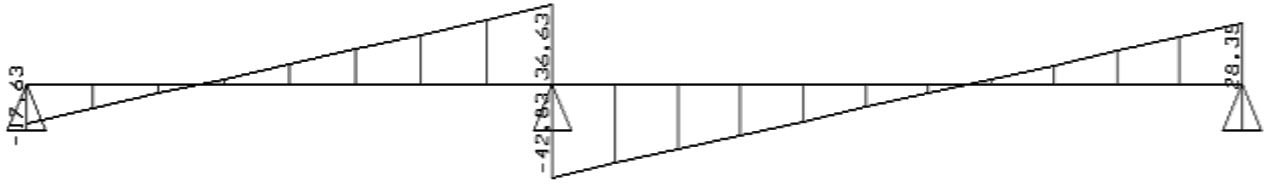


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (terrasse).

A ELS :

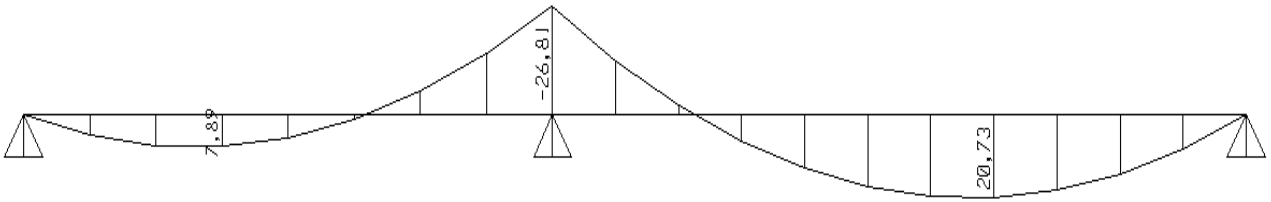


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (terrasse).

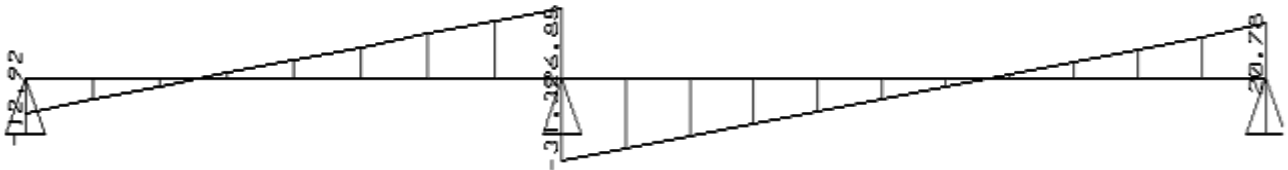


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (terrasse).

- Type 2 :

A ELU :

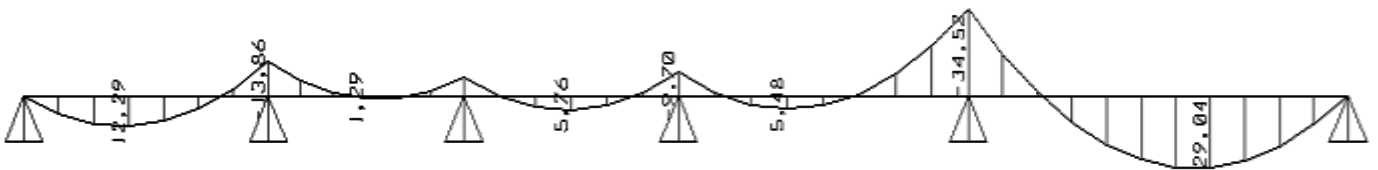


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (terrasse).

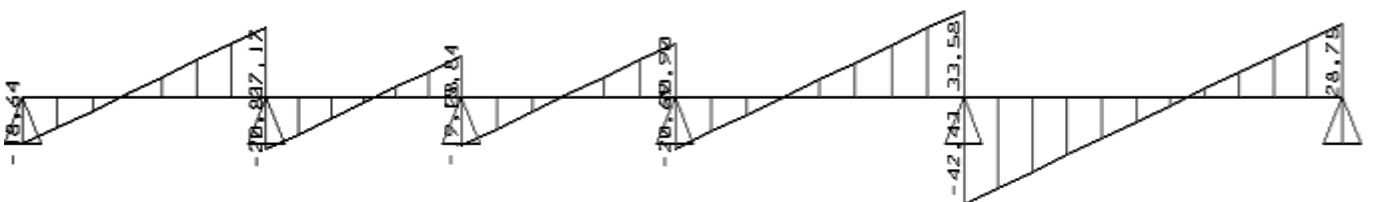


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (terrasse).

A ELS :

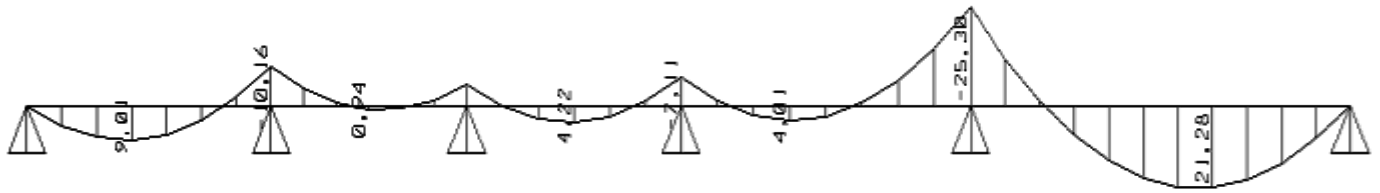


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (terrasse).

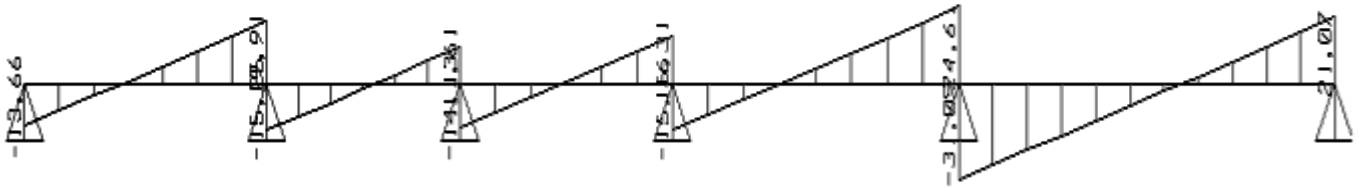


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (terrasse).

Niveau	Type de poutrelle	ELU			ELS		
		Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)
Etage courant	1	28.08	15.71	18.38	20.3	11.35	13.23
	2	27.44	32.62	40.09	19.98	23.76	29.20
Terrasse inaccessible	1	29.29	36.58	42.83	20.73	26.81	31.39
	2	29.04	34.52	42.43	21.28	25.30	31.08

Tableau III.1 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles.

III.2.7 – Calcul du ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

- Plancher étage courant (type 2):

$$ELU \begin{cases} Mt_{max} = 28.08 \text{ KN.m} \\ Ma_{max} = 15.71 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 18.38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} Mt_{max} = 20.3 \text{ KN.m} \\ Ma_{max} = 11.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

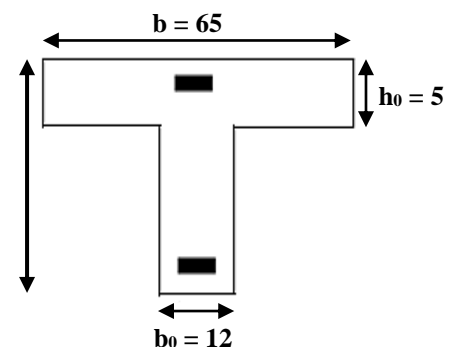
1. Calcul les armatures longitudinales :

- En travée :

Mr : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$$Mr = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.05 \times \left(0.9(0.25) - \frac{0.05}{2} \right)$$

Mr = 0.09 MN.m



$M_r > M_{t_{\max}} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures : (Annexe n°1)

$$\mu = \frac{M_{t_{\max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{28.08 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.06 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.969$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.14} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.08 \times 10^3}{0.969 \times 22.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.7 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s_{\min}} \geq 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{s_{\min}}) \Rightarrow A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : **2T16 = 4.02 cm²**

- **En appui :**

$M_r = 0.09 \text{ MN.m} > M_{a_{\max}} = 15.71 \text{ KN.m} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(12 \times 25) \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_{a_{\max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15.71 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.182 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 0.253 ; \beta = 0.898$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.71 \times 10^3}{0.898 \times 22.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.23 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 0.23 \times 12 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{s_{\min}} \geq 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{s_{\min}}) \Rightarrow A_s = 2.04 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : **2T12 = 2.26 cm²**

2. Calcul des armatures transversales :

- Le diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (7.14 ; 12 ; 12)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm} \quad ; \text{ Donc On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement :

D'après le RPA99 , on a :

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow St \leq \min (6.25\text{cm} ; 14.4\text{cm} ; 30\text{cm})$$

$$St \leq 6.25\text{cm} \quad ; \text{ On prend : } St = 5\text{cm}$$

• **Zone courante :**

$$St = \frac{h}{2} \Rightarrow St = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } St = 10\text{cm}$$

– Vérification :

1. Verification de la contrainte de cisaillement : $T_{\max} = 18.38 \text{ KN}$

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{18.38 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} \leq \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa})$$

$\tau_u = 0.68 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$ **Condition vérifiée**

2. Vérification des contraintes à l'ELS: $A_s = 3.7 \text{ cm}^2$, $M_{t_{\text{ser}}} = 20.3 \text{ KN.m}$, $\eta = 15$, $A' = 0$

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

• **Position de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité et la section homogène(s) et la fibre la plus comprimée :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A (d - y) = 0 \Rightarrow 32.5 y^2 + 60.3y - 1356.75 = 0 \Rightarrow y = 5.6 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{2} y^3 + \eta A (d - y)^2 = \frac{65 \times 5.59^3}{2} + 15 \times 4.02 \times (22.5 - 5.59)^2 \Rightarrow I = 29580.41 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{20.3 \times 10^3}{29580.41} \times 5.59$$

$\sigma_{bc} = 7.59 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	20.3	4.02	5.59	29580.41	3.83	C.V
Appui	11.35	2.26	4.35	13842.59	3.56	C.V

Tableau III.2 : Vérification des contraintes (étage type 1).

3. Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL 91, Il nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{505} = 0.0495 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{505} = 0.0495 < \frac{20.3}{15 \times 15.58} = 0.086 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{4.02}{12 \times 18} = 0.018 < \frac{3.6}{400} = 9 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La 1^{er} et 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Selon le BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ (L_{max} : la portée maximal)

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5.05$ m

$$f_{adm} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10Ei \cdot I_{fi}}$$

- **Calcul de contrainte :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{A \cdot 0.9d} = \frac{20.3 \times 10^3}{4.02 \times 0.9 \times 22.5} = \mathbf{249.37 \text{ MPa}}$$

- **Calcul des coefficients (f, λ_i, U_i) :**

$$f = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4.02}{12 \times 22.5} = \mathbf{0.015}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 12/65) \times 0.015} = \mathbf{2.74}$$

$$U_i = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{(4f \cdot \sigma_{st})} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.015 \times 249.37)} = \mathbf{0.245}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \times 4.02 \left(\frac{25}{2} - (0.1 \times 25) \right)^2$$

$$I_0 = \mathbf{90665.41 \text{ cm}^4}$$

- **Calcul de moment d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1.1I_0}{(1+\lambda_i.U_i)} = \frac{1.1 \times 90665.41}{(1+2.74 \times 0.245)} = 59673.28 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{20.3 \times 5.05^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 59673.28}$$

$$f = 0.27 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de la compression du béton :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_C}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'après le BAEL 91 : } V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \cdot b_0 \cdot a$$

a : La longueur d'appui de la biellette ($\hat{a} \leq a \leq 0.9d$).

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_u}{a \cdot b_0} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2V_u \cdot \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow \hat{a} = \frac{2 \times 18.38 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$\hat{a} \leq a \leq 0.9d \Rightarrow 2 \leq a \leq 16.2 ; \text{ On prend } a = 16 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 0.12 \times 0.16 = 0.128 \text{ MPa}$$

$$18.38 \times 10^{-3} < 0.128 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

T : L'effort tranchant maximum ; T = 18.38 KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 2

ψ_s : Coefficient de cisailmmt ; $\psi_s = 1.5$ pour HA

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{18.38 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 3.14 \times 2 \times 10^2} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1.8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 1.5 \times 3.14 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit égale : } L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Φ : Diamètre d'une barre égale 1cm.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5.5\Phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

- Plancher étage courant (type 2) :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{\max}} = 27.44 \text{ KN.m} \\ M_{a_{\max}} = 32.62 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 40.09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{\max}} = 19.98 \text{ KN.m} \\ M_{a_{\max}} = 23.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

1. Calcul les armatures longitudinales :

- En travée :

$M_r = 0.09 \text{ MN.m} > M_{t_{\max}} = 27.44 \text{ KN.m} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(65 \times 25) \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{27.44 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc $A' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 0.074 ; \beta = 0.97 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{27.44 \times 10^3}{0.97 \times 22.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{s_{\min}}) \Rightarrow A_{st} = 3.61 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : **3T14 = 4.62 cm²**

- **En appui :**

$M_r = 0.09 \text{ MN.m} > M_{a_{\max}} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(12 \times 25) \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures :

$$\mu = 0.378 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 0.632 ; \beta = 0.747$$

$$A_s = \frac{32.62 \times 10^3}{0.747 \times 22.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 5.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{s_{\min}}) \Rightarrow A_{st} = 5.57 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : **3T16 = 6.03 cm²**

2. Calcul des armatures transversales :

- **Le diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (7.14 ; 12 ; 14)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm} ; \text{ Donc On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow St \leq \min(6.25\text{cm}; 19.2\text{cm}; 30\text{cm})$$

$$St \leq 6.25\text{cm} ; \text{On prend : } \mathbf{St = 5cm}$$

- **Zone courante :**

$$St = \frac{h}{2} \Rightarrow St = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{St = 10cm}$$

- Vérification :**1. Vérification de la contrainte de cisaillement :** $T_{\max} = 40.09 \text{ KN}$

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{40.09 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$, $M_{t_{\text{ser}}} = 19.98 \text{ KN.m}$, $\eta = 15$, $A' = 0$

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A (d - y) = 0 \Rightarrow 32.5 y^2 + 69.3y - 1559.25 = 0 \Rightarrow y = 5.94 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{65 \times 5.94^3}{2} + 15 \times 4.62 \times (22.5 - 5.94)^2 \Rightarrow I = 25815.88 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{19.98 \times 10^3}{25815.88} \times 5.94 = 6.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

	M_{ser} (KN.m)	As (cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	19.98	4.62	5.94	25815.88	4.6	C.V
Appui	23.76	6.03	6.64	32266.29	4.88	C.V

Tableau III.3 : Vérification des contraintes (étage type 2).

3. Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL91 , Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{505} = 0.0495 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt_{ser}}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{505} = 0.0495 < \frac{19.98}{15 \times 15.58} = 0.843 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.021 > \frac{3.6}{400} = 9 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Tous les conditons ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Selon le BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

- **Calcul de contrainte :**

$$\sigma_{st} = \frac{19.98 \times 10^3}{4.62 \times 0.9 \times 22.5} = 213.56 \text{ MPa}$$

- **Calcul des coefficients (f, λ_i, U_i) :**

$$f = 0.017 ; \lambda_i = 2.42 ; U_i = 0.747$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \times 4.62 \times \left(\frac{25}{2} - (0.1 \times 25) \right)^2 = 91565.41 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de moment d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times 91565.41}{(1 + 2.42 \times 0.747)} = 35872.96 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{19.98 \times 5.05^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 35872.96}$$

$$f = 0.44 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de la compression du béton :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_c}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'après le BAEL 91 : } Vu \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \cdot b_0 \cdot a$$

a : La longueur d'appui de la bielle ($a \leq a \leq 0.9d$).

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2Vu}{a \cdot b_0} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2Vu\gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 40.09 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.049\text{m} = 4.9 \text{ cm}$$

$$a \leq a \leq 0.9d \Rightarrow 4.9 \leq a \leq 16.2 ; \text{ On prend } a = 16\text{cm}$$

$$Vu \leq 0.4 \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 0.12 \times 0.16 = 0.128 \text{ MPa}$$

$$40.09 \times 10^{-3} < 0.128 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

T : L'effort tranchant maximum ; T = 40.09 KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 4

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1.5$ pour HA

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{40.09 \times 10^3}{0.9 \times 22.5 \times 3.14 \times 4 \times 10^2} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit égale : $L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$

Φ : Diamètre d'une barre égale 1cm.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5.5 \Phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

- Terrasse inaccessible :

Les tableau suivants montrent le ferrailage et les vérification des poutrelles de plancher terrasse :

$M_{t_{max}} = 28.29 \text{ KN.m}$		$M_r = 0.09 \text{ MN.m} > M_{t_{max}}$ et $M_{a_{max}} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire.				
$M_{a_{max}} = 36.58 \text{ KN.m}$						
Ferrailage		μ	β	A_s (cm ⁴)	$A_{s_{min}}$ (cm ⁴)	Le choix de l'acier
	Travée	0.06	0.97	3.85	1.76	2T16 = 4.02 cm ²
	Appui	0.424	0.726	6.1	0.32	3T14 = 6.03 cm ²
		ϕt (mm)		St (cm)		
	8		Nodale	Courante		
			5	10		
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Travée	Appui	Observation	
			4.19 MPa < 15 MPa	5.06 MPa < 15 MPa	C.V	
	T_{max} (KN)		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$f \leq f_{adm}$	Compression du béton	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$
	ELU	ELS	1.58 MPa < 3.33 MPa C.V	0.27 cm < 1.01 cm C.V	$42.83 \times 10^{-3} < 0.128 \text{ MPa}$ C.V	1.68 MPa < 3.15 MPa C.V
		42.83	31.39			

Tableau III. 4 : Le ferrailage et les vérification de plancher terrasse type 1.

$M_{t_{max}} = 29.04 \text{ KN.m}$		$M_r = 0.09 \text{ MN.m} > M_{t_{max}}$ et $M_{a_{max}} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire.				
$M_{a_{max}} = 34.52 \text{ KN.m}$						
Ferrailage		μ	β	A_s (cm ⁴)	$A_{s_{min}}$ (cm ⁴)	Le choix de l'acier
	Travée	0.062	0.968	3.83	1.76	2T16 = 4.02 cm ²
	Appui	0.401	0.723	6.09	0.32	2T20 = 6.28 cm ²
		ϕ_t (mm)		S_t (cm)		
		8	Nodale	Courante		
			5	10		
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Travée	Appui	Observation	
			4.02 MPa < 15 MPa	5.11MPa <15 MPa	C.V	
	T_{max} (KN)		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$f \leq f_{adm}$	Compression du béton	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$
	ELU	ELS	1.33MPa < 3.33MPa C.V	0.52 cm < 1.01cm C.V	$42.43 \times 10^{-3} < 0.128 \text{ MPa}$ C.V	1.68 MPa < 3.15MPa C.V
		42.4 3	31.0 8			

Tableau III. 5 : Le ferrailage et les vérification de plancher terrasse type 2.

		Localisation	Choix	$A_{s_{adopté}}$	Φ
Plancher étage courant	Type 1	Travée	2T16	4.02	2 ϕ 6
		Appui	2T12	2.26	2 ϕ 6
	Type 2	Travée	3T14	4.62	2 ϕ 6
		Appui	3T16	6.03	2 ϕ 6
Plancher terrasse inaccessible	Type 1	Travée	2T16	4.02	2 ϕ 6
		Appui	3T14	6.03	2 ϕ 6
	Type 2	Travée	2T16	4.02	2 ϕ 6
		Appui	2T20	6.28	2 ϕ 6

Tableau III. 6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles de plancher étage et terrasse.

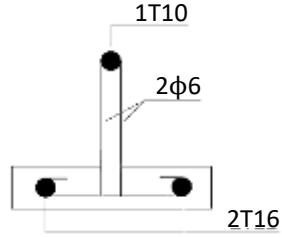
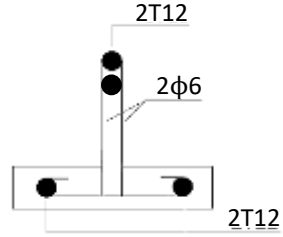
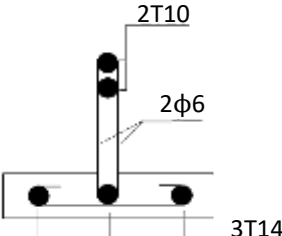
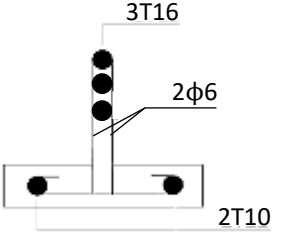
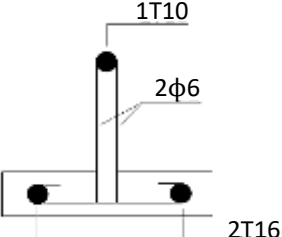
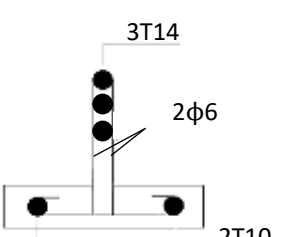
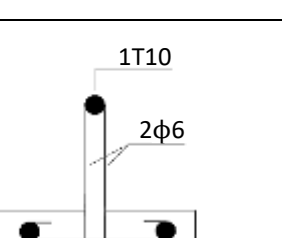
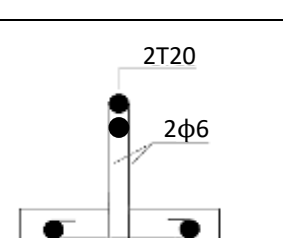
		Travée	Appui
Plancher étage courant	Type 1		
	Type 2		
Plancher terrasse inaccessible	Type 1		
	Type 2		

Tableau III. 7 : Schémas de ferrailage des poutrelles .

III.2.8 – Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

Selon CBA93 , la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles .
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

- Si $l \leq 50$ cm $\Rightarrow A_1 \geq \frac{200}{f_e}$ (cm²/ml)
- Si $50\text{cm} \leq l \leq 80$ cm $\Rightarrow A_1 \geq \frac{4l}{f_e}$ (cm²/ml)

l : l'écartement entre axe des nervures.

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles : $A_2 = \frac{A_1}{4}$

$l = 65 \text{ cm}$; $f_e = 235 \text{ Mpa}$

$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = \frac{1.41}{4} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend $3\phi 6 = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

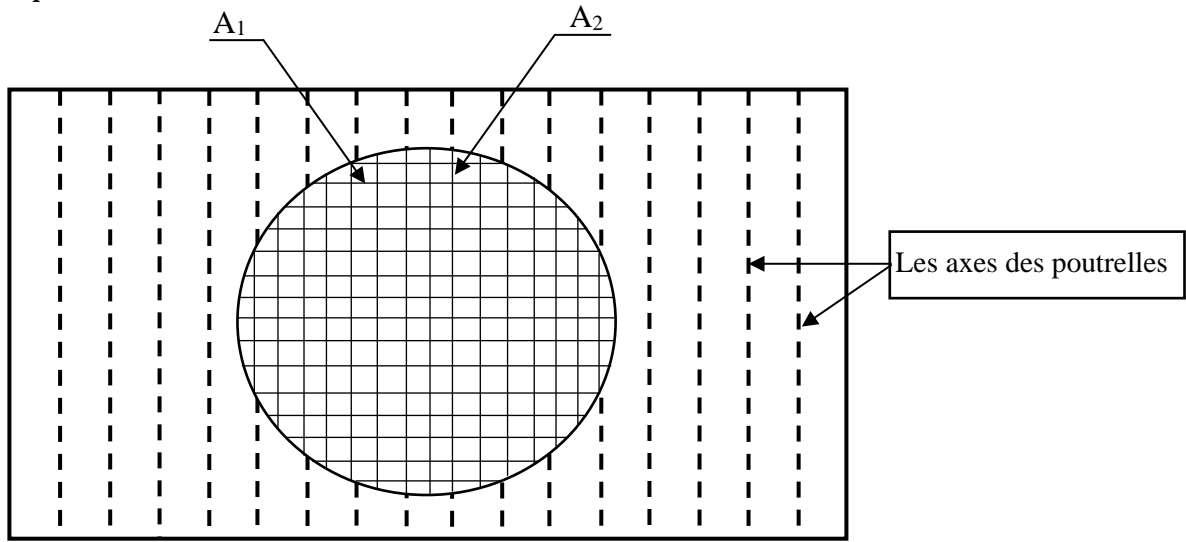


Figure III.18 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.3 – Etude de l’acrotère:

L’acrotère est un élément structural en béton armé qui contournant le sommet du bâtiment , son rôle est d’assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales.

- L’acrotère est sollicité en flexion simple.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

La hauteur h (60cm)

L’épaisseur (15cm)

L’enrobage (5cm)

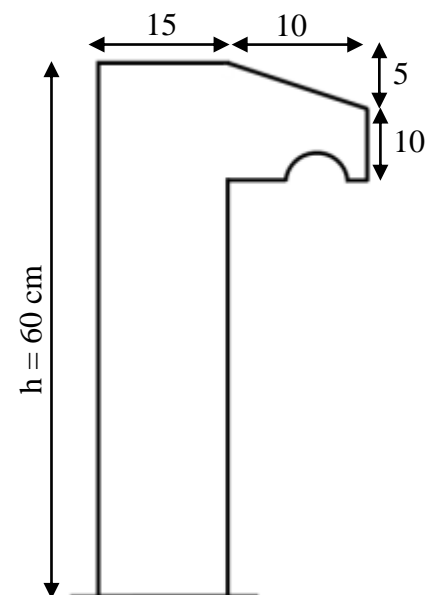


Figure III.19 : Schéma statique de l’acrotère.

III.3.1 - Évaluation et Combinaison d'action :

- **Surface :**

$$S = (0.15 \times 0.6) + (0.1 \times 0.1) + \frac{(0.05 \times 0.1)}{2} = 0.1025 \text{ m}^2$$

- **Les charge permanente :**

$$G = 0.1025 \times 1 \text{ ml} \times 25 = 2.56 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Effort normal :**

$$\text{ELU: } N_U = 1.35G = 1.35 \times 2.56 = 3.456 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = G = 2.56 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$\text{ELU: } M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$$

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$$

- **Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $c = c' = 2 \text{ cm}$

- **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{3.456} \Rightarrow e = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m} < e = 0.26 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limite par les armatures.

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_U = N_U \left[e + \frac{h}{2} - d' \right] = 3.456 \left[0.26 + \frac{0.15}{2} - 0.015 \right] = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$(d - d') N_U - M_U \leq (0.337h - 0.81c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0.135 - 0.015) \times 3.456 - 1.1 \leq (0.337 \times 0.15 - 0.81 \times 0.015) \times 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.15$$

0.68 KN.m \leq 81.62 KN.m ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b \times h).

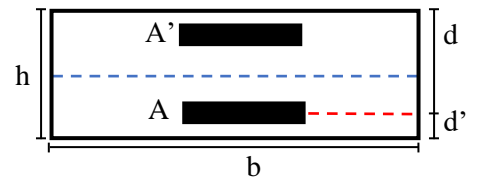
III.3.2 - Ferrailage de l'acrotère :

h : Epaisseur de la section (0.15m)

b : largeur de la section (1m)

d : hauteur utile (0.9h = 0.135m)

d' = h - d = 0.015 m



- L'ELU :

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.1 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0.004 < \mu_1 = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Les armatures comprimées n'existent pas ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_s^f = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.1 \times 10^3}{0.998 \times 13.5 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s^f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.23 - \frac{3.456 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{st} , A_{smin}) = \max (0.13 ; 1.63) \Rightarrow A = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc , On adopte : **4T8 = 2.01 cm²**

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } \mathbf{4T6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

III.3.3 - Vérification :

- Vérification des contraintes à ELS :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 20.15y - 407.02 = 0 \Rightarrow y = 2.66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{2} y^3 + \eta A (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.66^3}{2} + 15 \times 2.01 \times (13.5 - 2.66)^2 \Rightarrow I = 4421.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.6 \times 10^3}{4421.59} \times 2.66$$

$$\sigma_{bc} = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{0.6 \times 10^3}{4421.59} \times (13.5 - 2.66) \Rightarrow \sigma_{st} = 22.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 22.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 13.5} \leq \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.001 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

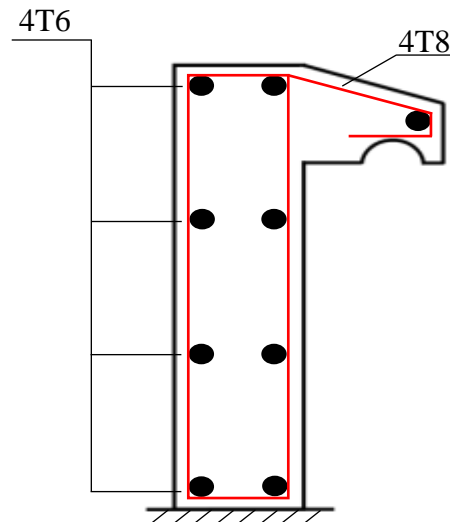


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4 – Etude de balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q .

III.4.1- Évaluation et combinaison des charges :

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur :

- Charge permanente : $G = 5.35 \text{ KN/ml}$
- Surcharge exploitation du balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$
- Poids de garde-corps :
 $P = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 1.08 \text{ KN/ml}$

- Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = 12.47 \text{ KN/ml} \\ P_u = 1.35P = 1.46 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{m} = 8.85 \text{ KN/ml} \\ P_{\text{ser}} = 1.08 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le moment isostatique est calculé par la relation suivante : $M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{2} + P \cdot l$

Effort tranchant : $T_{max} = q.l+P$

	q (KN/ml)	P (KN)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	12.47	1.46	9.15	15.18
ELS	8.85	1.08	6.54	10.81

Tableau III. 8 : Combinaison des charges de balcon.

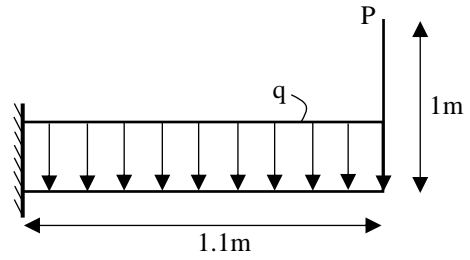


Figure III.21 : Schéma statique du balcon.

III.4.2 - Calcul du Ferrailage :

- Calcul des armatures à l'ELU :

M (KN.m)	μ	α	β	d (cm)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	Ar (cm ²)	Choix
9.15	0.035	0.044	0.982	13.5	1.98	1.63	2T12 2.26cm ²	0.565	4φ8 2.01cm ²

Tableau III. 9 : Ferrailage des balcons adoptés.

III.4.3 - Vérification :

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{15.18 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.112 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte à l'ELS :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta.A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 29.7y - 400.95 = 0 \Rightarrow y = 2.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{2}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2.55^3}{2} + 15 \times 1.98 \times (13.5 - 2.55)^2 \Rightarrow I = 1479.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{6.54 \times 10^3}{1479.5} \times 2.55$$

$$\sigma_{bc} = 11.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

D'après l'RDM la flèche est calculée par la relation : $f = \frac{q.l^4}{8EI} + \frac{P.l^3}{3EI}$

E : Module déformation déferée ($E_{iv} = 32164.19 \text{ MPa}$)

I : Moment d'inertie ($I = 1479.5 \text{ cm}^4$)

$$f = \frac{l^3}{EI} \left(\frac{q.l}{8} + \frac{P}{3} \right) = \frac{110^3}{32164.19 \times 1479.5} \times \left(\frac{8.85 \times 1.1}{8} + \frac{1.08}{3} \right) \Rightarrow f = 0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{110}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.22 \text{ MPa}$$

$f = 0.04 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.22 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

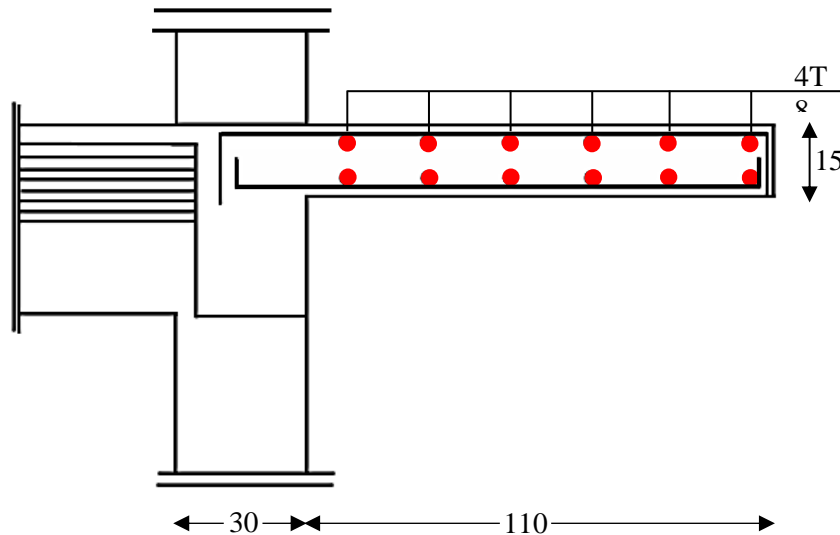


Figure III.22 : Schéma de ferrailage des

III.5 – Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments importants , utilisés pour relier différents niveaux de construction. Ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure. Le bâtiment a un type d'escalier à deux volées composé d'un banc en béton armé et de marches rectangulaires.

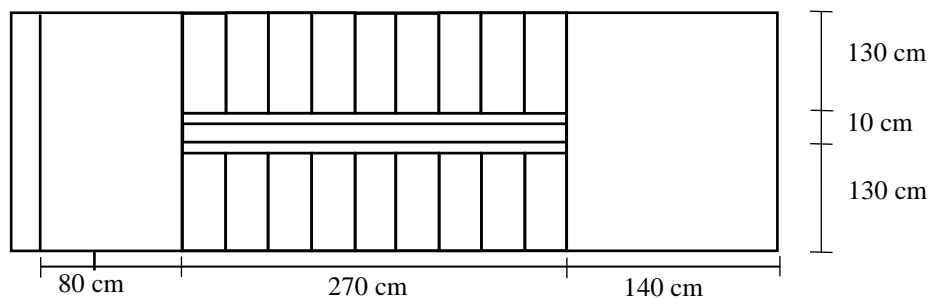


Figure III.23 : Vue en plan d'escalier.

III.5.1- Dimensions des escaliers :

- Hauteur de l'étage : $h_e = 3.06m$
- Hauteur de marche : $h = 17cm$
- Nombre des marches : $n = 18$ (9 marches par volée)
- Largeur de la marche : $g = 30$ cm
- Epaisseur de paillasse : $e_v = 15$ cm
- Epaisseur de palier : $e_p = 15cm$

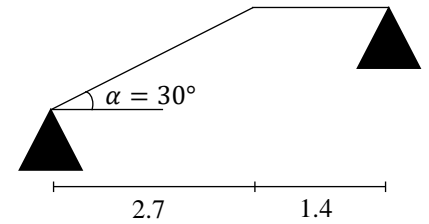


Figure III.24 : Schéma statique d'escalier.

III.5.2 - Evaluation des charges et des surcharges :

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	5.15	2.5	10.7	7.65
Paillasse (volée)	8.22	2.5	14.85	10.72

Tableau III. 10 : Évaluation des charges.

III.5.3 - Détermination des sollicitations:

Pour déterminer les moments et des efforts tranchant en utilise la méthode de RDM :

- A ELU :

- Réactions des appuis : $q_1 = 14.85$ KN/ml , $q_2 = 10.7$ KN/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 25.62 \text{ KN} \\ \sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 29.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Efforts tranchant et moment fléchissant :

Section 1.1 : $0 \leq x \leq 2.7$

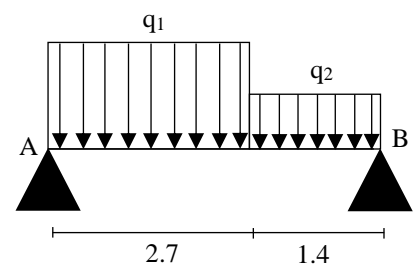
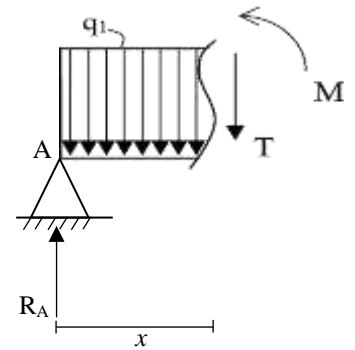


Figure III.24 : Schéma statique d'une volée + palier.

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x \begin{cases} T(0) = 29.45 \text{ KN} \\ T(2.7) = -10.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = 25.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.98 \Rightarrow M(1.98) = 29.20 \text{ KN.m}$$

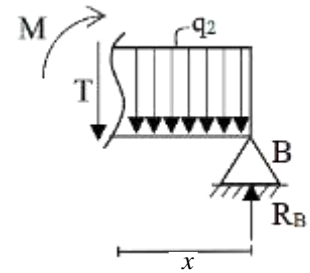


Section 2.2 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x \begin{cases} T(0) = -25.62 \text{ KN} \\ T(1.4) = -10.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 25.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.7 \Rightarrow M(2.39) = 30.67 \text{ KN.m}$$



Travée : $M_t^{\max} = 0.85M_0 \Rightarrow M_t^{\max} = 26.07 \text{ KN.m}$

Appui : $M_a^{\max} = 0.5M_0 \Rightarrow M_a^{\max} = 15.33 \text{ KN.m}$

- **A ELS :**

- **Réactions des appuis :** $q_1 = 10.72 \text{ KN/ml}$, $q_2 = 7.65 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} \sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 18.41 \text{ KN} \\ \sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 21.24 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Efforts tranchant et moment fléchissant :**

Section 1.1 : $0 \leq x \leq 2.7$

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x \begin{cases} T(0) = 21.24 \text{ KN} \\ T(2.7) = -7.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.7) = 18.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.98 \Rightarrow M(1.98) = 21.04 \text{ KN.m}$$

Section 2.2 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x \begin{cases} T(0) = -18.41 \text{ KN} \\ T(1.4) = -7.7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 18.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.7 \Rightarrow M(2.39) = 22.15 \text{ KN.m}$$

Travée : $M_t^{\max} = 0.85M_0 \Rightarrow M_t^{\max} = 18.82 \text{ KN.m}$

Appui : $M_a^{\max} = 0.5M_0 \Rightarrow M_a^{\max} = 10.07 \text{ KN.m}$

	M_0 (KN.m)	Appui	Travée	T_{\max} (KN)
		M_{\max} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	
ELU	30.67	15.33	26.07	29.45
ELS	22.15	10.07	18.82	21.24

Tableau III. 11 : Les sollicitation dans l’escalier.

III.5.4 - Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple :

- **Armature longitudinale :** $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	$A_{S\text{adopté}}$ (cm ²)	St
Travée	18.82	0.07	0.09	0.964	4.15	1.63	5T12	5.65	25
Appui	10.07	0.02	0.02	0.992	2.16	1.63	4T10	3.14	25

Tableau III. 12 : Le ferrailage des escaliers.

- Armatures de répartition :

Travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} \Rightarrow A_r = 1.39 \text{ cm}^2$; On adopte **3T8 = 1.5 cm²**

Appui : $A_r = \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_r = 0.78 \text{ cm}^2$; On adopte **3T8 = 1.5 cm²**

III.5.5 – Vérification :

- Contrainte de cisaillement : $T_u = 29.45 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa})$

$\tau_u = 0.218 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

- Contraintes à l'ELS :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	18.82	5.65	4.35	19906.47	4.11	15	C.V
Appui	10.07	3.14	2.65	12028.3	2.21		C.V

Tableau III. 13 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

- Vérification des espacements: $y^2=0$

D'après le C.B.A.93 ART A.7.2.4.2 P (82) on doit avoir :

- **Pour les armatures principales :**
 $St \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, D'où $St = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifier**
- **Pour les armatures répartition :**
 $St \leq \text{Min} (4h ; 40 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, D'où $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifier**

- Vérification de la flèche :

On se dispense de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$0.03 < 0.06$	N.V
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{15M_0}$	$0.03 < 0.04$	N.V
$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$	$5.65 \times 10^{-3} < 9 \times 10^{-3}$	N.V

Tableau III.14 : Vérification les conditions de la flèche.

Tous les conditons ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b.y^2}{2} - \eta.A_s(d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 69.3y - 1247.4 = 0$$

$$\Delta > 0 ; y = 4.35 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{12} + \eta.A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 19906.47 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$M_G = \frac{0.85G.L^2}{8} \Rightarrow M_G = 14.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{G+Q} = \frac{0.85q.L^2}{8} \Rightarrow M_{G+Q} = 19.14 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes :**

$$\sigma_{S_G} = 15M_G \frac{d-y}{I} = 15 \times 14.68 \times \frac{18-4.35}{19906.47} \Rightarrow \sigma_{S_G} = 151 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S_{G+Q}} = 15M_{G+Q} \frac{d-y}{I} = 15 \times 19.14 \times \frac{18-4.35}{19906.47} \Rightarrow \sigma_{S_{G+Q}} = 197 \text{ MPa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.003$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\rho.\sigma_{S_G} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 151 + 2.1} \Rightarrow \mu_G = 0.061$$

$$\mu_{G+Q} = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\rho.\sigma s_{G+Q} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 197 + 2.1} \Rightarrow \mu_{G+Q} = 0.176$$

• **Déformations :**

Instantanées : $\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003 \times (2 + 3)} \Rightarrow \lambda_i = 7$

Longue durée : $\lambda_v = 0.4 \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.8$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{Fi}(G) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_G} = \frac{1.1 \times 19906.47}{(1 + 7 \times 0.061)} \Rightarrow I_{Fi}(G) = 15347.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv}(G) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_G} = \frac{1.1 \times 19906.47}{(1 + 2.8 \times 0.061)} \Rightarrow I_{Fv}(G) = 18699.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}(G+Q) = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{G+Q}} = \frac{1.1 \times 19906.47}{(1 + 7 \times 0.176)} \Rightarrow I_{Fi}(G+Q) = 9810.3 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de flèche :**

La flèche f est donnée par la formules qui suit : $f = \frac{M.L^2}{10E.I_F}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa} \quad ; \quad E_{vj} = E_{ij} / 3 = 10721.39 \text{ MPa}$$

$$f_i(G) = \frac{M_G.L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{14.68 \times 4.1^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 15347.2} \Rightarrow f_i(G) = 0.5 \text{ cm}$$

$$f_v(G) = \frac{M_G.L^2}{10E_v.I_{Fv}} = \frac{14.68 \times 4.1^2 \times 10^7}{10 \times 10721.39 \times 18699.1} \Rightarrow f_v(G) = 1.23 \text{ cm}$$

$$f_i(G+Q) = \frac{M_{G+Q}.L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{19.14 \times 4.1^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 9810.3} \Rightarrow f_i(G) = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v(G) + f_i(G+Q) - f_i(G) \Rightarrow \Delta f_T = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm} > \Delta f_T = 0.22 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

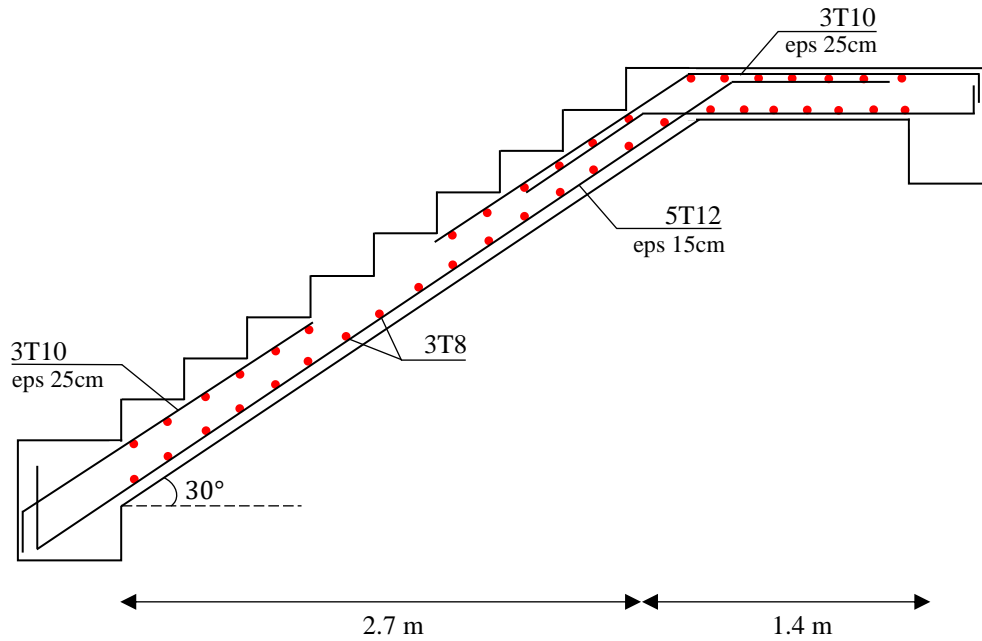


Figure III.25 : Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.6 - Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

III.6.1 - Évaluations des charges :

Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = \frac{3-0.4}{2} \times 2.76 = 3.59 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier : $R_U = 29.45 \text{ KN/ml}$; $R_{SER} = 21.24 \text{ KN/ml}$

- Combinaisons des charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_U = 1.35 (2.25 + 3.59) + 1.5 (0.75) + 29.45 = 38.46 \text{ KN/ml}$

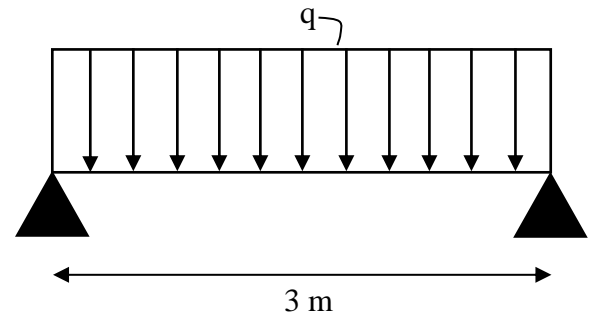
$q_{ser} = G + Q + R_S = (2.25 + 3.59) + 0.75 + 21.24 = 27.83 \text{ KN/ml}$

III.6.2 - Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q.l^2}{8} ; T = \frac{q.l}{2}$$

Travée : $M_t = 0.85M_0$

Appui : $M_a = 0.4M_0$



	q (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T (KN)
ELU	38.46	43.26	37.06	17.30	57.69
ELS	27.83	31.31	26.61	10.64	41.75

Tableau III.15 : Évaluation des charges de la poutre palière.

III.6.3 - Calcul du ferrailage :

$b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

	Mu (KN.m)	μ	α	β	A _{Scalculé} (cm ²)	A _{Sadopté} (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix
Travée	37.06	0.088	0.115	0.954	3.54	4.62 3T14	1.15	3T8
Appui	17.30	0.041	0.052	0.979	1.65	4.62 3T14	0.41	3T8

Tableau III.16 : Ferrailage de la poutre palière.

III.6.4 - Vérifications :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Travée : $3.54 > 1.14$

Appui : $1.65 > 1.14$

- **Contrainte de cisaillement** : $T_u = 57.69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression du béton à ELS** :

- **Position de l'axe neutre** :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \cdot A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15 y^2 + 69.3y - 2182.95 = 0 \Rightarrow y = 9.97 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie** :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9.97^3}{2} + 15 \times 4.62 \times (31.5 - 9.97)^2 \Rightarrow I = 46988.79 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton comprimé** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{26.61 \times 10^3}{46988.79} \times 9.97$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	26.61	9.97	46988.79	5.64	15	Vérifiée
Appui	10.64			2.25		Vérifiée

Tableau III.17 : Vérification de contrainte de compression du béton à ELS.

- **Calcul des armatures transversales** :

Diamètre : $\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l\right) = \min(10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$; On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Espacement : $St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$; On prend $St = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de flèche** : $M_{t_{ser}} = 26.61 \text{ KN}$; $M_{0_{ser}} = 31.31 \text{ KN.m}$; $L = 3 \text{ m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$0.116 > 0.06$	Oui
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10M_0}$	$0.116 > 0.08$	Oui
$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$4.89 \times 10^{-3} < 0.01$	Oui

Tableau III.18 : Vérification des conditions de la flèche.

Donc il est inutile de calculer la flèche.

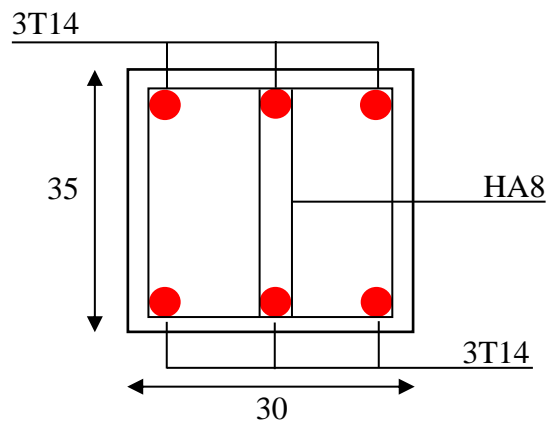


Figure III.26 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV:

Etude dynamique et modélisation
numérique

IV.1 - Introduction :

Il ne fait aucun doute que certaines catastrophes naturelles sont les plus dévastatrices dans les zones urbaines, et parmi ces catastrophes, nous identifions les tremblements de terre.

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'Algérie est un pays à risque sismique, ayant été frappée à plusieurs reprises par des séismes dévastateurs. Parmi les événements les plus marquants, on peut citer le séisme des Idoles en 1980 et celui de Boumerdes en 2003, qui ont mis en évidence à quel point les bâtiments sont vulnérables à ce type de catastrophe naturelle.

Face à ce danger constant, la prévention passe avant tout par une construction adaptée. Aujourd'hui, la création de structures capables de résister aux tremblements de terre est la seule approche fiable pour réduire les effets des tremblements de terre. Dans cette optique, la réglementation sismique algérienne a été élaborée (RPA99 version 2003) et récemment la nouvelle version modifiée (RPA version 2024) a été ajoutée, qui impose non seulement le respect des bonnes normes de construction, mais impose également des règles spécifiques qui prennent en compte les caractéristiques spécifiques des forces sismiques.

IV.2 - Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis action sismique, afin de limiter les dommages causées tout en respectant les aspects de la construction.

IV.3 - Les méthodes de calcul :

D'après le RPA , Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1 - La méthode statique équivalente :

- **Définition :** Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application** : Les conditions de la méthode varient entre RPA 99 version 2003 et version 2024 selon les zones ,de sorte que :

- **RPA99 version 2003** :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une con figuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone	Groupe d'usage
I	Tous groupes
IIa	Groupe d'usage 3 Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
IIb et III	Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Tableau IV.1: Les conditions complémentaires de la méthode statique équivalente (RPA99/v03) .

- **RPA version 2024** :

Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI). b)

Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au tableau :

Zone	Groupe d'usage			
	1A	1B	2	3
I et II	/	/	/	/
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m	≤ 7 niveaux et ≤ 23m	/
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8m	≤ 3 niveaux et ≤ 11m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m
Note : (/) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Tableau IV.2 : Les conditions complémentaires de la méthode statique équivalente(RPA/v24).

IV.3.2 - Les méthodes dynamiques :

1- La méthode d'analyse modale spectrale : Peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs.

2- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : Peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 - Choix de la méthode de calcul :

Pour notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour ne pas remplir les conditions, car le bâtiment étudié a une configuration irrégulière, mais il satisfait à la condition associée à la hauteur du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RPA99/v3 : } H_t = 15.3 \text{ m} \leq 23\text{m} \\ \text{RPA/v24 : } H_t = 15.3 \text{ m} \leq 17 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc, nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures SAP 2000 V20 pour simplifier le calcul.

IV.5 - Présentation de logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un programme ou logiciel de calcul et de conception de structures d'ingénierie spéciales adaptées aux bâtiments et aux travaux de génie civil et des travaux publics. Dans le même environnement, qui permet le comportement de divers types de structure. Fournit de nombreuses possibilités pour l'analyse des effets statiques et dynamiques avec une conception et une vérification supplémentaires des structures en béton armé, en charpente métallique, avec un assistant graphique hautement disponible facilite pour l'interprétation et la manipulation des résultats, la coordination des notes de compte.

IV.6 - Modélisation de la structure :

La modélisation structurelle est un processus par lequel on crée un modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur SAP2000 comprend les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...etc).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections aux modèles s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (a l'écran, sur fichier..... etc).

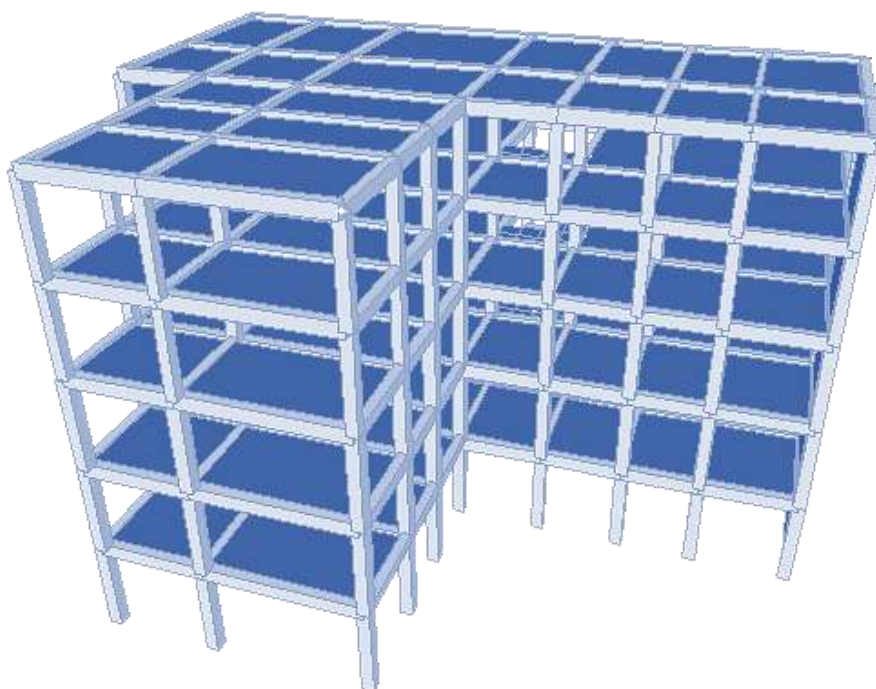


Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure.

IV.7 - Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales:

- Selon RPA99 version 2003 :

La formule est : $V = \frac{A.D.Q}{R} .W$

Coefficient d'accélération de zone A :

- Zone sismique : IIa
 - Groupe d'usage : 2
- } $A = 0.15$

RPA99 v 2003 (Tableau 4.1)

Facteur d'amplification dynamique moyen D : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 v2003 (4.2)}$$

T_1, T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Pour un cite meuble (S3) : $T_1 = 0.15s, T_2 = 0.5s$ **RPA99 v2003 (Tableau 4.7)**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad \text{RPA99 v2003 (4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99 v2003 (Tableau 4.2)**, tel que :

Contreventement par portiques en béton armé avec remplissage dense .

$\xi = 7\%$ ce qui donne $\eta = 0.88$

La période fondamentale T: La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad \text{RPA99 v2003 (4.6)}$$

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 15.3 \text{ m}$

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

Notre cas étant portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie ;

$$C_T = 0.05 \quad \text{RPA99 v2003 (Tableau 4.2)}$$

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

$L_x = 23.85\text{m}$; $L_y = 19\text{m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min (0.38s ; 0.28s) \\ T_y = \min (0.38s ; 0.31s) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.28s \\ T_y = 0.31s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens : $D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = D_y = 2.2$

Facteur de qualité Q : Sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 v2003 (4.4)}$$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Les critères de qualité "q"	Observation		P _q	
	Sense X	Sense Y	Sense X	Sense Y
1 - Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0.05
2 - Redondance en plan	Non	Oui	0.05	0
3 - Régularité en plan	Non	Non	0.05	0.05
4 - Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q selon RPA99 version 2003.

Donc : $Q_x = Q_y = 1.1$

Coefficient de comportement global de la structure R : Sa valeur unique est donnée par le **RPA99 v2003 (Tableau 4.3)** en fonction du système de contreventement.

Pour ce projet , on considère un contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, donc :

$R = 5$.

Poids total de la structure W : W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_G + \beta.W_Q \quad \text{RPA99 v2003 (4.5)}$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Quant à ce projet , il est à usage d'habitation : β= 0.2

Le poids total de la structure a été calculé a l'aide de le logiciel SAP2000, la valeur trouvée est :

$W = 5831.398 \text{ KN}$

$$V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.1}{5} \times 5831.398 \Rightarrow V_x = V_y = 423.359 \text{ KN}$$

- Selon RPA version 2024 :

La formule est : $V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g} (T_0) . W$

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 . Elle est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = \begin{cases} \text{A.I.S.} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right) & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad \text{RPA v2024 (3.15)}$$

Coefficient d'accélération A :

- Zone : V
 - Groupe d'usage : 2
- } **A = 0.25** **RPA v2024 (Tableau 3.2)**

Coefficient d'importance I : Sa valeur unique est donnée par le **RPA v2024 (Tableau 4.3)** en fonction du système de contreventement.

Coefficient de site S :

- Zone : V
 - Type : 1
 - Site : S3
- } **S = 1.3** **RPA v2024 (Tableau 3.3)**

Facteur de qualité Q_F : Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad \text{RPA V2024 (3.23)}$$

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

P_q : La pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Catégorie	Les critères	Observation	P_q
(b)	1 - Régularité en plan	Non	0.05
	2 - Régularité en élévation	Oui	0
	3 - Redondance en plan	Oui	0

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités P_q selon RPA version 2024 .

Donc : $Q_F = 1.05$

Coefficient de comportement global de la structure R : Sa valeur unique est donnée par le **RPA99 v2024 (Tableau 3.17)** en fonction du système de contreventement.

Pour ce projet , on considère un contreventement mixte, équivalent à une ossature. Donc : $R = 4.5$

La période fondamentale de la structure T_0 : Sa valeur peut être estimée à partir de la formule suivant :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \qquad \text{RPA v2024 (4.4)}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 15.3m$

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

$C_T = 0.05$ (Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie donné par **Tableau 4.3** de **RPA v2024** .

Donc : $T = 0.38S$

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

- Zone : V
 - Type : 1
 - Site : S3
- } $T_1 = 0.15s , T_2 = 0.6s , T_3 = 2s$ **RPA v2024 (Tableau 3.3)**

Ce qui donne : $\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.189$

Coefficient de correction λ : Sa valeur égale :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85, & \text{Si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = 0.38s \leq (2.T_2) = 1.2s \Rightarrow \lambda = 0.85$$

Poids total de la structure W : W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_G + \psi.W_Q \quad \text{RPA v2024 (4.3)}$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au **RPA ver2024 (Tableau 4.2)**.

Quant à ce projet, il est à usage d'habitation : $\psi = 0.2$

Le poids total de la structure a été calculé à l'aide de le logiciel SAP2000, la valeur trouvée est :

$$W = 6150.758 \text{ KN}$$

La force sismique : $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W \Rightarrow V = 988.119 \text{ KN}$

IV.8 - Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est une « courbe » sur laquelle on lit les valeurs maximales d'amplification du mouvement du sol. Il est évalué pour le pic du mouvement sismique. Les constructions sont repérées sur le spectre de réponse par leur période propre.

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

Selon RPA99/v03 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.5A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

$\frac{S_a}{g}$: spectre de réponse par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g) ;

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

A : coefficient d'accélération de zone ;

η : facteur de correction d'amortissement , il est égale :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad ; \text{ avec } \xi : \text{ pourcentage d'amortissement critique.}$$

R : coefficient de comportement de la structure ;

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : facteur de qualité.

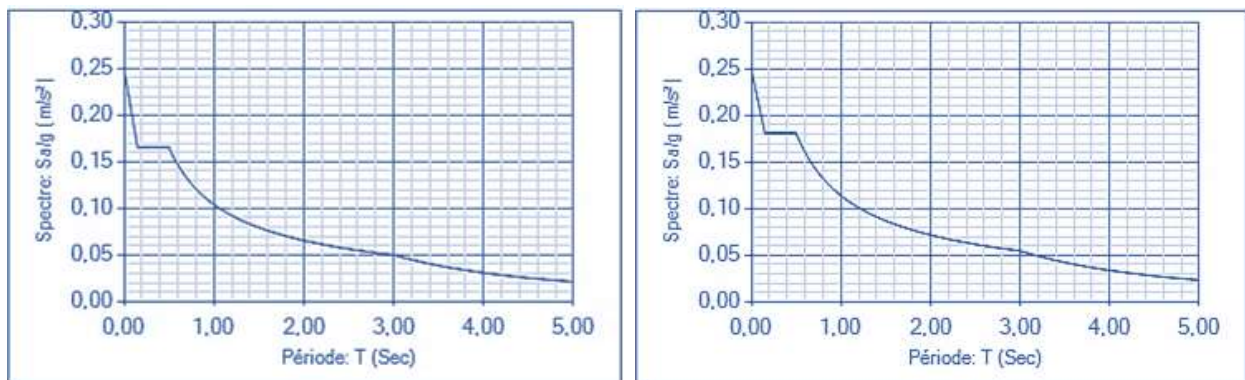


Figure IV.2 : Spectre de réponse selon X et Y (RPA99/v03).

Selon RPA/v24 :

- Spectre de réponse élastique horizontal :

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.I.S.} \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A.I.S.} (2.5\eta) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A.I.S.} (2.5\eta) \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A.I.S.} (2.5\eta) \left(\frac{T_2 - T_3}{T^2} \right) & T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$: spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g) ;

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

A: coefficient d'accélération de calcul ;

T₁ : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T₂ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T₃ : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

I : coefficient d'importance ;

S : coefficient de site ;

• **Spectre de réponse élastique vertical :**

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5\eta) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5\eta) \left(\frac{T_2}{T}\right)^\alpha & T_2 \leq T \leq T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5\eta) \left(\frac{T_2 - T_3}{T^2}\right)^\alpha & T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Les valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical sont extraites des tableaux (3.7) et (3.8) du RPA99/v24.

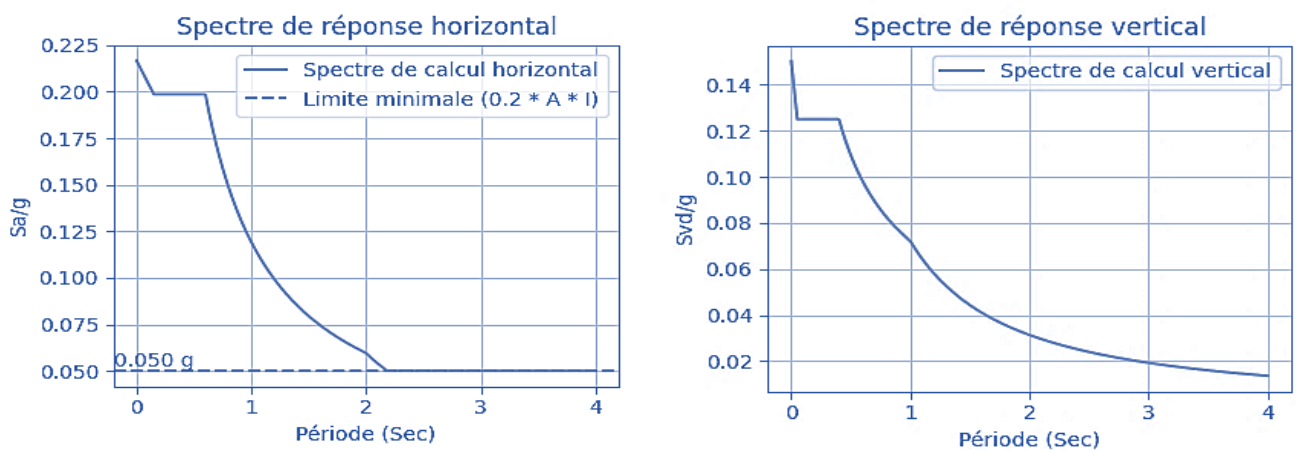


Figure IV.3 : Spectre de réponse (RPA/v24).

IV.9 – Disposition des voiles de contreventements :

Le choix de la position des voiles doit répondre à un certain nombre de conditions , à savoir :

- Conditions architecturales.
- La position de ces voiles doit éviter les forces de torsion qui pourraient endommager la structure.

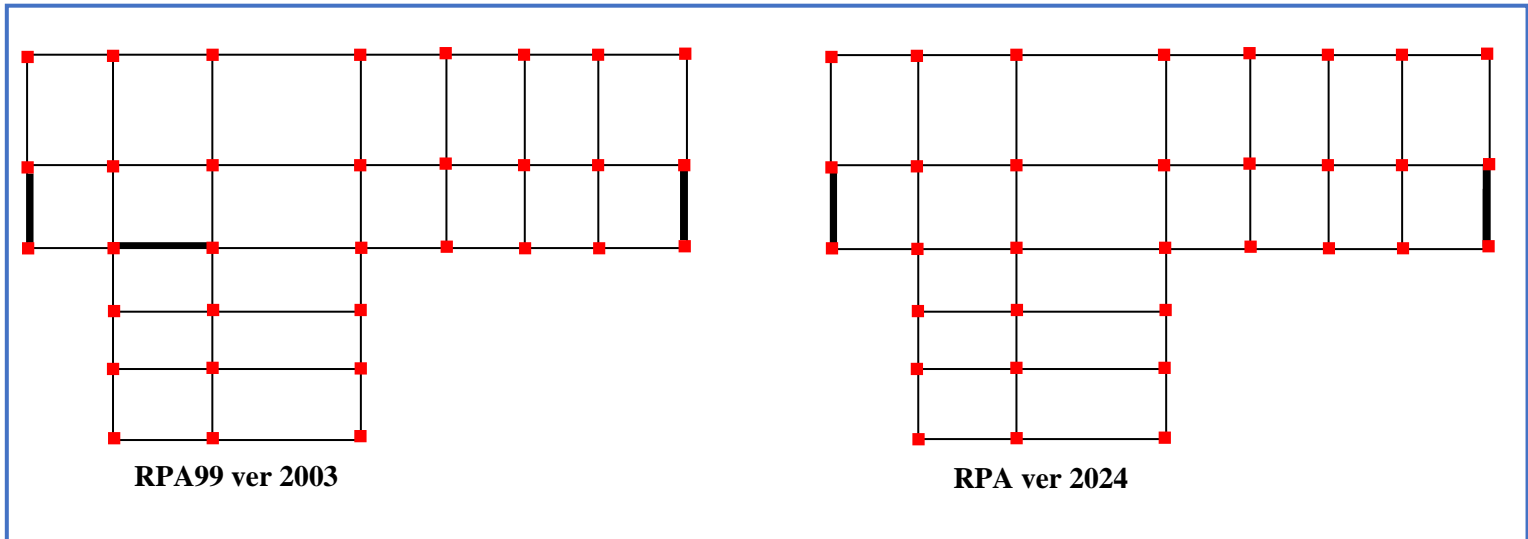


Figure IV.4 : Disposition des voiles.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.394662	0.73572	0.00392	0.00001259	0.73572	0.00392	0.00001259
2	0.341402	0.00501	0.70006	0.00003575	0.74074	0.70397	0.00004835
3	0.263878	0.00217	0.00864	0.00001415	0.7429	0.71262	0.00006249
4	0.114244	0.17184	0.00023	0.00006213	0.91475	0.71285	0.00012
5	0.086573	0.00023	0.19799	0.00013	0.91498	0.91084	0.00025
6	0.077611	4.046 E-6	9.42 E-6	0.09612	0.91499	0.91085	0.09637
7	0.066903	5.847 E-8	8.333 E-6	0.00298	0.91499	0.91086	0.09935
8	0.06394	0.00078	0.00283	0.00004402	0.91577	0.91369	0.09939
9	0.062425	0.00003393	2.34 E-7	0.0834	0.9158	0.91369	0.18279
10	0.061167	0.00000233	2.61 E-7	0.00033	0.9158	0.91369	0.18312
11	0.056835	0.04916	0.00007405	0.00013	0.96496	0.91376	0.18325
12	0.056279	0.00502	2.087E-08	0.00244	0.96998	0.91376	0.18569

Tableau IV.5 : Période et coefficients de participation massique (RPA99/v03).

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.489761	0.81012	0.000004013	4.195E-08	0.81012	0.000004013	4.195E-08
2	0.322044	0.00002626	0.7086	0.0000432	0.81015	0.70861	0.00004324
3	0.251731	0.00079	0.00885	7.652 E-6	0.81093	0.71746	0.0000509
4	0.166684	0.11171	3.471 E-6	6.434E-07	0.92264	0.71746	0.00005154
5	0.09311	0.04195	0.00002986	0.00001898	0.96459	0.71749	0.00007052
6	0.083046	7.389 E-6	0.19594	0.00024	0.9646	0.91343	0.00031
7	0.074779	3.277 E-6	0.00006702	0.0769	0.96461	0.9135	0.07721
8	0.066493	1.233 E-7	0.00009803	0.00271	0.96461	0.9136	0.07992
9	0.065341	0.02077	0.0000112	0.00002754	0.98537	0.91361	0.07995
10	0.062368	0.00004026	0.00259	9.326 E-6	0.98541	0.9162	0.07996
11	0.061174	0.00001464	2.314 E-6	0.00278	0.98543	0.9162	0.08274
12	0.056967	5.184 E-6	1.273 E-6	0.10094	0.98543	0.9162	0.18368

Tableau IV.6 : Période et coefficients de participation massique (RPA/v24).

Analyse des résultats : D’après les tableaux précédents , on remarque que :

- Le 1^{er} mode suivant contribue de manière significative à la direction X selon RPA99/v03 avec un taux de 73.57% , et selon le RPA99/v24 et de 81.01% selon RPA/v24 .Il en résulte un mouvement de translation le long de cette direction.

- Le 2^{ème} mode montre un mouvement de translation selon la direction Y , avec un taux de participation massique de 70% selon RPA99/v03 , et de 70.86% selon RPA /v24 dans cette direction.

- Quant à l’exigence de la condition dans la RPA , en termes de nombre de modes à considérer :

RPA99/v03 : Vérifiée à partir du 4^{ème} mode dans la direction X , et 5^{ème} mode dans la direction Y.

RPA /v24 : Vérifiée à partir du 4^{ème} mode dans la direction X , et 6^{ème} mode dans la direction Y.

Selon **RPA**, La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

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

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau ($h_N = 15.3$ m)

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

Notre cas étant portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0.38s$

$T_{numérique} = 0.39$; $0.48s \leq 1.3T_{empirique} = 0.49s$ **Condition vérifiée**

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur la figure ci-dessous :

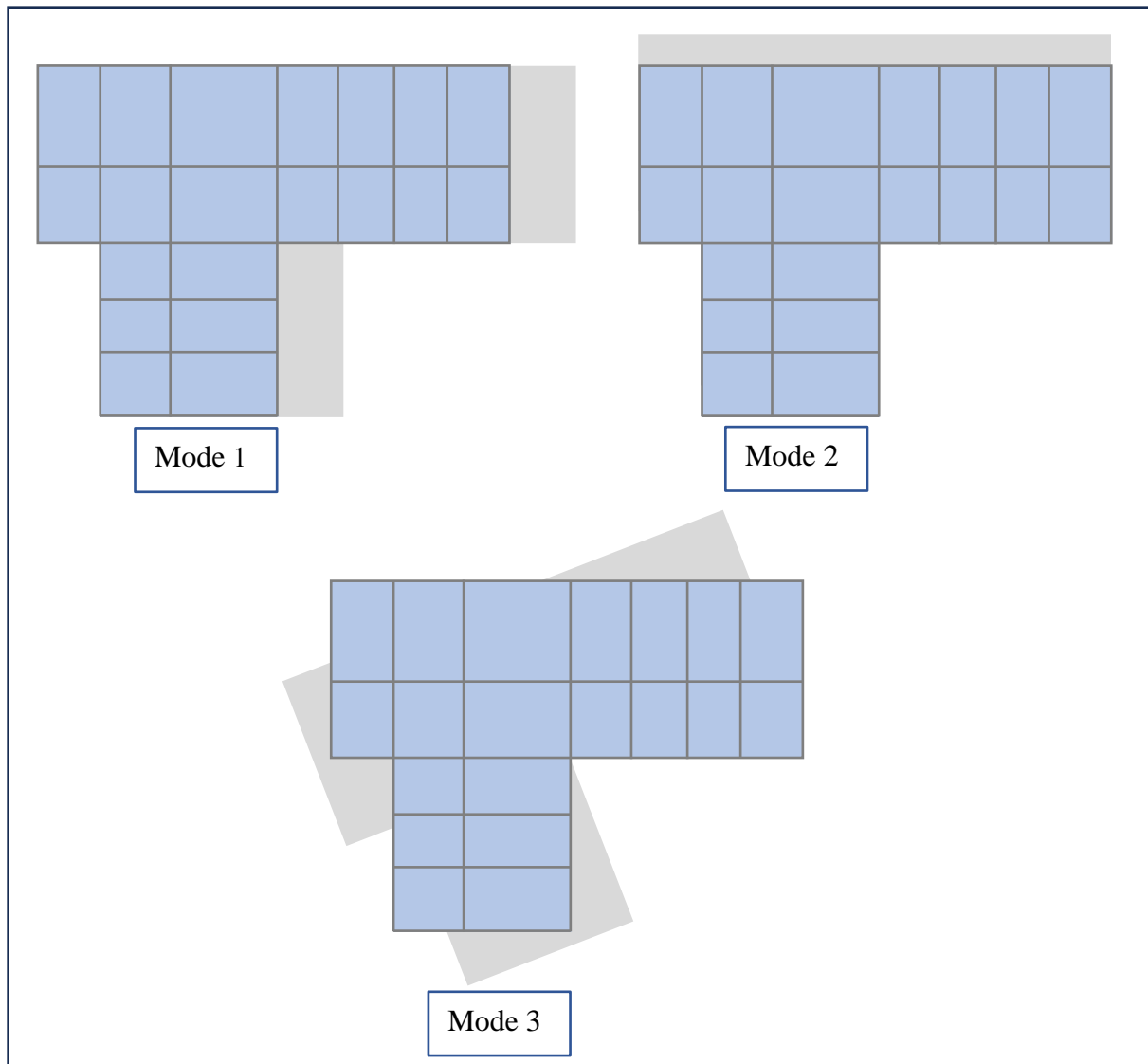


Figure IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.

IV.10 - Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Sens	V_{sta}	$0.8V_{sta}$	V_{dyn}	$V_{dyn} > 0.8V_{sta}$
X-X	423.359	338.6872	1364.41	Vérifiée
Y-Y	423.359	338.6872	1335.11	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du moédele RPA99/v03.

Sens	V_{sta}	$0.8V_{sta}$	V_{dyn}	$V_{dyn} > 0.8V_{sta}$
X-X	988.119	790.495	1392.535	Vérifiée
Y-Y	988.119	790.495	1525.938	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du modèle RPA/v24.

IV.11 - Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Chapitre V:

Etudes des éléments
structuraux

V.1 – Introduction :

Les éléments structuraux sont ceux qui conçus pour résister aux actions sismiques. L'étude des charges verticales et horizontales sont permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé logiciel SAP2000 qui nous a permis de calculer les portiques.

V.2 – Etude des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens . Dans notre structure on a deux type des poutres : **poutres principale (30×45)** et **poutre secondaire (30×40)**.

Pour assurer la stabilité structurelle. les éléments porteurs doivent être ferrailés par les combinaisons des charges suivant :

- **RPA99 version2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- **RPA version2024 :**

Composantes de l'action sismique	Sollicitations sismique	Combinaison des composantes
Composantes horizontales	$G + \Psi.Q + E_1$	$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$
	$G + \Psi.Q + E_2$	$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$
Composantes verticales	$G + \Psi.Q + E_3$	$E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
	$G + \Psi.Q + E_4$	$E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
	$G + \Psi.Q + E_5$	$E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

Tableau V.1 : Combinaisons de calcul selon RPA/v24 .

V.2.1- Recommandation des règlements :

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% ($b \times h$).

Poutres principale :

$$A_{\min} = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire :

$$A_{\min} = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

Zone courante : $A_{\max} = 4\% (b \times h)$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h)$

$$\text{Poutres principale : } \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaire : } \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40 ϕ en zone IIa selon RAP99/v03 et 50 ϕ en zone V selon RAP99/v4.

Armatures transversales :

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

b : longueur de la poutre.

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

$$\text{RPA99/v03 : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi_l \right] \\ \text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

$$\text{RPA/v24 : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left[\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17.5\text{cm} ; 6\phi_l \right] \\ \text{En dehors de la zone nodale : } S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

$S' = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right]$ si les armatures comprimées sont nécessaires

h : hauteur de la poutre.

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement.

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

Modèle	Type de poutre	ELU			ELS	
		M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
RPA99/v03	Principale	129.26	94.58	129.81	71.95	52.55
	Secondaire	113.67	86.12	112.97	39.49	36.18
RPA/v24	Principale	109.56	67.88	132.75	79.73	49.6
	Secondaire	78.01	53.36	80.28	40.24	33.66

Tableau V.2 : Sollicitations maximales dans les poutres .

La valeur du diamètre ϕ_l à prendre le plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées. C'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 – Ferrailage des poutres :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel EXPERT , et résumés dans les tableaux suivants :

- **Calcul des armatures :** $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $FeE400$; $d = 0.9h = 40.5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.47\text{MPa}$

Modèle	Type de poutre	Localisation	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
RPA99/v03	Principale	Appui	129.26	8.64	6.75	6T14	9.24
		Travée	94.58	5.96		5T14	7.70
	Secondaire	Appui	113.67	7.68	6	6T14	9.24
		Travée	86.12	6.38		5T14	7.70
RPA/v24	Principale	Appui	109.56	7.22	6.75	6T14	9.24
		Travée	67.88	4.35		5T14	7.70
	Secondaire	Appui	78.01	5.02	6	5T14	7.70
		Travée	53.36	3.40		5T14	7.70

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

V.2.3 – Vérification selon le RPA99 :

La longueur minimale de recouvrement :

- Selon RPA99/v03 : $L_r = 40\phi$

Pour : $\phi = 14 \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On prendre une longueur de 60 cm.

- Selon RPA/v24 : $L_r = 50\phi$

Pour : $\phi = 14 \Rightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$

On prendre une longueur de 85 cm.

Les armatures transversales :

D'après le BAEL91. on a : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}\right)$

Le tableau suivant regroupe le calcul des armatures transversales :

Type de poutre	Section (cm)	ϕ_t (mm)	RPA99/v03			RPA/v24		
			St		At (cm ²)	St		At (cm ²)
			Nodale (cm)	Courante (cm)		Nodale (cm)	Courante (cm)	
Poutre principale	30×45	8	10	15	1.35	10	15	1.35
Poutre secondaire	30×40	8	10	15		10	15	

Tableau V.5 : Résultats de calcul des armatures transversales.

V.2.4 – Vérification à ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \begin{cases} \text{Poutre principale : } A_{\min} = 1.46 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification des contraintes de cisaillement : Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$. sachant que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

Pour les fissurations peu nuisibles, on a : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

	Type de poutre	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
RPA99/v03	Principale	129.81	1.06	3.3	Vérifiée
	Secondaire	112.97	1.04		Vérifiée
RPA/v24	Principale	132.75	1.09	3.3	Vérifiée
	Secondaire	80.28	0.66		Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification au cisaillement.

V.2.5 – Vérification à ELS :

Vérification des contraintes : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Modèle	Type de poutre	Position	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observtion
RPA99/v03	Principale	Appui	9.24	15.26	141599.58	7.75	15	Vérifiée
		Travée	7.70	14.22	122899.78	6.08		Vérifiée
	Secondaire	Appui	9.24	15.26	141599.58	4.25	15	Vérifiée
		Travée	7.70	14.22	122899.78	4.18		Vérifiée
RPA/v24	Principale	Appui	9.24	15.26	141599.58	8.59	15	Vérifiée
		Travée	7.70	14.22	122899.78	5.74		Vérifiée
	Secondaire	Appui	7.70	14.22	122899.78	4.65	15	Vérifiée
		Travée	7.70	14.22	122899.78	3.89		Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS.

Vérification de la flèche : Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

Modèle	Poutre	L(m)	As (cm ²)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obsv
RPA99/v03	Principale	5.35	10.05	$0.08 \geq 0.06$	$0.084 \geq 0.075$	$7.59 \leq 10.5$	Vérifiée
	Secondaire	5.05	9.23	$0.07 \geq 0.06$	$0.079 \geq 0.075$	$7.12 \leq 10.5$	Vérifiée
RPA/v24	Principale	5.35	9.23	$0.08 \geq 0.06$	$0.084 \geq 0.075$	$7.59 \leq 10.5$	Vérifiée
	Secondaire	5.05	10.05	$0.07 \geq 0.06$	$0.079 \geq 0.075$	$9.30 \leq 10.5$	Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification des conditions de la flèche des poutres.

Puisque les trois conditions ci-dessus sont toutes vérifiées. donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

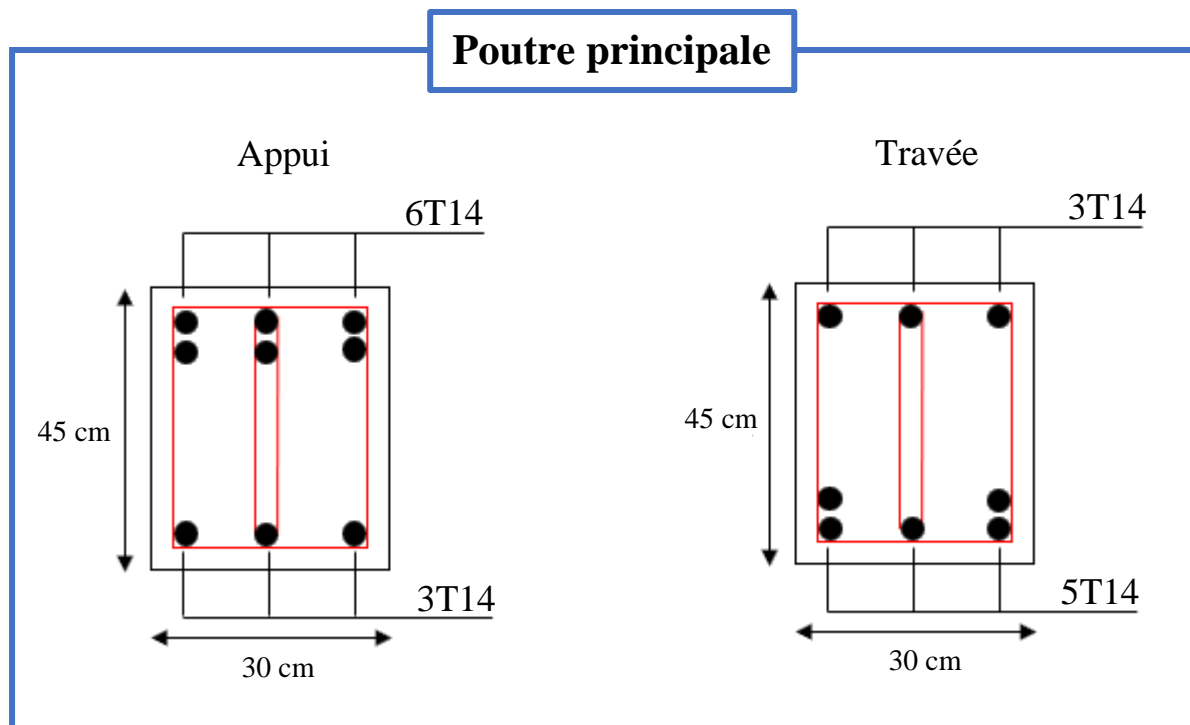


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales (RPA99/v03).

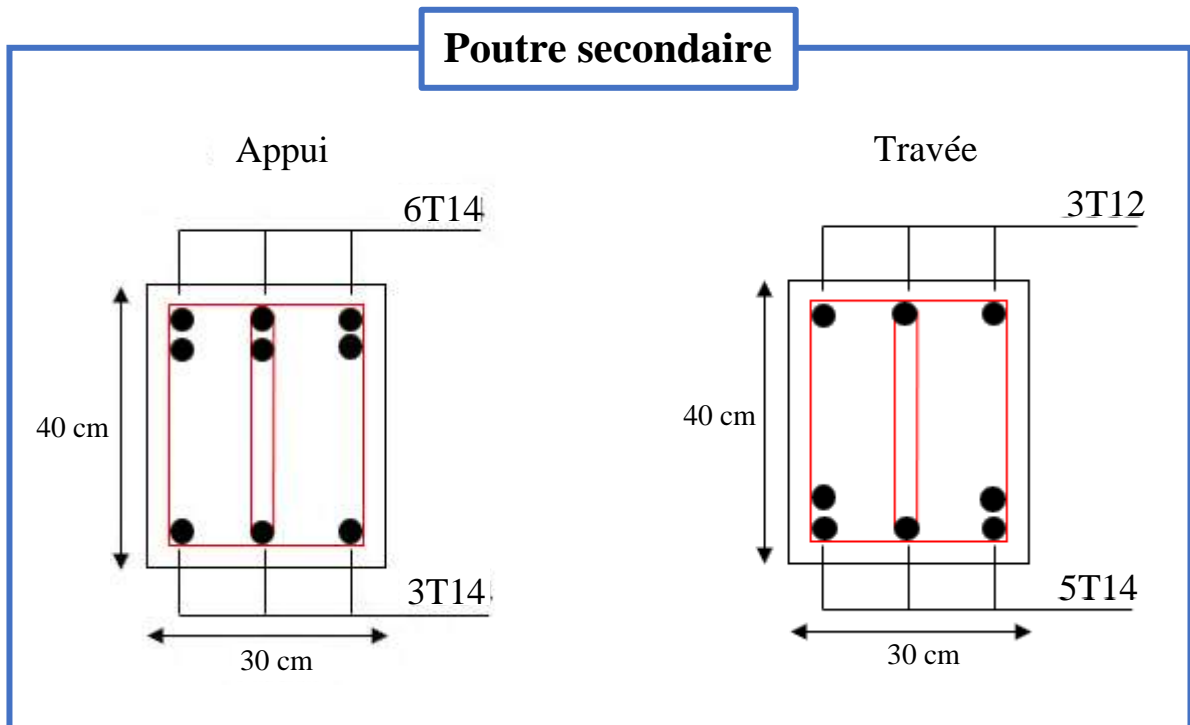


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire (RPA99/v03).

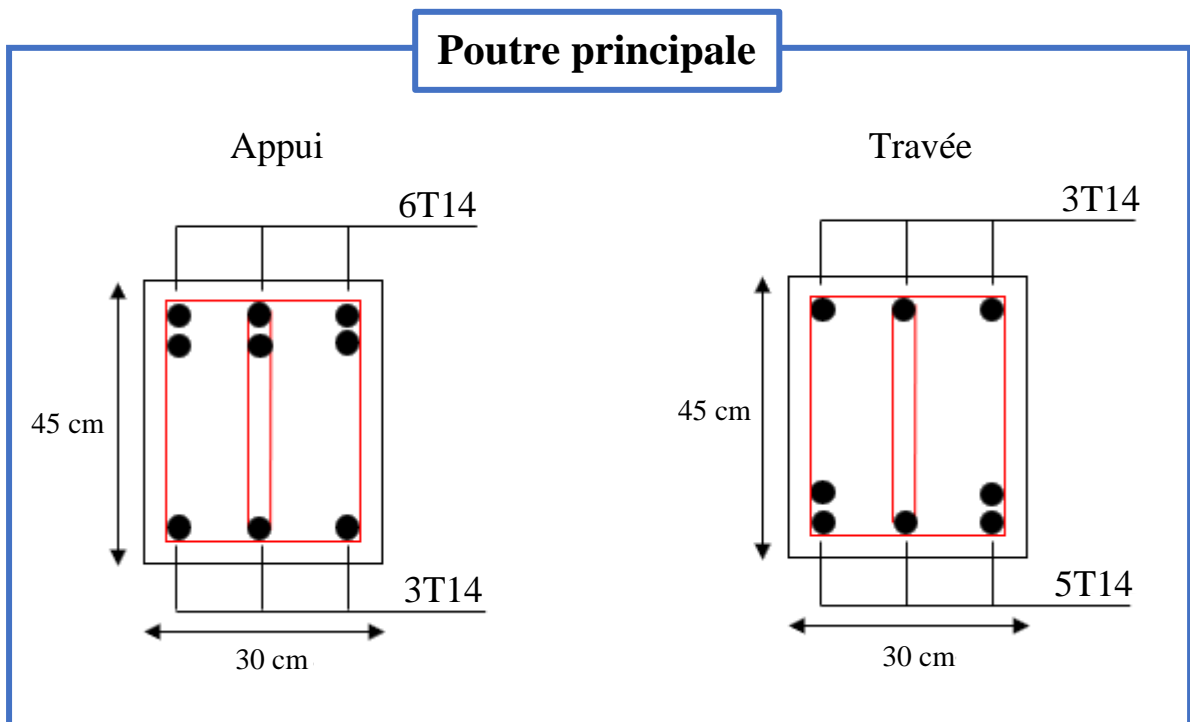


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales (RPA/v24).

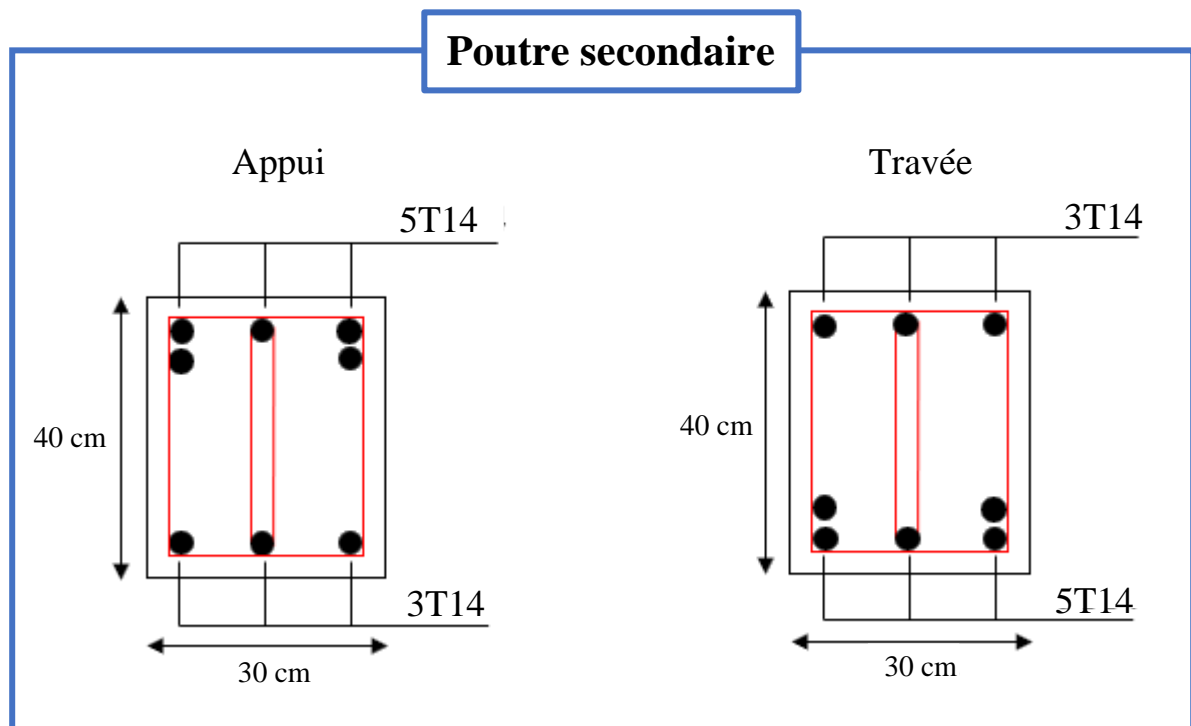


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (RPA/v24).

V.3 – Etude des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal. Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

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

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

V.3.1 - Recommandation des règlements :

Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence , droites et sans crochets.

RPA99/v03	RPA/v24
<p>- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (zone IIa).</p> <p>- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (zone courant).</p> <p>- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (zone recouvrement).</p> <p>- La longueur minimale des recouvrements est de 40φ en zone IIa.</p> <p>- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.</p>	<p>- $A_{\min} = 1\%$ de la section de béton (zone V).</p> <p>- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (zone courant).</p> <p>- $A_{\max} = 8\%$ de la section de béton (zone recouvrement).</p> <p>- La longueur minimale des recouvrements est de 60φ en zone V.</p> <p>- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm (zone V).</p> <p>- Dans les zones critiques des poteaux, des armatures de confinement et des étriers d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.</p>

Tableau V.9 : Les recommandations du RPA99.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

	Niveau	Section (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	
				Zone courante	Zone de recouvrement
RPA99/v03	RDC + 1 + 2	40×40	12.8	64	96
	3 + 4	35×35	9.8	49	73.5
RPA/v24	RDC + 1 + 2	45×45	20.25	81	121.5
	3 + 4	40×40	16	64	96

Tableau V.10 : Armatures longitudinales min et max dans les poteaux.

Les armatures transversales :

- Selon RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : l'espacement des armatures transversales. telle que :

$$\text{RPA99/v03 : } \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_1 \end{cases}$$

$$\text{RPA/v24 : } \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(b_0/3 ; 10\text{cm} ; 60\phi_1) \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1) \end{cases}$$

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement).

ϕ_1 : diamètre minimal des barres longitudinales

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2.50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire . avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad l_f : \text{longueur de flambement du poteau.}$$

a et b: dimensions de la section droite du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

V.3.2 - Ferrailage des poteaux :

Le tableau suivant représente les sollicitations qui a été réalisé à l'aide du logiciel SAP2000 :

Modèle	Section	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	T (KN)
RPA99/v03	40×40	62.53	320.91	720.57	9.78	57.25
	35×35	52.05	110.17	97.33	15.79	48.76
RPA /v24	45×45	86.56	497.43	774.35	16.86	78.33
	40×40	58.02	211.53	86.85	24.27	53.99

Tableau V.11 : Sollicitations dans les poteaux.

Cacul des armatures longitudinales :

Le tableau résume le ferrailage obtenu par logiciel EXPERT pour les différents poteaux :

Modèle	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
RPA99/v03	40×40	8	12.8	4T14+ 4T16	14.19
	35×35	6.1	9.8	4T12 + 4T14	10.67
RPA /v24	45×45	10.1	20.25	4T16 + 4T20	20.60
	40×40	8	16	8T16	16.08

Tableau V.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Cacul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales est résumé dans le tableau suivant :

Modèle	Section (cm ²)	Ø ₁ ^{max} (cm)	Ø ₁ ^{min} (cm)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	T (KN)	t _{nod} (cm)	t _{cor} (cm)	A _{tcal} (cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	A _{tadopté} (cm ²)
RPA99/v03	40×40	1.6	1.4	306	214.2	5.35	2.5	74.32	10	15	1.74	1.8	2T12 2.26
	35×35	1.4	1.2	306	214.2	6.11	2.5	52.31	10	15	1.4	1.57	2T12 1.57
RPA/v24	45×45	2	1.6	306	214.2	4.75	2.5	80.20	10	15	1.67	2.05	2T12 2.26
	40×40	1.6	1.6	306	214.2	5.35	2.5	53.99	10	15	1.26	1.8	2T12 2.26

Tableau V.13 : Ferrailage transversales des poteaux.

V.3.3 – Vérification nécessaire :

- **Contrainte de cisaillement** : La contrainte dans les poteaux τ_u est prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} \quad ; \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Modèle	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (m)	T_{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obsv
RPA99/v03	40×40	5.35	0.075	0.37	57.25	0.39	1.875	Vérifiée
	35×35	6.11	0.075	0.32	48.76	0.44	1.875	
RPA /v24	45×45	4.75	0.040	0.42	78.33	0.43	1	
	40×40	5.35	0.075	0.37	53.99	0.37	1.875	

Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement.

- **Vérification au flambement** : on doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 50$, d'où :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_f : \text{étant la longueur de flambement} \\ i : \text{rayant de giration de la section dans le plan de flambement } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right.$$

Modèle	Section (cm ²)	l_f (cm)	i (cm)	λ
RPA99/v03	40×40	214.2	0.115	18.62
	35×35	214.2	0.101	21.20
RPA /v24	45×45	214.2	0.129	16.6
	40×40	214.2	0.115	18.62
$\lambda < 50$, il n' y a pas un risque de flambement				

Tableau V.15 : Vérification au flambement.

- **Contrainte à l'ELS** : La vérification sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles BAEL, concernant la flexion composée.

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte de béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\text{Contraintes d'acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-y)$$

Modèle	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obsv
RPA99/v03	40×40	450.52	29.37	14.19	2.46	15	54.13	400	Vérifiée
	35×35	156.53	31.67	10.67	4.30		30.57		Vérifiée
RPA /v24	45×45	238.51	27.43	18.71	1.73	15	21.22	400	Vérifiée
	40×40	54.07	30.79	14.19	2.82		6.49		Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des contraintes à l'ELS .

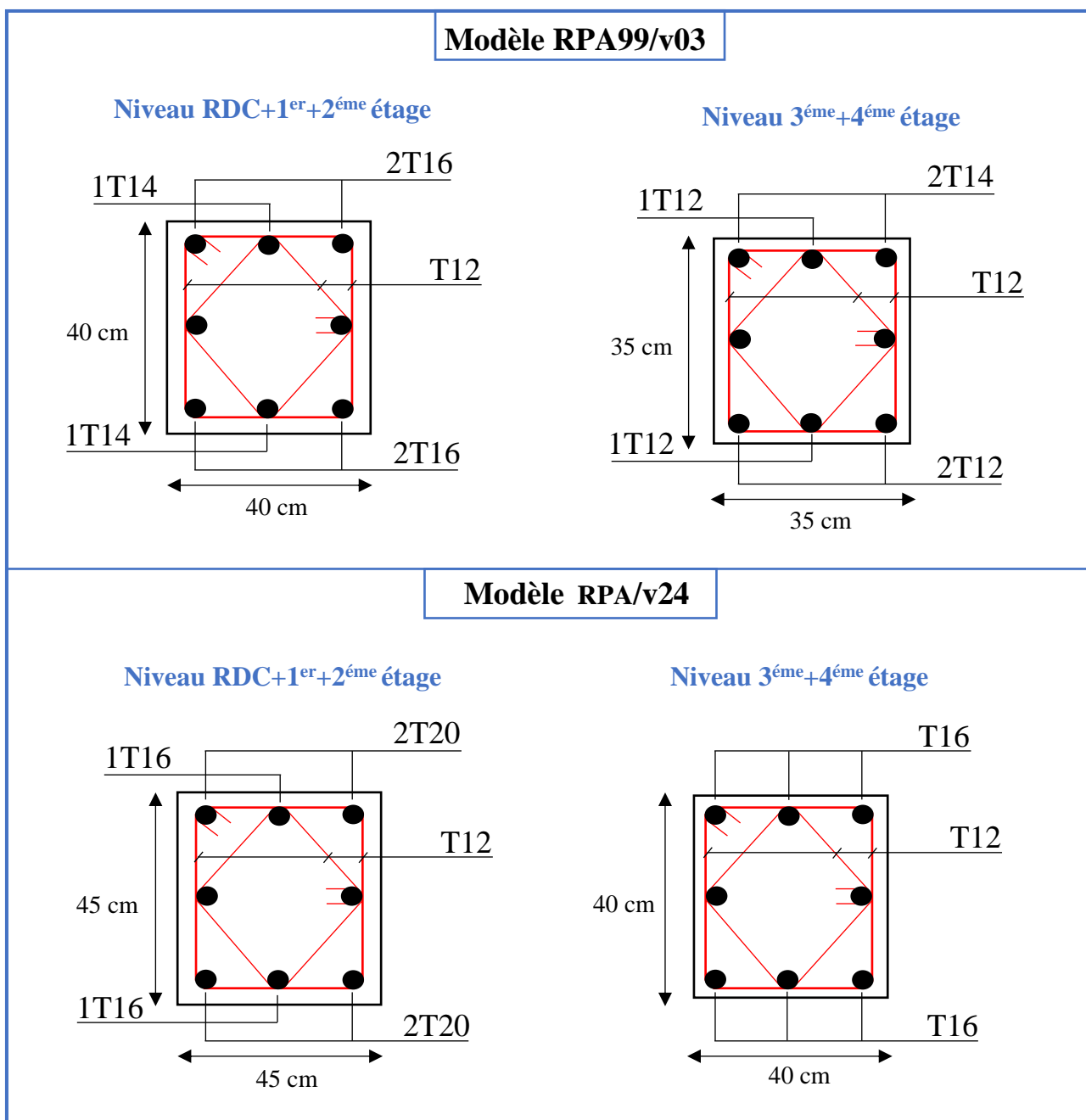


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4 – Etude des voiles :

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

V.4.1 - Recommandation des règlements :

Armatures verticales : Les voiles doivent être armés avec des barres verticales d'un diamètre minimum de 8 mm, espacées de 250 mm au maximum ou 25 fois leur diamètre, avec un espacement réduit aux extrémités. Les barres verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets en partie supérieure, tandis que les autres sont reliées par recouvrement. Les armatures sont maintenues par des cadres horizontaux régulièrement espacés. Le taux minimal d'armatures verticales dans les zones tendues doit être de 0.20 % de la section de béton tendue.

Aciers horizontaux : Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est :

RPA99/v03 : Est de 0.15 % globalement dans la section du voile et 0.10 % en zone courante.

RPA /v24 : Est de 0.2%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

RPA99/v03 : $s \leq 1.5a$ ou 30cm

a, b_w : l'épaisseur du voile

RPA /v24 : $s \leq \min(1.5b_w ; 25\text{cm})$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à : $20\phi_1$ (RPA99/v03) et $60\phi_1$ (RPA99/v24)
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2 - Calcul des voiles :

A. Modèle du code RPA99/v03 : On utilise la méthode des contraintes pour le calculer. C'est une méthode simplifiée qui admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

La contrainte maximale (σ_1) et (σ_2) sont calculées par la formule suivant :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

Avec :

N : Effort normal appliqué ;

S: Section du voile ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

I : Moment d'inertie ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la plus éloignée.

Pour le calcul des contraintes, il existe 2 cas :

- **1^{er} cas :** Si σ_1 et $\sigma_2 > 0$, la section est entièrement comprimée. Le ferrailage de cette section sera calculé par le pourcentage minimum exigé par les RPA99, donnée par :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

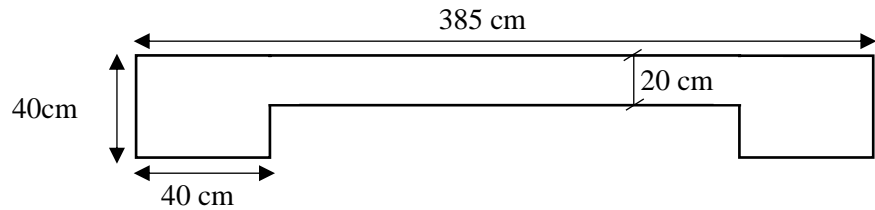
- **2^{ème} cas :** Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent , la section est partiellement comprimée. Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.

Exemple de calcul :

$$S = 0.93 \text{ m}^2$$

$$I = 1.43 \text{ m}^4$$

$$v = 1.925 \text{ m}$$



- Calcul des contraintes : $M = 507.69 \text{ KN.m}$; $N = 1163.48 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{1163.48}{0.93} + \frac{507.69}{1.43} \times 1.925 = 1934.48 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1163.48}{0.93} - \frac{507.69}{1.43} \times 1.925 = 567.62 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

On est dans le 1^{er} cas , σ_1 et $\sigma_2 > 0$, la section est entièrement comprimée. Le ferrailage de cette section sera calculé par le pourcentage minimum exigé par les RPA99/v03 .

1- Calcul des armatures verticales : D'après le RPA99, on à :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times 20 \times 305 = 9.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre des armatures :

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \Rightarrow D = 20 \text{ mm} ; \text{ On prend } D = 12 \text{ mm}$$

L'espacement :

Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon le RPA99/v03 :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Le choix de la section des armatures verticales est $7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour chaque fille.

2 - Calcul des armatures horizontales :

$$A_H = \frac{2}{3} A_V \quad ; \text{ avec } A_V : \text{Précédemment défini}$$

$$A_H = \frac{2}{3} \times 7.92 \Rightarrow A_H = 5.28 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures horizontales est $7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $V = 51.79 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{33.71 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.85} = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage des voiles sont récapitulés dans le tableau suivant :

Voile	V1,V2	V3
L (m)	3.85	2.7
e (m)	0.2	0.2
M (KN.m)	507.69	193.98
N (KN)	1163.48	1194.15
V (KN)	33.71	51.79
σ_1 (MPa)	1217.55	1726.88
σ_2 (MPa)	567.62	1050.21
Section	SEC	SEC
ARPA (cm²)	9.15	8.1
A_V adoptée (cm²)	7.92	5.50
N_{barre}	7T12	7T10
St (cm)	20	20
A_H (cm²)	5.28	3.67
A_H adoptée (cm²)	7.92	5.50
N_{barre}	7T12	7T10
St (cm)	20	20

Tableau V.17 : Sollicitations et ferrailage des voiles.

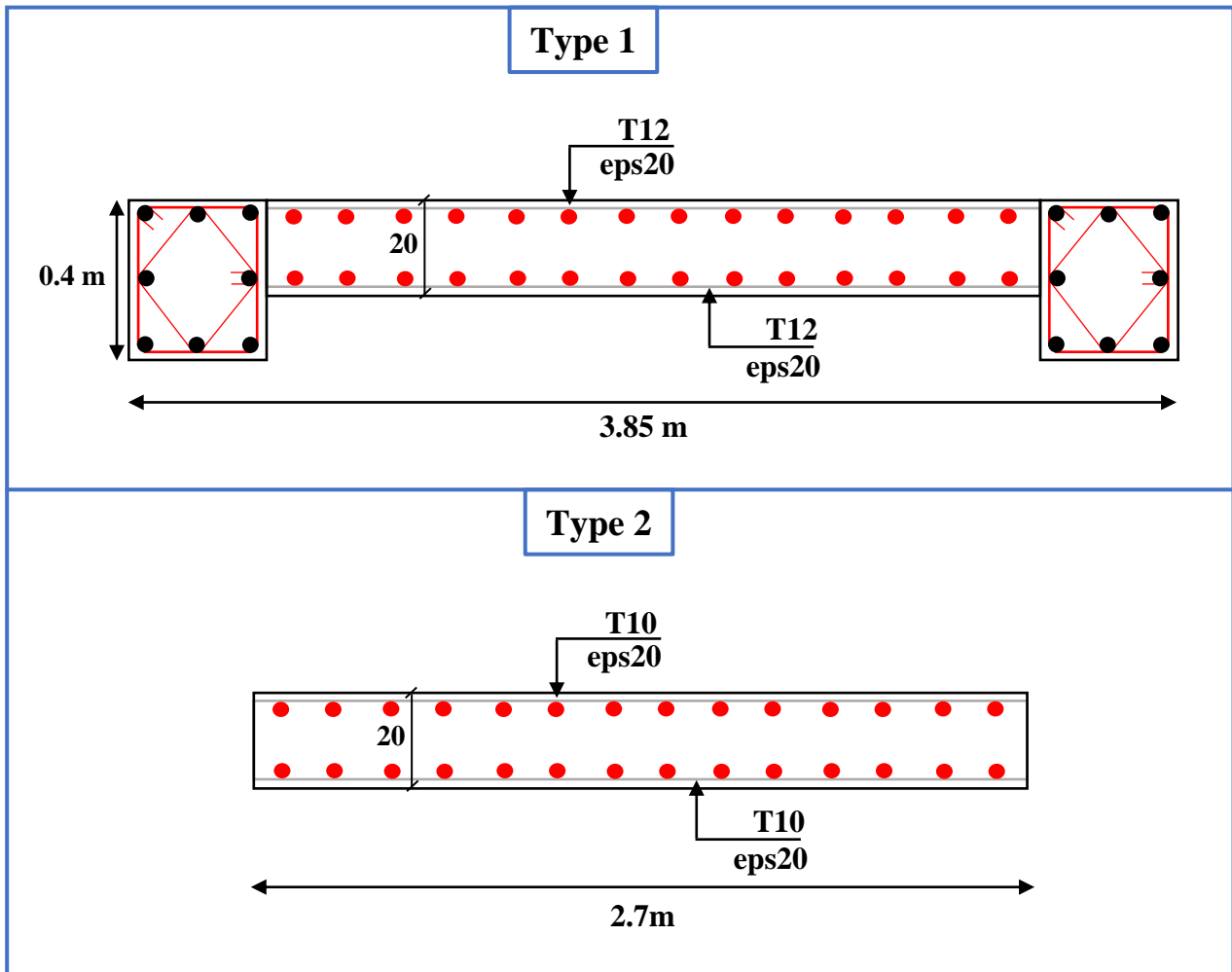


Figure V.6 : Disposition des armatures dans les voiles pour le modèle du code RPA/v03.

B. Modèle de code RPA /v24 : Pour calculer le modèle du code RPA/v24 , on a utilisé un logiciel appelé TRUMEAUX_RPA2024.

CALCUL DES TRUMEAUX (VOILES ELANÇES) SELON LES RPA 2024

Données		Arme		Elements de rive	
hw (m)	15,30	St (mm)	250,00	lc (m)	0,23
he (m)	3,06	z (mm)	790,50	bc (m)	0,20
n	5	As (cm2)	0,38	lb (m)	0,18
fc28 (Mpa)	25,00	Av (cm2)	0,01	be (m)	0,15
fe (Mpa)	400,00			Av min (cm2)	2,34
NEd (kN)	1 185,46	R	4,50	Ag (m2)	0,05
MEd (kN.m)	471,73	Qf	1,10	Ac (m2)	0,03
MRd (kN.m)	471,73	Tz (s)	0,60	St (mm)	51,00
VEd (kN)	34,38	TO (s)	0,38	At (cm2)	0,10
phi.L EdR (mm)	14				
phi.Max Arme (mm)	12				
L arm. trans (m)	1,73				

Résultats		Parametre		
V bar (kN)	48,13	Parametre	Valeur	Unité
bw (m)	0,15	Hauteur totale du voile (Hw)	15,30	m
Lw (m)	1,02	Nombre de niveaux (n)	5,00	-
vt	0,30	Resistance du béton à la compr. (fc28)	25,00	Mpa
Lt (m)	0,29	Limite élastique de l'acier (fe)	400,00	Mpa
hcr (m)	2,04	Diametre des elements de rive (PhiL)	14,00	mm
Acier Tendu (cm2)	5,69	Diametre de l'ame (Phi max)	12,00	mm
		Effort normal sollicitant (NEd)	1 185,46	kN
		Moment fléchissant sollicitant (MEd)	471,73	kNm
		Moment fléchissant résistant (MRd)	471,73	kNm
		Effort de cisaillement sollicitant (VEd)	34,38	kN
		Effort de cisaillement amplifié (Vbar)	48,13	kN
		Épaisseur du voile (bw)	0,15	m
		Longueur du voile (Lw)	1,02	m

Figure V.7 : Interface de logiciel TRUMEAUX_RPA2024.

Les résultats présentés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Unité
Hauteur totale du voile (Hw)	15.30	m
Nombre de niveaux (n)	5.00	-
Resistance du béton à la compr. (fc28)	25.00	Mpa
Limite elastique de l'acier (fe)	400.00	Mpa
Diametre des elements de rive (PhiL)	14.00	mm
Diametre de l'ame (Phi max)	12.00	mm
Effort normal sollicitant (NEd)	1 185.46	kN
Moment fléchissant sollicitant (MEd)	471.73	kN.m
Moment fléchissant résistant (MRd)	471.73	kN.m
Effort de cisaillement sollicitant (VEd)	34.38	kN
Effort de cisaillement amplifié (Vbar)	48.13	kN
Épaisseur du voile (bw)	0.2	m
Longueur du voile (Lw)	3.5	m
Effort normal reduit (vd)	0.30	-
Longueur de la partie tendue	0.29	m
Armature tendue (As)	5.69	cm ²
Hauteur critique (hcr)	2.04	m
Long. élément rive (lc)	0.23	m
Larg. élément rive (bc)	0.20	m
Esp. arm. transv. elts. de rive (s)	51.33	mm
Section béton élément rive (Ac)	0.03	m ²
Section brute élément rive (Ag)	0.05	m ²
Arm. transv. min élément rive (Av)	2.34	cm ²
Arm. long. élément rive (At)	0.10	cm ²
Arm. âme verticale	0.01	cm ² /ml
Espacement âme (s)	250.00	mm
Arm. transv. âme (At)	0.38	cm ²
Ratio Wwd	4.33	-
Déform. ultime (E_cu)	0.22	-
Coeff. muF	10.76	-
epsilonSy	0.00	-
epsilonCc.u	0.22	-
Vnc	0.07	m ³
Vst	0.02	m ³
Xu	0.41	-
Lc.calcul	0.40	m
Ratio omegaV	0.00	-
Coeff alpha	0.51	-
Alpha*Omegawd	2.21	-
Coeff omegawd1	0.23	-

Tableau V.18 : Les résultats du calcul des voiles du modèle du code RPA/v24.

Vérification de la contrainte de cisaillement : $V = 34.38$ KN

On doit vérifier que : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{33.71 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 3.5} = 0.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

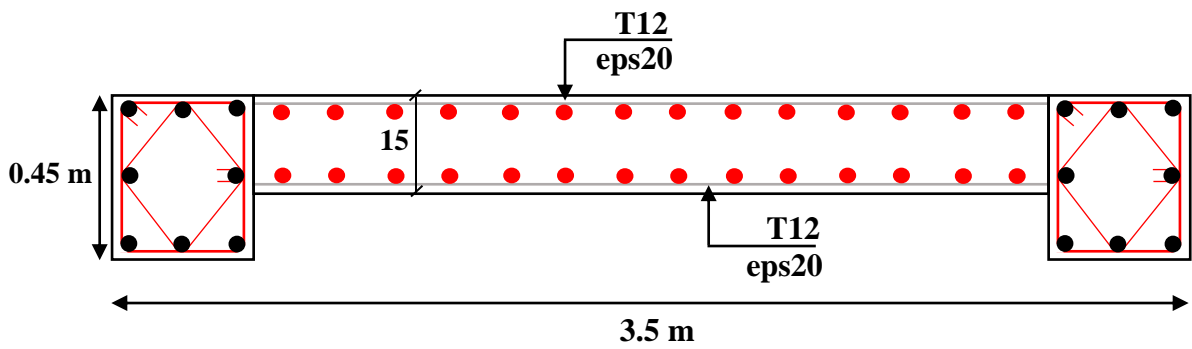


Figure V.8 : Disposition des armatures dans les voiles pour le modèle du code RPA/v24.

Chapitre VI:

Etude de l'infrastructure

VI.1 - Introduction :

La fondation est une partie de la structure en contact avec le sol à laquelle seront transférées toutes les charges permanentes et variables supportées par cette structure. La fondation est donc une partie importante du travail car sa bonne exécution résulte du fait que l'ensemble est en bon état. Un certain nombre de problèmes se posent lorsqu'il s'agit de choisir le type de fondation, qui dépend principalement du stress du sol

VI.2 - Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

VI.3 - Type de fondations :

Pour les fondations superficielles, on distingue :

A- Les semelles isolées : Dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres, cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles Circulaires (de diamètre **B**).

B- Les semelles filantes : Généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** : ($L/B > 10$).

C- Les radiers ou dallages : de dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

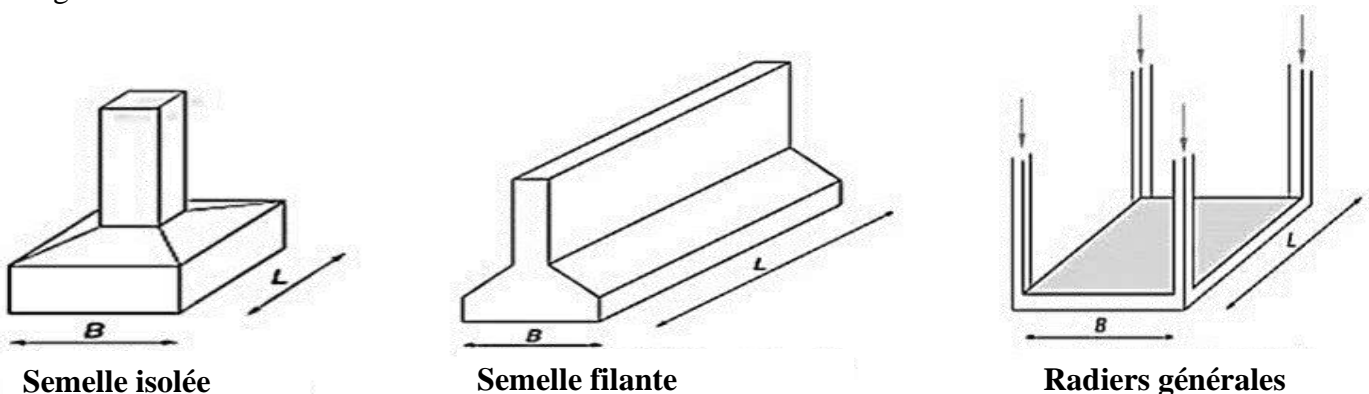


Figure VI.1 : Types de fondation superficielle.

VI.4 - Calcul des semelles :

- Semelles isolées :

On détermine par : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

N : Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel SAP2000.

N = 874.665 KN , $\sigma_{sol} = 2$ bar

S : Surface de la semelle (A×B)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$$

a = b = 40 cm ; Donc : A = B

$$B \geq \sqrt{\frac{0.4}{0.4} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.4} \times \frac{0.874665}{0.2}} = 2.09 \text{ m}$$

Il n'y a pas de chevauchement entre les semelles. Donc , nous utiliserons les semelles isolées.

Le calcul se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'ELS ;
- Ferrailage à l'E.L.U.

VI.5- Dimensionnement des semelles isolées :

Exemple d'application :

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle celle du poteau :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B$$

- Les dimensions A et B sont tel que :

$$B \geq \sqrt{\frac{0.4}{0.4} \times \frac{0.874665}{0.2}} = 2.09 \text{ m} ; \text{ On adopte : } B = 2.5 \text{ m}$$

- La hauteur utile :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2.5-0.4}{4} = 0.525\text{m} \Rightarrow d = 55\text{cm}$$

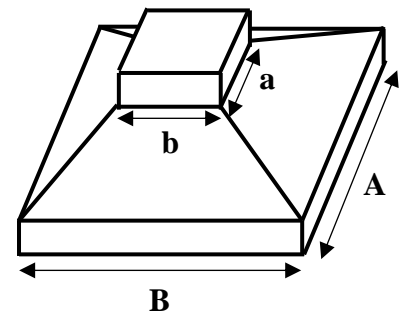


Figure VI.2 : Semelle isolée.

- **Hauteur totale de la semelle :** $h_t = d + 5\text{cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm}$
- **Le patin :**

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

- **Hauteur moyenne :**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h+e}{2} = \frac{60+15}{2} \Rightarrow h_{\text{moy}} = 37.5 \text{ cm}$$

- **Poids propre de la semelle et du remblai :** $\gamma_b = 25 \text{ Kn/m}^3$; $\gamma_{\text{sol}} = 17 \text{ Kn/m}^3$; $D = 2\text{m}$

$$P_s = h_{\text{moy}} \times \gamma_b \times B^2 = 0.375 \times 25 \times 2.5^2 = 58.59 \text{ KN}$$

$$P_R = (h - h_{\text{moy}})(B^2 - b^2) \gamma_{\text{sol}} = (2 - 0.375)(2.5^2 - 0.4^2) \times 17 = 168.23 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{\text{ser}} = 874.665 + 58.59 + 168.23 \Rightarrow N_{\text{ser}} = 1101.485 \text{ KN}$$

VI.6 - Type de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1.48 \times 10^2}{1101.485} = 0.134 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = 41.6 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)}$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_{\text{ser}}}{B^2} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma = \frac{1101.485 \times 10^3}{250^2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.134}{250} \right) = 17.59 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc , On adopte : Coffrage 250×250×60

VI.7 - Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage est fait à l'ELU : $M_u = 2.03 \text{ KN.m}$; $N_u = 1200.61 \text{ KN}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.03 \times 10^2}{1200.61} = 0.17 \text{ cm} < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

Le premier direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N_u (1 + 3 \frac{e_0}{B}) (B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s} = \frac{1200.61 \times 10^3 \times (1 + 3 \frac{0.17}{250}) \times (250 - 40)}{8 \times 55 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_A = A_B = 16.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $15T12 = 16.96 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$St = \frac{B - 2C}{n - 1} ; \text{ avec : } n - 1 : \text{ le nombre des barres } - 1.$$

$$St = \frac{250 - 2 \times 5}{15 - 1} \Rightarrow St = 17 \text{ cm}$$

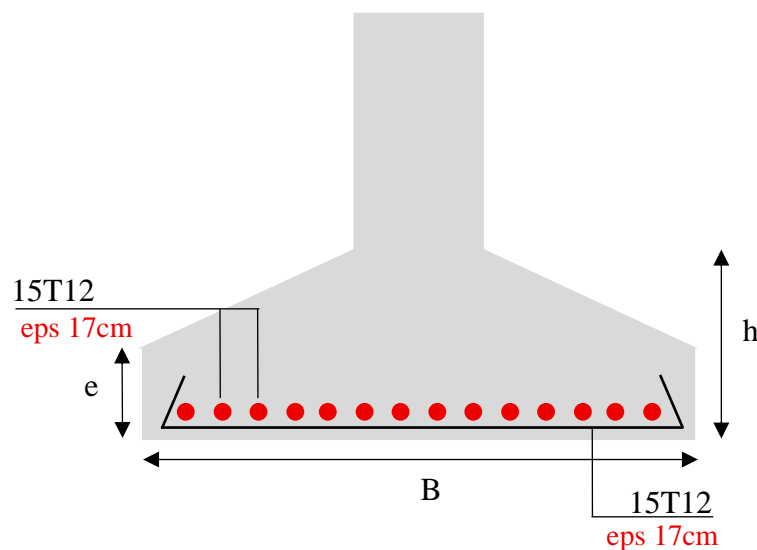


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle isolée.

VI.8 - Les longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure.

VI.8.1 - Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $25 \times 30 \text{ cm}^2$; On adopte une section de $30 \times 30 \text{ cm}^2$

VI.8.2 - Sollicitations :

-Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée ($\alpha = 12$).

$$N_{\max} = 1200.61 \text{ KN} \Rightarrow F = 100.05 \text{ KN}$$

VI.8.3 - Ferrailage de longrine :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{S_{\min}} \geq 0.23 \times \frac{b.d.f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{S_{\min}} \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le RPA 99:

$$A_{RPA} = 0.6\% \times b \times h \Rightarrow A = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u, A_{S_{\min}}, A_{RPA}) \Rightarrow A_s = 5.4 \text{ cm}^2$; On adopte 4T14 = 6.16 cm^2

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\text{mm}$

- L'espacement des cadres : D'après le RPA 99 :

$St = \min (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_l) = 20 \text{ cm} ;$ On adopte : $St = 15 \text{ cm}$

Chapitre VII:

L'effet dynamique du
réservoir sur la structure

VII.1- Introduction :

Dans cette seconde phase du projet, il est question d'analyser un réservoir surélevé installé au niveau de la terrasse. Ces structures hydrauliques, comparables dans leur conception aux piscines, peuvent avoir un fond reposant directement sur le sol ou être soutenues par une structure porteuse.

Du fait des interactions complexes entre le fluide contenu et la structure elle-même, le comportement sismique des réservoirs surélevés se révèle particulièrement délicat à appréhender. Leur dimensionnement exige donc une compréhension fine de leur réponse aux sollicitations sismiques ainsi que des nombreux facteurs pouvant influencer cette réponse. Parmi ceux-ci, on distingue notamment les conditions d'appui, les effets de site, l'interaction sol-structure et l'interaction fluide-structure.

L'étude du comportement sismique de ce type d'ouvrage nécessite de prendre en compte ces interactions, qui peuvent altérer de manière significative les propriétés dynamiques de la structure, comme ses fréquences naturelles et ses modes propres de vibration. En raison de leur nature spécifique, les réservoirs surélevés doivent faire l'objet d'une analyse rigoureuse afin de cerner leur comportement sous l'effet d'un séisme.

Dans notre projet, il est question d'étudier un réservoir surélevée en béton armé d'une capacité de 22.725 m³, de 3 m de largeur et 5.05 m de longueur.

Notre objectif est d'étudier l'effet de l'eau du réservoir sur le comportement de la structure.

VII.2 - Interaction fluide-structure :

L'interaction entre un fluide et une structure constitue un sujet moderne de recherche dynamique . Ce type d'interaction se manifeste dans divers systèmes où le mouvement d'un fluide influence le comportement d'une structure, et vice versa. On peut citer, parmi les exemples typiques :

- Réservoirs partiellement remplis de liquide subissant l'effet de ballotement de la Surface libre du liquide.
- Les structures souples comme les ponts suspendus, les gratte-ciel ou encore les câbles soumis à l'action du vent.
- Le flottement des ailes d'avion.

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système composé de deux éléments principaux : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos), interagissant autour ou à l'intérieur de cette structure. Chacune des deux entités influence l'évolution de l'autre, donnant lieu à un phénomène de couplage. Plus précisément, le fluide exerce des efforts sur la structure à travers l'interface, modifiant son mouvement, tandis que les déplacements de la structure perturbent l'écoulement du fluide, entraînant des modifications dans son comportement.

VII.3 – Les méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure :

Les méthodes proposées pour considérer l'interaction des fluides et des structures sont diverses. Parmi elles : Méthode de masse ajoutée, méthode de HOUSNER, les recommandations de l'Eurocode 8 et la méthode des éléments finis.

Dans ce travail, la méthode HOUSNER sera utilisée pour modéliser le réservoir.

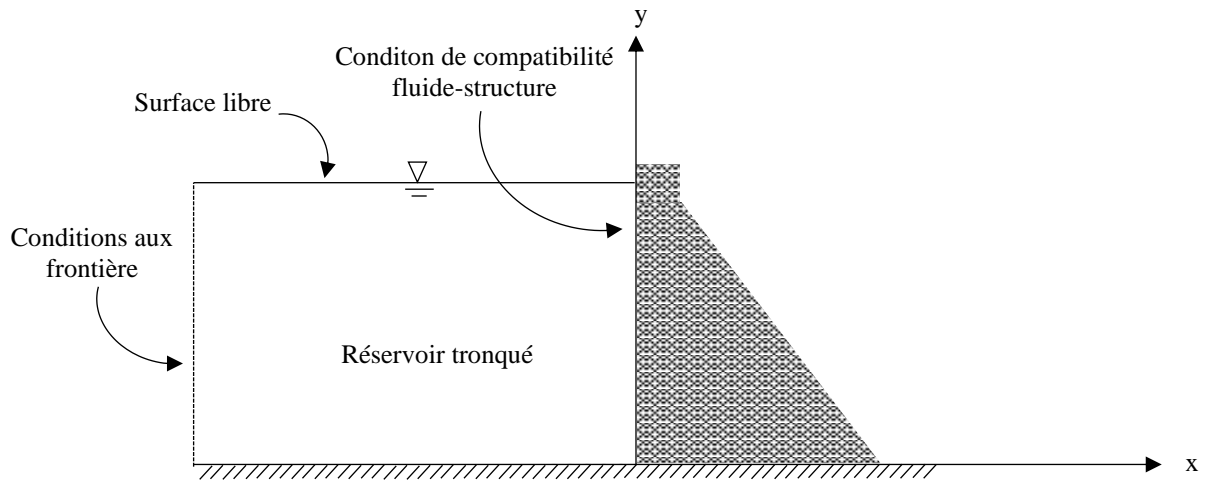
VII.3.1 – Méthode de masse ajoutée "Added mass" de WESTERGAARD:

Si on prend comme hypothèses un fluide incompressible et une structure rigide, beaucoup de problèmes d'interaction fluide structure pourront être résolus en remplaçant le fluide par des masses ajoutées. Dans ces modèles, l'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par l'ajout des masses fictives sans rigidité appropriées à chaque nœud de contact structure-fluide.

La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre (pas de ballonnement) et dans tout le domaine loin de l'interface fluide-réservoir.

WESTERGAARD a été le premier à introduire le concept de masses ajoutées pour les barrages. Il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode sont :

- Le barrage est rigide ;
- La face amont est un plan vertical ;
- Le liquide est incompressible ;
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.



FigureVII.1 : Représentation de la masse ajoutée de WESTERGAARD.

WESTERGAARD a présenté une équation approximative pour la distribution parabolique de la force hydrostatiques pour un barrage rigide :

$$P_w = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i)} \ddot{U}_g$$

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation de WESTERGAARD.

Les valeurs des masses ajoutées aux nœuds de contact fluide-structure sont obtenues en utilisant l'expression suivante :

$$M_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i)} A_i$$

\ddot{U}_g : Accélération de sol ;

P_w : Pression hydrodynamique sur la face amont à la cote z à partir de la base ;

ρ_w : Masse volumique du fluide ;

H : Niveau d'eau du réservoir ;

Z : Cote de la partie immergée de la face amont ;

M_i : Masse ajoutée;

A_i : Surface afférente du nœud i.

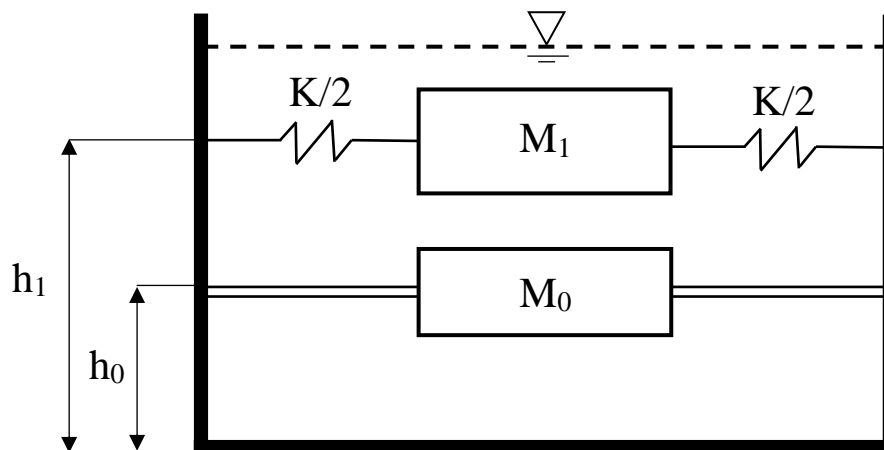
VII.3.2 - Modèle de Housner :

Le modèle de Housner (1963) est utilisé pour l'analyse dynamique des réservoirs contenant des liquides, en tenant compte de l'effet de ballottement de la surface libre. Les pressions hydrodynamiques générées par l'excitation sismique à la base du réservoir sont divisées en deux composantes principales :

- Une composante passive, qui induit des efforts d'impulsion.
- Une composante active, générant des efforts d'oscillation.

Ces deux actions sont modélisées par des masses ajoutées localisées. La masse associée à l'impulsion est supposée être rigide et reliée directement à la paroi du réservoir, tandis que la masse convective est reliée à la paroi par des ressorts flexibles, ce qui permet de simuler l'effet du ballottement du liquide.

Le modèle mécanique de HOUSNER est illustré par la figure suivante :



FigureVII.2 : Modèle de HOSNER.

Les formules des masses équivalentes M_0 , M_1 , ainsi que de la rigidité K , ainsi que les hauteurs h_0 et h_1 , sont déterminées en fonction de la géométrie du réservoir comme suit :

Pour un réservoir rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau H :

$$h_0 = \frac{3}{8} h \quad ; \quad h_1 = h \left[1 - \frac{\cosh\left(1.84 \frac{h}{L}\right) - 1}{\left(1.84 \frac{h}{L}\right) \sinh\left(1.84 \frac{h}{L}\right)} \right]$$

$$M_0 = M \times \frac{\tanh \frac{1.7h}{L}}{\frac{1.7h}{L}} \quad ; \quad M_1 = M \times \frac{0.83 \tanh \frac{1.6h}{L}}{\frac{1.6h}{L}}$$

$$K = 3M_1^2 \frac{gh}{ML^2}$$

M : Masse totale du fluide ;

L : Largeur du récipient ;

g : Accélération gravitationnelle ;

h : hauteur totale de fluide ;

h_0 : Localisation de la masse impulsive ;

h_1 : Localisation de la masse convective.

- La masse totale du fluide :

$$M = 5.05 \times 3 \times 1.5 \times 1 = 22.725 \text{ t / m}^3$$

- **Sens X-X :** $2L = 3 \text{ m}$; $h = 1.5 \text{ m}$

Masse impulsive M_0 :

$$M_0 = 22.725 \times \frac{\tanh \frac{1.7 \times 1.5}{1.5}}{\frac{1.7 \times 1.5}{1.5}} = 12.51 \text{ t}$$

Masse convective M_1 :

$$M_1 = 22.725 \times \frac{0.83 \tanh \frac{1.6 \times 1.5}{1.5}}{\frac{1.6 \times 1.5}{1.5}} = 10.85 \text{ t}$$

Hauteur convective et impulsive h_0 et h_1 :

$$h_0 = \frac{3}{8} \times 1.5 = 0.5625 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.5 \left[1 - \frac{\cosh\left(1.84 \times \frac{1.5}{1.5}\right) - 1}{\left(1.84 \times \frac{1.5}{1.5}\right) \sinh\left(1.84 \times \frac{1.5}{1.5}\right)} \right] = 0.92 \text{ m}$$

Rigidité convective K :

$$K = 3 \times (10.85)^2 \times \frac{10 \times 1.5}{22.725 \times (1.5)^2} = 103.6 \text{ KN/m} \rightarrow \frac{K}{2} = 51.8 \text{ KN/m}^3$$

- Sens Y-Y : $2L = 5.05\text{m}$; $h = 1.5\text{m}$

Masse impulsive M_0 :

$$M_0 = 22.725 \times \frac{\tanh \frac{1.7 \times 1.5}{2.525}}{\frac{1.7 \times 1.5}{2.525}} = 17.23\text{t}$$

Masse convective M_1 :

$$M_1 = 22.725 \times \frac{0.83 \tanh \frac{1.6 \times 1.5}{2.525}}{\frac{1.6 \times 1.5}{2.525}} = 14.71\text{t}$$

Hauteur convective et impulsive h_0 et h_1 :

$$h_0 = \frac{3}{8} \times 1.5 = 0.5625 \text{ m}$$

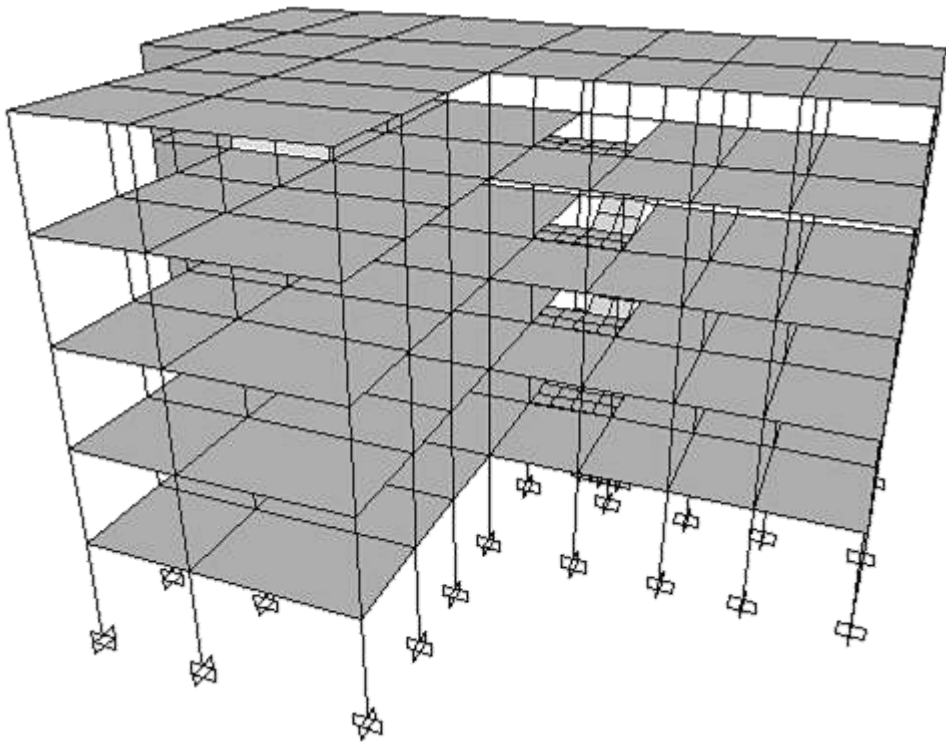
$$h_1 = 1.5 \left[1 - \frac{\cosh\left(1.84 \times \frac{1.5}{2.525}\right) - 1}{\left(1.84 \times \frac{1.5}{2.525}\right) \sinh\left(1.84 \times \frac{1.5}{2.525}\right)} \right] = 0.822 \text{ m}$$

Rigidité convective K :

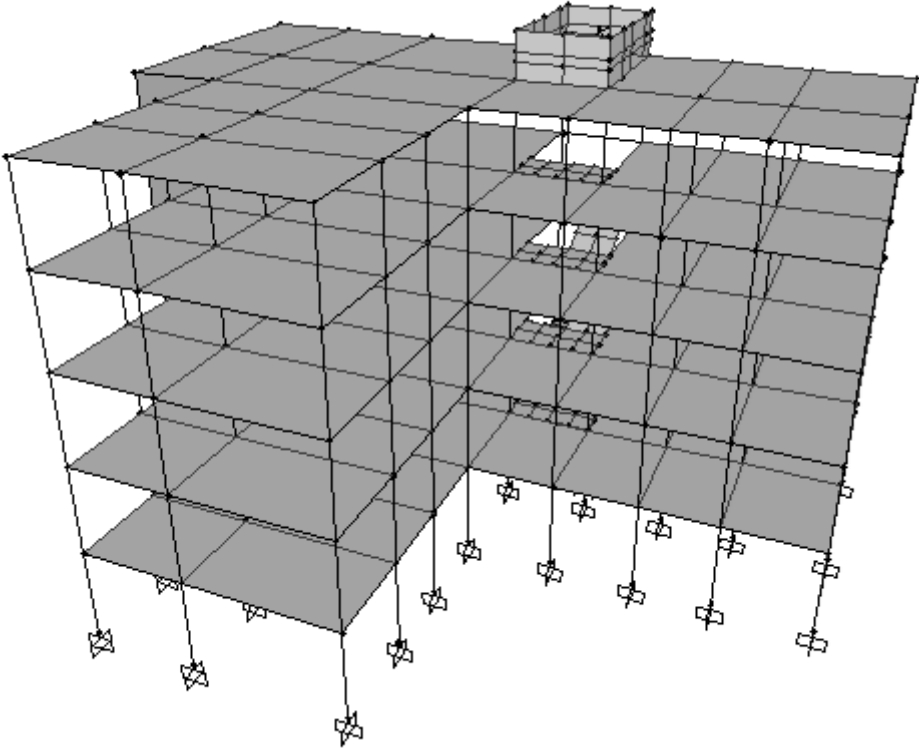
$$K = 3 \times (14.7)^2 \times \frac{10 \times 1.5}{22.725 \times (1.5)^2} = 190.17 \text{ KN/m} \rightarrow \frac{K}{2} = 95.08 \text{ KN/m}^3$$

VII.4 - Etude de l'influence du réservoir sur le comportement dynamique du Bâtiment :

Dans cette partie, il est réalisé une étude comparative portant sur le comportement structural d'un bâtiment modélisé avec différentes hauteurs (R+4, R+6 et R+8). L'objectif est d'évaluer l'impact de la hauteur du bâtiment sur sa réponse structurelle, en considérant deux cas distincts pour chaque configuration : l'un avec un réservoir placé en toiture, et l'autre sans réservoir. La position du réservoir reste inchangée dans tous les modèles .



FigureVII.3 : Modélisation de la structure sans réservoir.



FigureVII.4 : Modélisation de la structure avec réservoir.

VII.4.1 - Vérification des périodes :

- Structure R+4 :

Mode	RPA99/v03		RPA/v24	
	R+4 sans réservoir	R+4 avec réservoir	R+4 sans réservoir	R+4 avec réservoir
1	0.394662	0.505371	0.489761	0.617147
2	0.341402	0.422549	0.322044	0.398933
3	0.263878	0.321069	0.251731	0.309949
4	0.114244	0.141713	0.166684	0.207664
5	0.086573	0.105366	0.09311	0.11364
6	0.077611	0.09011	0.083046	0.101353
7	0.066903	0.078084	0.074779	0.086533
8	0.06394	0.076973	0.066493	0.07899
9	0.062425	0.070584	0.065341	0.07649
10	0.061167	0.069546	0.062368	0.076155
11	0.056835	0.068777	0.061174	0.070353
12	0.056279	0.065272	0.056967	0.064974

Tableau VII.1 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA(R+4).

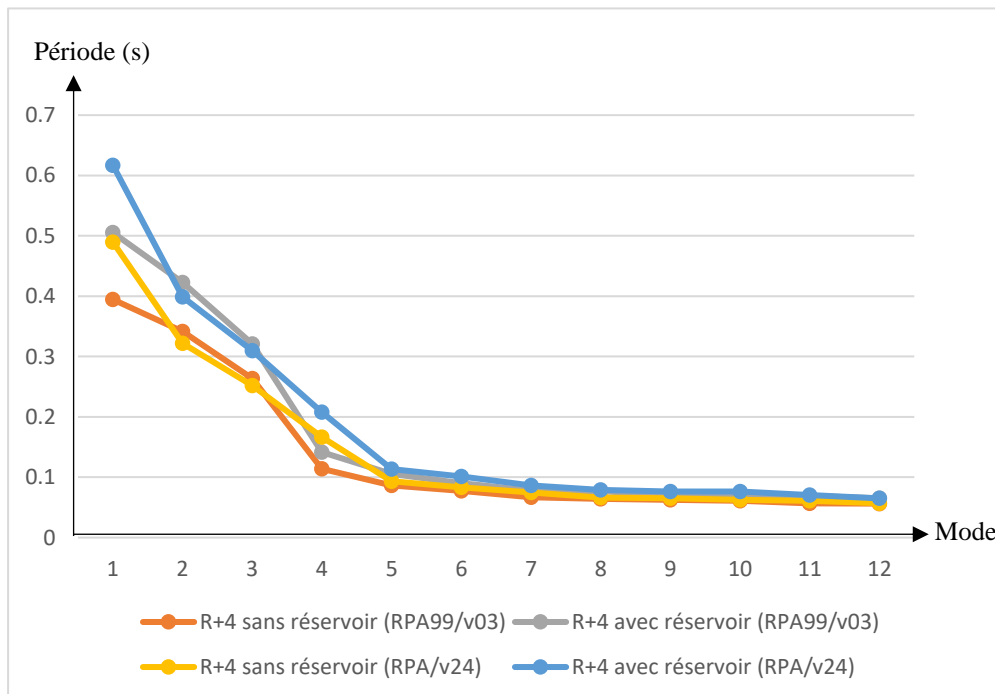


Figure VII.5 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA (R+4).

- **Structure R+6 :**

Mode	RPA99/v03		RPA/v24	
	R+6 sans réservoir	R+6 avec réservoir	R+6 sans réservoir	R+6 avec réservoir
1	0.645123	0.790851	0.641295	0.792748
2	0.326769	0.437425	0.485465	0.598466
3	0.244446	0.322817	0.388645	0.47862
4	0.206433	0.262614	0.213482	0.264215
5	0.136986	0.165847	0.127415	0.156117
6	0.100363	0.139391	0.122068	0.14938
7	0.087149	0.102544	0.096749	0.119214
8	0.083694	0.101474	0.080161	0.096326
9	0.077008	0.097934	0.071326	0.084476
10	0.07521	0.087155	0.068122	0.076946
11	0.072335	0.085909	0.060098	0.07308
12	0.068937	0.079555	0.058009	0.068624

Tableau VII.2 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA (R+6).

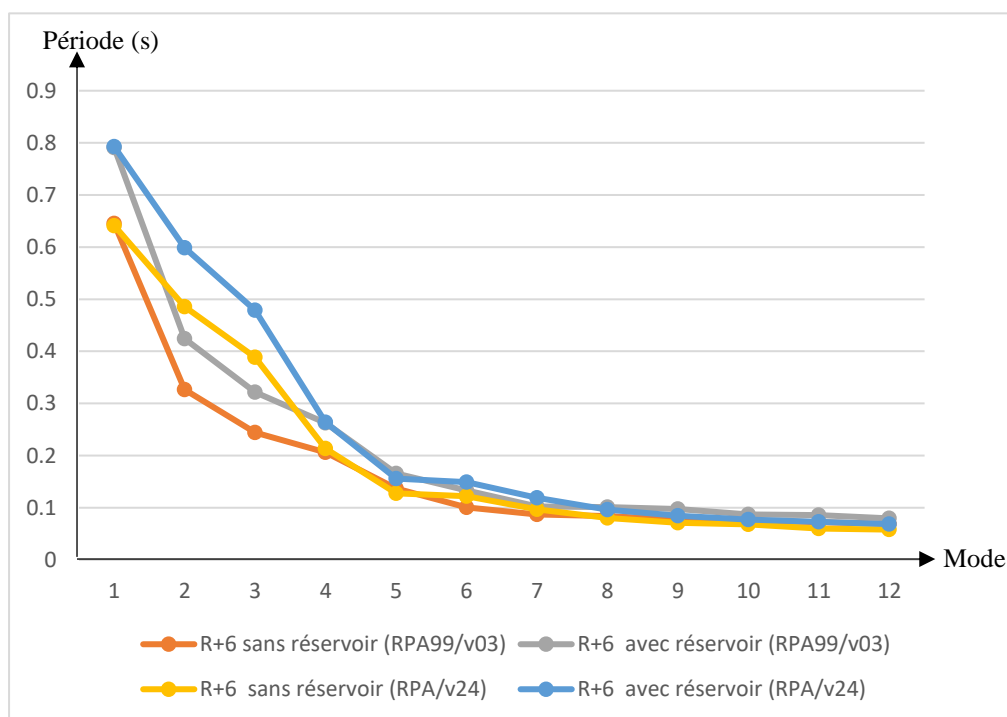


Figure VII.6 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA (R+6).

• Structure R+8 :

Mode	RPA99/v03		RPA/v24	
	R+8 sans réservoir	R+8 avec réservoir	R+8 sans réservoir	R+8 avec réservoir
1	0.711559	1.892777	0.78093	0.969406
2	0.67672	0.813586	0.6542	0.805726
3	0.353705	0.396689	0.531203	0.655222
4	0.217561	0.320686	0.25908	0.32292
5	0.182809	0.213618	0.176162	0.216646
6	0.138657	0.155013	0.145114	0.180326
7	0.109803	0.136528	0.135681	0.167545
8	0.092711	0.10837	0.095749	0.117734
9	0.084776	0.096723	0.092931	0.106975
10	0.082772	0.093136	0.090068	0.103335

Tableau VII.3 : Périodes pour une structure sans et avec réservoir pour les deux modèles du code RPA99 (R+8).

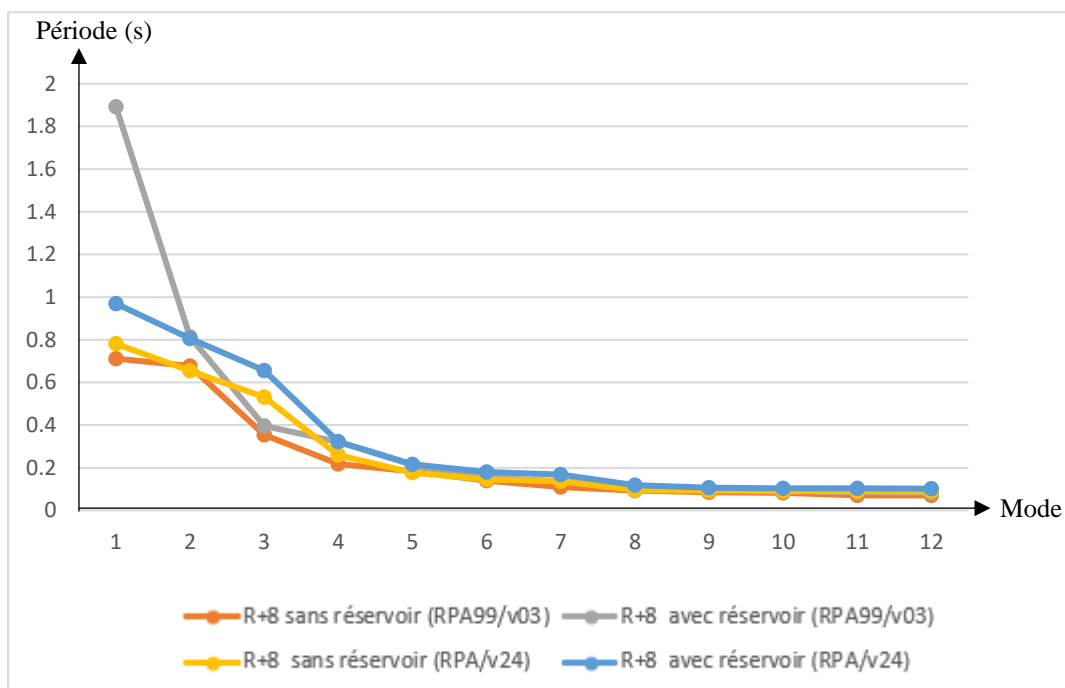


Figure VII.7 : L'effet de la présence du réservoir sur la période dans les deux modèles du code RPA(R+8).

Analyse des résultats : D’après les tableaux et les figures précédentes , on note que :

- Dans la version 2003 du code RPA , l'intégration du réservoir entraîne une hausse des valeurs de la période. On peut faire la même remarque pour la version 2024 du code RPA.
- L’élévation de la structure (de R+4 à R+8) induit une augmentation des périodes.
- En ce qui concerne la comparaison entre les deux modèles de code RPA , une différence subtile peut être notée.

VII.4.2 - Vérification des efforts tranchant à la base :

- **Structure R+4 :**

Cas	RPA99/v03		RPA/v24	
	Sans réservoir	Avec réservoir	Sans réservoir	Avec réservoir
FX (KN)	1359.341	1976.189	1396.386	1687.009
Combinaison	G + Q + EX	G + Q + EX	G+0.2Q+EX+0.3EY+0.3EZ	G+0.2Q+EX+0.3EY+0.3EZ
FY (KN)	1329.923	1952.018	1533.027	2276.208
Combinaison	G + Q + EY	G + Q + EY	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

Tableau VII.4 : Les efforts tranchant maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+4).

- **Structure R+6 :**

Cas	RPA99/v03		RPA/v24	
	Sans réservoir	Avec réservoir	Sans réservoir	Avec réservoir
FX (KN)	1883.713	2368.22	1543.278	1871.285
Combinaison	G + Q + EX	G + Q + EX	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
FY (KN)	2131.297	3051.013	1818.599	2253.562
Combinaison	G + Q + EY	G + Q + EY	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

Tableau VII.5 : Les efforts tranchant maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+6).

- **Structure R+8 :**

Cas	RPA99/v03		RPA/v24	
	Sans réservoir	Avec réservoir	Sans réservoir	Avec réservoir
FX (KN)	1978.377	1884.804	1651.183	2050.671
Combinaison	G + Q + EX	G + Q + EX	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
FY (KN)	1974.056	2668.1	1820.487	2293.88
Combinaison	G + Q + EY	G + Q + EY	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

Tableau VII.6 : Les efforts tranchants maximum à la base pour les deux modèles du code RPA (R+8).

Analyse des résultats : D'après les tableaux précédentes , on constate que :

- L'existence d'un réservoir amplifie les efforts tranchants à la base, en particulier FX et FY dans les deux modèles du code RPA.
- Les efforts tranchants à la base (FX et FY) augmentent progressivement avec le nombre d'étages.
- Cela montre clairement la différence entre les deux versions du code RPA, car on constate une nette diminution des efforts tranchants (FX et FY) dans RPA/v24 par rapport à RPA99/v03, cela est du à la prise en compte du spectre vertical dans la version 2024 du code.

VII.4.3 - Vérification des déplacements :

- Structure R+4 :

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U1 (cm)		Combinaison	U1 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
nœud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
nœud 2	0.167936	0.241213	G + Q + EX	0.156234	0.206835	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 3	0.443506	0.6459	G + Q + EX	0.375171	0.506156	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 4	0.696998	1.0304	G + Q + EX	0.567931	0.778682	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 5	0.923977	1.3917	G + Q + EX	0.739907	1.03304	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 6	1.089706	1.6791	G + Q + EX	0.845679	1.211585	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ

TableauVII.7 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+4).

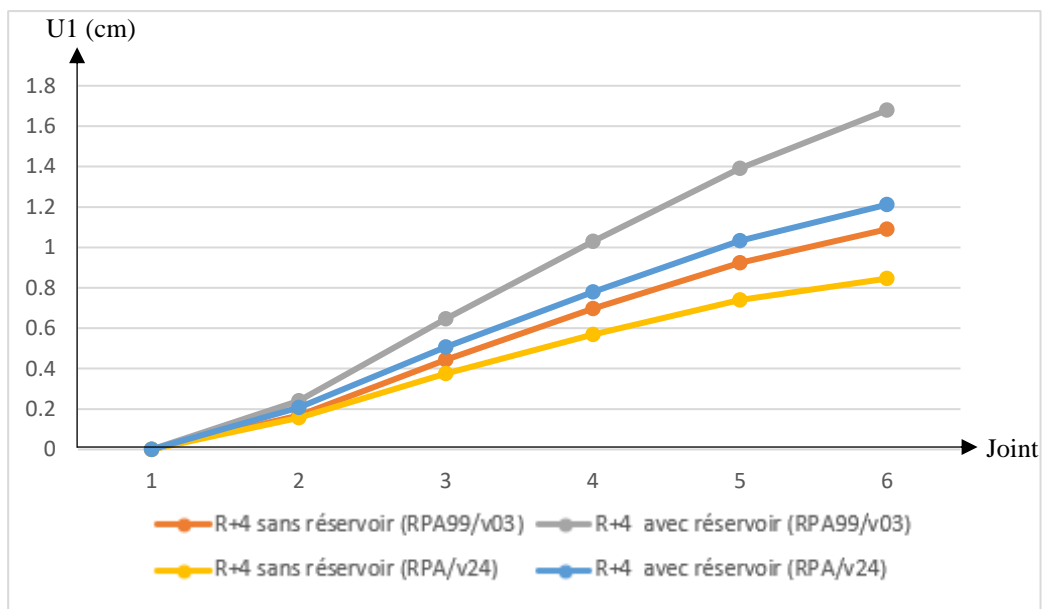


Figure VII.8 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles du code RPA

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U2 (cm)		Combinaison	U2 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
nœud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
nœud 2	0.131119	0.164	G + Q + EX	0.109253	0.113976	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 3	0.383196	0.4791	G + Q + EX	0.316928	0.32936	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 4	0.636908	0.7972	G + Q + EX	0.529379	0.549108	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 5	0.861405	1.0807	G + Q + EX	0.716593	0.74368	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 6	1.039699	1.3073	G + Q + EX	0.862333	0.897259	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

TableauVII.8 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+4).

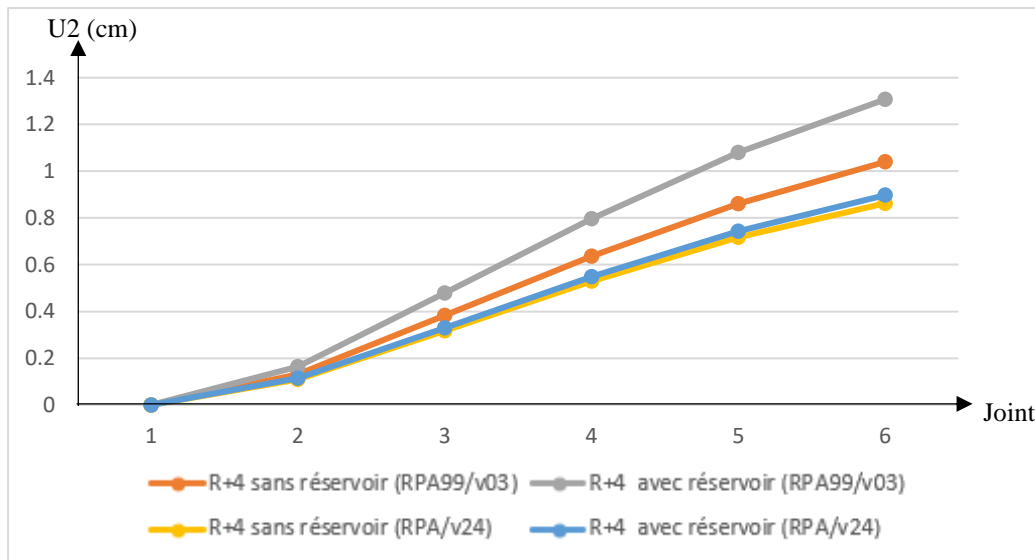


Figure VII.9 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles

• Structure R+6 :

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U1 (cm)		Combinaison	U1 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
noeud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
noeud 2	0.21559	0.293205	G + Q + EX	0.129929	0.167731	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 3	0.567699	0.777302	G + Q + EX	0.352576	0.457454	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 4	0.910599	1.247724	G + Q + EX	0.576406	0.750681	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 5	1.128268	1.444975	G + Q + EX	0.793745	1.037795	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 6	1.156868	1.590357	G + Q + EX	0.973157	1.281689	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 7	1.263995	1.759638	G + Q + EX	1.108339	1.475973	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
noeud 8	1.401239	1.995825	G + Q + EX	1.210594	1.636145	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ

TableauVII.9 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+6).

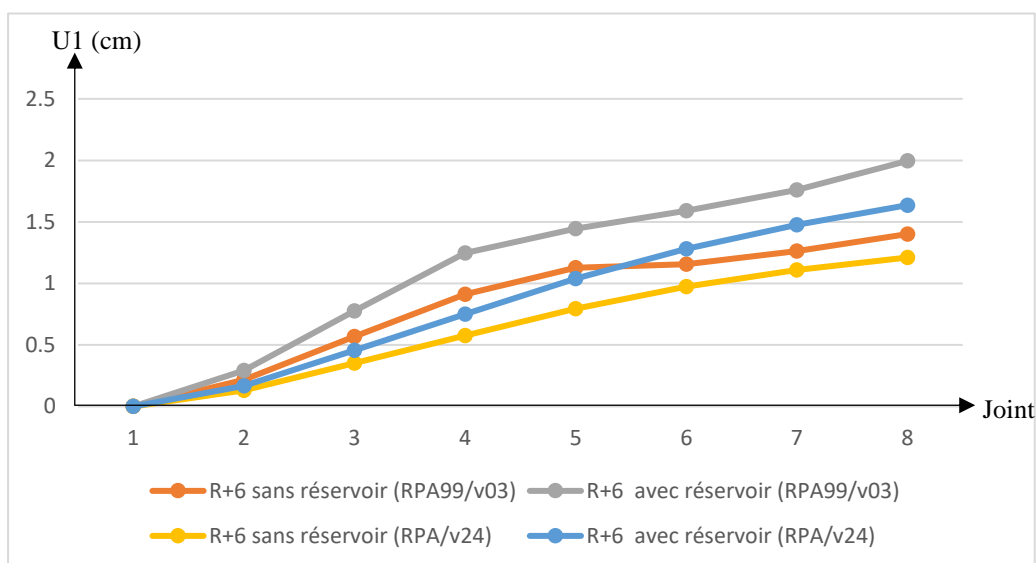


Figure VII.10 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+6).

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U2 (cm)		Combinaison	U2 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
nœud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
nœud 2	0.176123	0.216795	G + Q + EX	0.095212	0.115228	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 3	0.518161	0.637543	G + Q + EX	0.282589	0.340341	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 4	0.859128	1.056269	G + Q + EX	0.488965	0.585254	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 5	0.976104	1.192553	G + Q + EX	0.690276	0.823173	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 6	1.065505	1.309257	G + Q + EX	0.865252	1.030185	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 7	1.131951	1.393143	G + Q + EX	1.006367	1.198441	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 8	1.256088	1.549674	G + Q + EX	1.119407	1.335153	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

TableauVII.10 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+6).

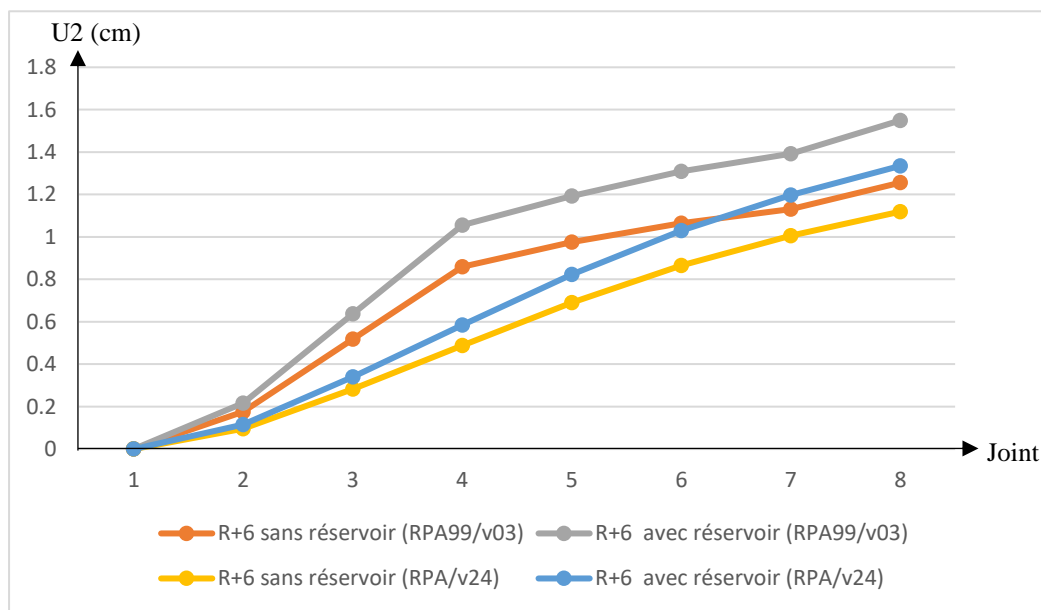


Figure VII.11 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles

• Structure R+8 :

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U1 (cm)		Combinaison	U1 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
nœud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
nœud 2	0.16375	0.18897	G + Q + EX	0.118745	0.151614	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 3	0.467241	0.530203	G + Q + EX	0.331009	0.422773	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 4	0.790649	0.859482	G + Q + EX	0.555224	0.708045	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 5	1.124758	1.122407	G + Q + EX	0.781256	0.782668	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 6	1.438126	1.279594	G + Q + EX	0.985679	0.99422	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 7	1.709028	1.406314	G + Q + EX	1.163295	1.253593	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 8	1.945168	1.549463	G + Q + EX	1.32163	1.690197	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 9	2.124434	1.738153	G + Q + EX	1.443321	1.858523	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ
nœud 10	2.242784	1.973545	G + Q + EX	1.527999	1.983375	G+0.2Q +EX+0.3EY+0.3EZ

TableauVII.11 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+8).

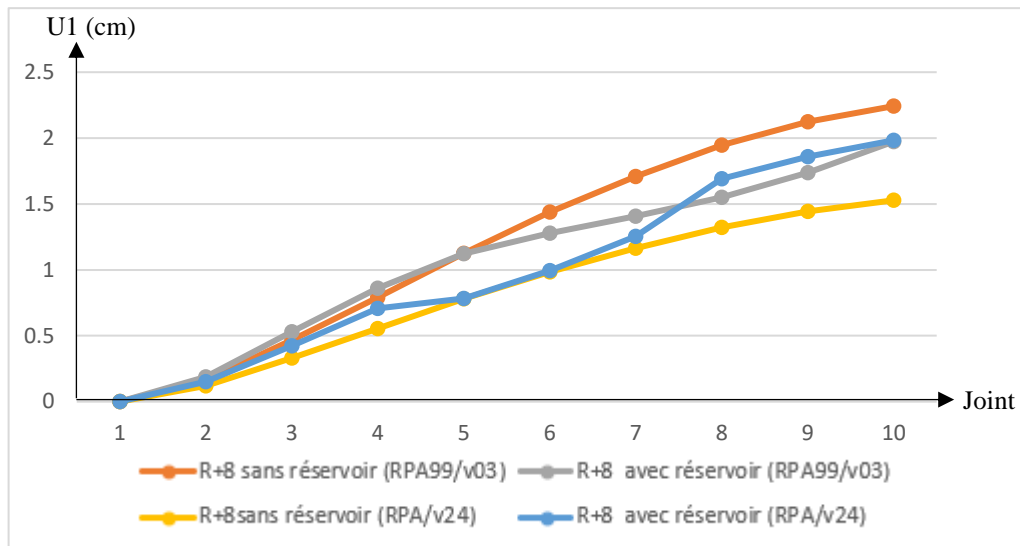


Figure VII.12 : Les valeur du déplacements U1 pour les deux modèles (R+8).

	RPA99/v03			RPA/v24		
	U2 (cm)		Combinaison	U2 (cm)		Combinaison
	Sans réservoir	Avec réservoir		Sans réservoir	Avec réservoir	
nœud 1	0	0	ELU	0	0	ELU
nœud 2	0.115715	0.149922	G + Q + EX	0.101168	0.116577	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 3	0.362398	0.468435	G + Q + EX	0.310648	0.354951	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 4	0.652316	0.841563	G + Q + EX	0.551723	0.62622	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 5	0.966931	1.246915	G + Q + EX	0.798206	1.158772	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 6	1.287084	1.660998	G + Q + EX	1.030316	1.390544	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 7	1.561944	2.015165	G + Q + EX	1.238874	1.235576	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 8	1.788093	2.305618	G + Q + EX	1.421865	1.595754	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 9	1.967627	2.536107	G + Q + EX	1.571223	1.765453	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ
nœud 10	2.109135	2.716539	G + Q + EX	1.692129	1.903876	G+0.2Q +0.3EX+EY+0.3EZ

TableauVII.12 : Les valeur du déplacements U2 pour les deux modèles (R+8).

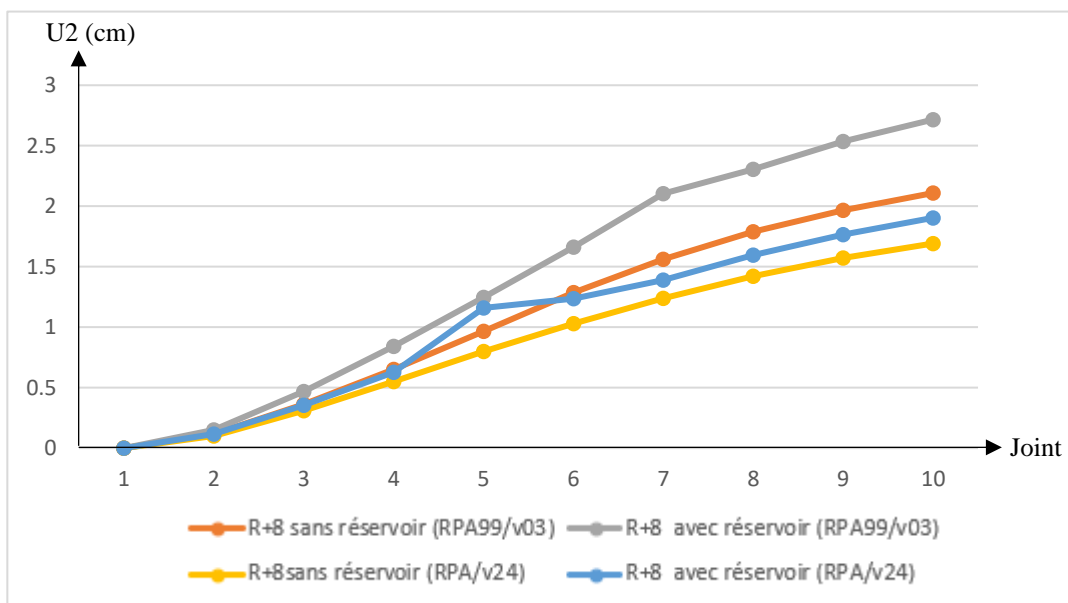


Figure VII.13 : Les valeurs du déplacements U2 pour les deux modèles (R+8).

Analyse des résultats : D'après les tableaux et les figures précédentes , on remarque que :

- Dans les deux versions du code RPA, l'intégration du réservoir provoque une augmentation des valeurs du déplacement U_1 et U_2 .
- L'impact sur les valeurs de déplacement a été influencé par la hauteur du bâtiment.
- En termes de comparaison des deux versions, on peut observer que modèle du code RPA/v24 présente moins de déplacement (U_1 et U_2) par rapport à RPA99/v03. C'est parce que le spectre vertical a été intégré dans la version 2024 du code.

VII.5 – Conclusion :

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à évaluer le comportement dynamique des structures avec un réservoir disposé à la terrasse. Les effets de l'eau et de l'interaction fluide-structure ont été examinés en calculant des périodes propres, de variation des efforts tranchants à la base, et les déplacements.

Pour atteindre cet objectif, plusieurs modèles ont été mis en œuvre et les résultats obtenus ont principalement démontrés que :

- La prise en compte des fluides dans les modèles augmente la période fondamentale. Ce résultat est prévisible puisque l'eau sert de masse additionnelle sans apporter de rigidité à la structure.
- La présence du réservoir augmente les efforts tranchants à la base. en particulier dans les structures de grande hauteur.
- En terme du déplacements maximum , l'ajout d'un réservoir en toiture engendre une augmentation des déplacements, particulièrement au sommet de la structure. De sorte, que plus la structure est haute, plus l'effet du réservoir sur les déplacements est important.
- Quand on met en parallèle les deux versions, il est évident que le modèle RPA99/v24 montre des différences notables en termes de rigidité structurelle et de réponse sismique. Cela est dû à l'intégration du spectre vertical dans la mouture 2024 du code. En résumé, RPA2024 est plus moderne, précis et avantageux pour le calcul des bâtiments.
- Pour les différents cas étudiés, la combinaison d'action qui donne le maximum d'effort tranchant à la base est $G + Q + 1.2E$ (RPA99/v03) et $G + \psi.Q + E$ (3.4) (RPA/v24).

Conclusion Générale

Notre travail s'articule autour de deux axes principaux qui ont constitué les objectifs essentiels de notre étude. La première partie a porté sur une analyse modale spectrale détaillée d'un bâtiment en béton armé (R+4), situé à Aïn Témouchent. La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 ce qui nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation.

La seconde partie s'est concentrée à l'étude de l'influence d'un réservoir d'eau placé en terrasse sur le comportement dynamique modale spectrale de la même structure. Pour modéliser l'effet dynamique du réservoir, nous avons appliqué la méthode de HOUSNER.

Les résultats montrent que la prise en compte de la masse d'eau entraîne une augmentation de la période propre de la structure, ce qui est attendu puisque la masse additionnelle ne s'accompagne pas d'un gain de rigidité.

Cette comparaison a été effectuée sur plusieurs paramètres à savoir la période fondamentale, effort tranchant à la base, déplacements.

Nous avons également comparé les résultats du RPA 2003 avec le nouveau RPA 2024. Le nouveau code (RPA/v24) adopte une approche plus conservatrice et plus exigeante de la conception sismique, ce qui permet d'obtenir des structures mieux équipées pour résister aux séismes.

Le principe défi de ce projet est l'adoption d'un nouveau code du RPA, qui en est encore à ses débuts d'adoption et n'est pas encore largement utilisé. Malgré cela, nous avons su anticiper ses exigences afin de produire des meilleurs résultats.

En conclusion, nous espérons que ce travail contribuera à enrichir notre département et servira de référence utile pour les futures promotions.

Références bibliographiques

Partie I :

- [BAEL 91] Jean-Pierre Mougins, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [RPAversion 2024] Règles parasismique Algérienne RPA Version 2024.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- [DTR B.C 2.2] Document technique règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [JEAN Perchât et JEAN Roux] Pratique du BAEL 91, cours avec exercices corrigés, quatrième Edition.
- [Y.CHERAIT] Calcul des ouvrages en béton armé, règles CB493 RPA2003.
- Cours de béton armé, 3éme et 1er année master génie civil (UBBAT).

Partie II :

- [M.AICHOUCHE et L.BENAMAR] Projet fin d'étude , Effet de la présence d'une piscine au niveau de la terrasse sur le comportement dynamique d'une tour (sous sol+RDC+13 étages).
- [H. BOUKLI et A. BETAOUAF] Projet fin d'étude , L'effet de la présence du réservoir sur le comportement dynamique d'un bâtiment.
- [A. AOUED et H. CHERGUI] Projet fin d'étude , Etude d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation implanté à Tiaret.

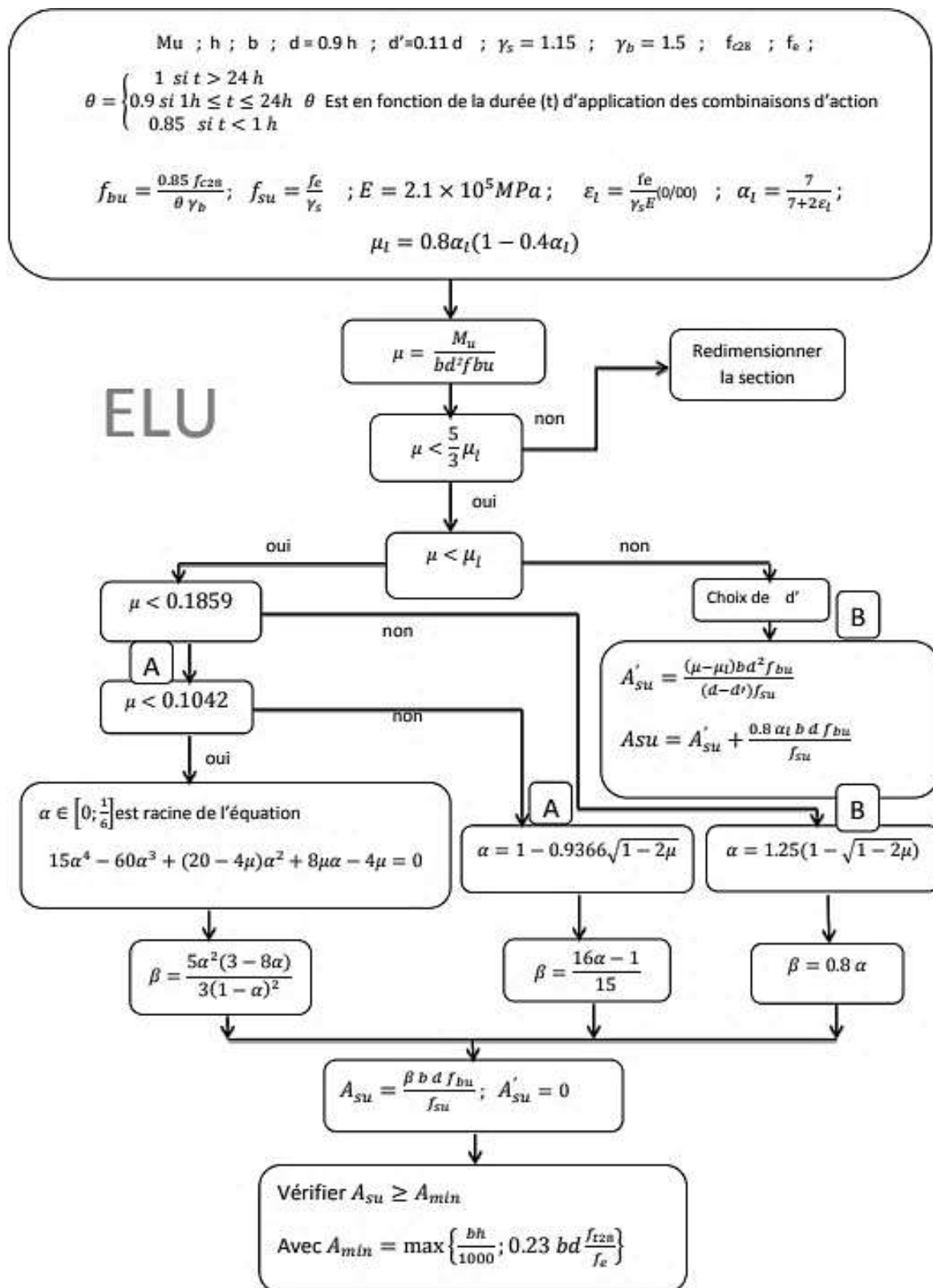
- [B. BELMEHDI et O. ABADI] Projet fin d'étude , Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) contreventement mixte (Voiles+Portiques) implanté en zone de sismique moyenne (IIa).

Logiciels utilisés :

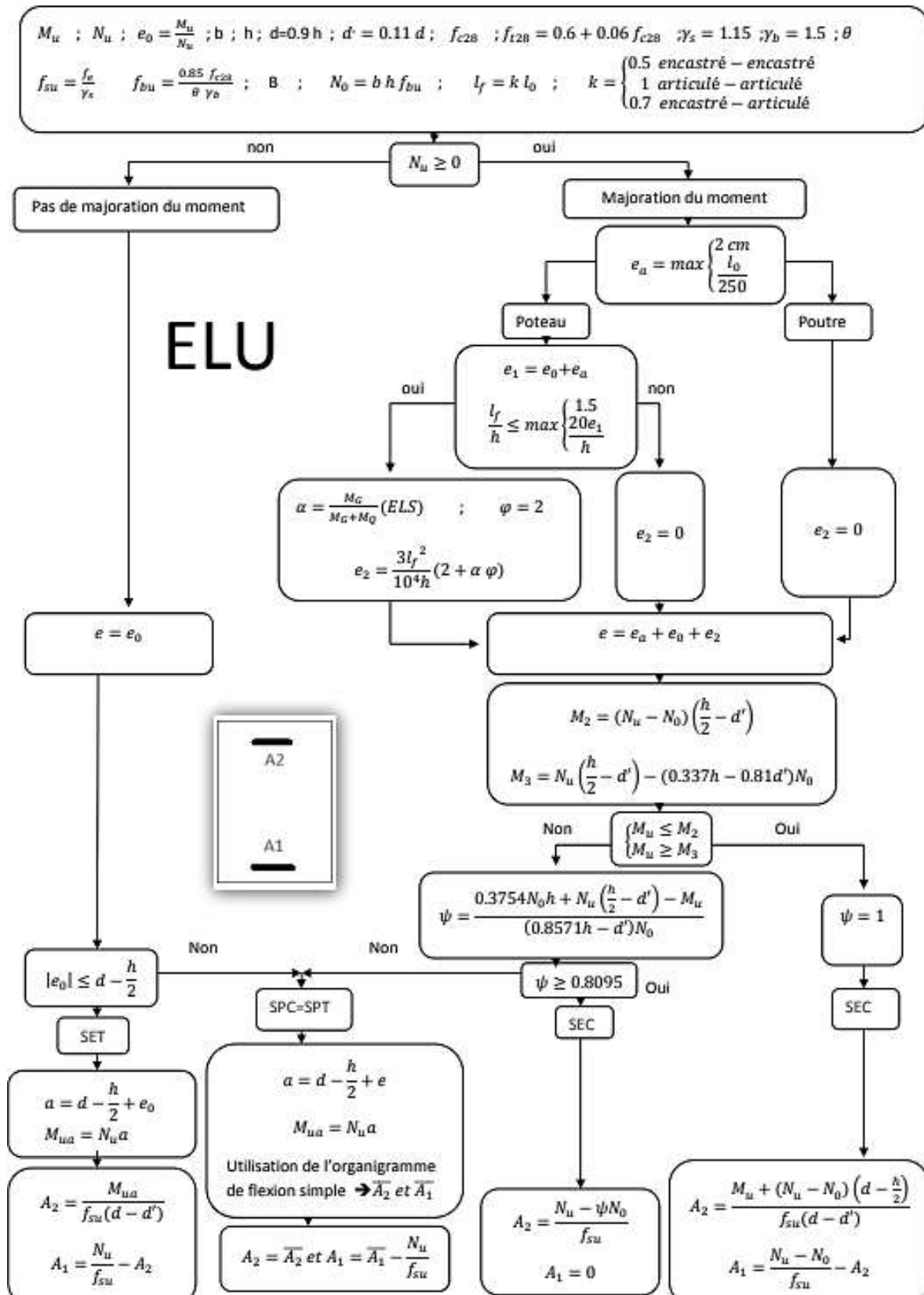
- SAP2000 version 2020
- ETABS version 2022
- SAFE version 2022
- AUTOCAD
- WORD 2019.
- EXCEL 2019.
- CADReader

ANNEXES

Annexe 1 : Organigramme de flexion simple section rectangulaire (BAEL99)



Annexe 2 : Organigramme de flexion composé section rectangulaire (BAEL99)



Annexe 3 : Tableau des Armatures (en Cm²)

Diamètre ϕ (mm)	Masse linéique (Kg/ml)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,02
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,90
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,40
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,10
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,41
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,10
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,7

Annexe 3 :

Plans architectures